

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA  
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابنة

Faculté : TECHNOLOGIE  
Département : GENIE CIVIL  
Domaine : SCIENCES ET  
TECHNOLOGIES  
Filière : GENIE CIVIL  
Spécialité : STRUCTURE

## Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master  
Thème:

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE(R+9+2SS)  
CONTREVENTE PAR DES VOILES**

Présenté par : -*Mohamedou Dahi Mohamed Abderhmane*  
-*Ramoul Safi*

Encadrant : *MERZOUUD Mouloud* Grade *Professeur* Université *UBMA*

### Jury de Soutenance :

<b>Menadi Souad</b>	<b>MCB</b>	<b>UBMA</b>	<b>Président</b>
<b>Merzoud Mouloud</b>	<b>Prof</b>	<b>UBMA</b>	<b>Encadrant</b>
<b>Hammouda Abdelziz</b>	<b>MCA</b>	<b>UBMA</b>	<b>Examineur</b>

Année Universitaire : 2022/2023

# Remerciements

*Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre encadreur Mr MERZOUË MOULOUD pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.*

*Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en master.*

*Enfin, notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A la mémoire de mes défunts parents*

*A ma chère femme qui ma soutenue tout au long de mes études*

*A mes adorables enfants : ma fille Choumissa nour el houda*

*et mon fils Mohamed Idris*

*Et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à mon succès  
pour la réalisation de ce projet*

*Ramoul Safi*

## **Résumé**

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un R + 9 étages + deux sous sol qui sera implanté dans la wilaya de Annaba classé en zone II selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

La 3ème partie concerne l'étude et l'analyse de ce projet qui a été établie par le logiciel Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional)

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003). Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (robot expert).

### **Les mots clés**

Prédimensionnement, descente des charges, étude dynamique, logiciel Robot, Robot expert 2010, ferrailage, fondation, *Cahier des charges de l'appel d'offre, devis quantitatif et estimatif*, le marché, attachement, métré, situation des travaux.

## الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني والتجاري مكون من طابقين 9 + R طوابق + طابقين سفليين بولاية عنابة، هذه المنطقة مصنفة في المنطقة IIa حسب التنظيم الزلزالي الجزائري.

بدأنا بالوصف العام للمشروع مع عرض الجانب المعماري للعناصر، ثم التحجيم المسبق للعناصر وكذلك نزول الأحمال، ومن أجل تحديد الضغوطات المختلفة بسبب التحميل (الأحمال الدائمة، التشغيلية والزلزالية)، كذلك درسنا دراسة ديناميكية للعمارة باستخدام برنامج الروبو. وفي نهاية هذا الجزء المخصص للعناصر الثانوية (الدرج، العوارض، الشرفة والحاجز) يتضمن أيضا تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للبنائية (الأساس، الدعامات، الحزم، الأشرطة). مع مراعاة توصيات البرمجيات (Robot expert 2010- Robot), (BAEL المعدل 99) والقوانين الجزائرية للزلازل RPA99/v2003.

يعد دفتر الشروط و الكشف الكمي و التقديري جزء لا يتجزأ من عقود الخدمة المهنية التي تقع تحت مسؤولية الوزارة، وهي تشمل " دفتر الشروط لطلب المناقصات" التي تحدد بشكل خاص الإلتزامات المتعلقة بإدارة العقد وإدارته، لذا قمنا بتأسيس وثيقتنا التعاقدية "العقد" بما في ذلك وصف العمل وتحديد طرق التنفيذ والمواد المستخدمة و التقدير و كافة المبالغ التعاقدية التقديرية لعمل هذا المشروع. و كذلك تقييم تكلفة الأعمال ابتداء من قياسها و أثناء و بعد إنجاز هذه الأعمال. و في المرفق قدمنا تفاصيل الحساب الكمي.

وفي إطار هذا المشروع، التقينا في جميع مراحل التقدم بتشخيص للوضع الحالي مما جعل من الممكن الحصول على دفعة من خلال وضع العمل المقدم لتأسيس هذا المشروع، تحفيزه و تأطيره.

## الكلمات المفتاحية

التحجيم المسبق، نزول الأحمال، دراسة ديناميكية، برمجيات Robot expert 2010, Robot, التعزيز، الأساس، دفتر الشروط لطلب المناقصات، الكشف الكمي و التقديري، العقد، المرفق، الحساب الكمي، وضع العمل.

## **Summary**

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial of R + 9 étages +2 underground which will be established in the wilaya of Annaba, classified in zone IIa according to the Algerian parasismic (RPA 99 version 2003).

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The 3rd part concerns The study and the analysis of this plan which had been established by software (Autodesk® Robot™ Structural Analysis Professional)

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003).

For the checking of reinforcement we used (robot expert).

## **Keywords**

Pre-sizing, descent charges, Dynamic study, Robot software, Robot expert 2010, reinforcement, foundation, Specifications of the call for tenders, quantitative and estimated quote, the contract, attachment, quantity survey, work situation.

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I</b> : Présentation de l'ouvrage.....	2
<b>Chapitre II</b> : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.....	20
<b>Chapitre III</b> : Ferrailage des éléments non structuraux.....	39
<b>Chapitre IV</b> : Etude Sismique.....	55
<b>Chapitre V</b> : Etude des portiques.....	74
<b>Chapitre VI</b> : Etude des fondations.....	101
<b>Conclusion</b> .....	121

## Liste des tableaux :

Tab (I.1) : Caractéristiques mécaniques des aciers .....	16
Tab (II.1) : Plancher Terrasse Inaccessible.....	27
Tab (II.2) : Plancher étage courant + RDC.....	28
Tab (II.3) : Plancher étage sous-sol-1.....	28
Tab (II.4) : Murs extérieurs (double parois) .....	29
Tab (II.5) : Dalle (e=12cm) .....	29
Tab (III.1) : ferrailage de l'acrotère. ....	40
Tab (III.2) : vérification de la contrainte du béton. ....	41
Tab (III.3) : vérification de la contrainte d'acier. ....	41
Tab (III.4) : Charge permanente de la paillasse de l'escalier.....	47
Tab (III.5) : Charge permanente du palier de repos de l'escalier.....	47
Tab (III.6) : Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier.....	48
Tab (III.7) : Les données.....	50
Tab (III.8) : Calcul des sections d'acier de l'escalier.....	51
Tab (III.9) : Les armatures de répartition.....	52
Tab (III.10) : Vérification de l'espacement des armatures.....	53

Tab (III.11) : Vérification du ferrailage de l'escalier l'E.L.S.....	53
Tab (IV.1) : Valeurs de T1 et T2.....	59
Tab (IV.2) : Valeurs de $\xi$ (%)......	59
Tab (IV.3) : Valeurs du coefficient CT.....	60
Tab (IV.4) : VALEURS DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R.....	62
Tab (IV.5) : Valeurs des pénalités Pq.....	62
Tab (IV.6) : Les modes propres.....	65
Tab (IV.7) : Valeurs du coefficient de pondération " $\beta$ " RPA99 Version 2003.....	66
Tab (IV.8) : déplacements relatifs de la structure sens x-x.....	69
Tab (IV.9) : déplacements relatifs de la structure sens y-y.....	70
Tab (IV.10) : justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	72
Tab (IV.11) : vérification Sollicitations normales. ....	73
Tab (V.1) : Ferrailage sur appuis et travée de la poutre principale.....	76
Tab (V.2) : vérification de la contrainte de compression dans le béton. ....	76
Tab (V.3) : Ferrailage Poutre secondaire.....	79
Tab (V.4) : Tableau récapitulatif des résultats.....	89
Tab (V.5) : ferrailage verticales du voile dans le sens y.....	98
Tab (V.6) : ferrailage verticales du voile dans le sens x.....	99
Tab (VI.1) : vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	113
Tab (VI.2) : vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	117

## Liste des figures :

Fig(I.1) : Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU.....	14
Fig(I.2) : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS. ....	15
Fig(I.3) : Diagramme contrainte-déformation. ....	17
Fig(I.4) : Diagramme de déformation de la section (règle des 3 pivots) .....	19
Fig(II.1) : POUTRELLES EN T.....	21
Fig(II.2) : Coupe de voile en élévation .....	25
Fig(II.3): Plancher terrasse .....	27
Fig(II.4): Plancher étage courant .....	28
Fig(II.5): Coupe verticale d'un mur extérieur.....	29
Fig(II.6): Type d'acrotère.....	30
Fig(II.7): Coupe d'un poteau intermédiaire.....	32
Fig(III.1): schéma statique de l'acrotère. ....	39
Fig(III.2) : Ferrailage de l'acrotère.....	42
Fig(III.3) : Représentation d'un escalier.....	44
Fig(III.4) : Dimensions de l'escalier.....	44
Fig(III.5) : Ferrailage d'escalier.....	54
Fig(IV.1): Spectre de réponse de calcul.....	57
Fig(IV.2): Structure en 3D.....	63
Fig(IV.3): Disposition des voiles.....	64
Fig(IV.4): Vue de la structure 3D.....	67
Fig(IV.5): Déformation en mode 1 .....	68
Fig(IV.6): Déformation en mode 2.....	68
Fig(V.1): Ferrailage Poutre principale .....	80
Fig(V.2): Ferrailage poutre secondaire.....	80
Fig(V.3): Ferrailage des poteaux.....	90
Fig(V.4): Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	93
Fig(V.5): Schéma des contraintes.....	95
Fig(V.6): ferrailage voile sens xx.....	99
Fig(V.7): ferrailage voile sens yy.....	99

Fig(VI.1): Ferrailage de radier nervure .....119  
Fig(VI.2): Ferrailage des nervures.....119

## LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS :

**B.A.E.L** : Béton Armé aux Etats Limites  
**R.P.A** : Règles parasismiques algériennes  
**C.B.A** : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé  
**D.T.R** : Document Technique Réglementaire  
**E.L.U** : Etat Limite Ultime  
**E.L.S** : Etat Limite de Service  
**E.L.A** : Etat Limite Accidentel  
**G** : Charge permanente  
**Q** : charge d'exploitation  
**H.A** : Haute Adhérence  
**R.L** : Ronds Lisses  
**kN**: kilo Newton  
**ml** : mètre linéaire  
**MPa** : Méga Pascal  
**RDC** : Rez De Chaussée  
**S<sub>acr</sub>** : Section de l'acrotère  
**f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)  
**f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)  
**E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier  
**E<sub>ij</sub>** : Module d'élasticité instantanée  
**E<sub>vj</sub>** : Module d'élasticité différée  
 **$\nu$**  : coefficient de poisson  
 **$\sigma_b$**  : Contrainte de compression du béton  
 $\overline{\sigma_b}$  : Contrainte de résistance du béton à l'ELU  
 $\overline{\sigma_b}$  : Contrainte de résistance du béton à l'ELS  
 **$\sigma_s$**  : Contrainte de compression dans l'acier  
 $\overline{\sigma_s}$  : Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS  
 **$\tau_u$**  : Contrainte de cisaillement  
 $\overline{\tau_u}$  : Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier  
**Y<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton  
**Y<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité de l'acier  
**N<sub>u</sub>** : Effort normal à l'ELU  
**N<sub>s</sub>** : Effort normal à l'ELS  
**F<sub>t</sub>** : Effort de traction  
**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant à l'ELU  
**M<sub>u</sub>** : Moment fléchissant à l'ELU  
**M<sub>s</sub>** : Moment fléchissant à l'ELS  
**M<sub>tor</sub>** : Moment de torsion  
**A<sub>s</sub>** : Section d'armatures  
**A<sub>max</sub>** : Section d'armatures maximales  
**A<sub>min</sub>** : Section d'armatures minimales  
**A<sub>r</sub>** : Section d'armatures de répartitions  
**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales  
**B<sub>hom</sub>** : Section homogène du béton et l'acier  
**Ø** : Diamètre  
**Ø<sub>t</sub>** : Diamètre des armatures transversales

$\Delta_{ft}$  : La flèche  
 $\Delta_{fadm}$  : La flèche admissible  
 $L_r$  : Longueur de recouvrement  
 $S_t$  : Espacement des armatures  
 $c$  : L'enrobage  
 $d$  : Hauteur utile  
 $\lambda_g$  : L'élançement géométrique  
 $L_f$  : Longueur de flambement  
 $i$  : Rayon de giration  
**T.C.E** : Tous Corps d'Etat  
**H.T** : Hors Taxes  
**T.T.C** : Toutes Taxes Comprises  
**T.V.A** : Taux de Valeur Ajoutée  
**U** : Unité  
**ENS** : Ensemble  
**P.U** : Prix Unitaire  
**F/P** : Fourniture et Pose  
**WC** : Water Closet  
**S.D.B** : Salle De Bain  
**P.E** : Porte d'Entrée  
**P1, P2, P3, P4** : Portes  
**P6** : Porte sous paillasse de cuisine  
**PI** : Placard  
**PF1** : Porte Fenêtre  
**F2** : Fenêtre  
**CH** : Châssis  
**P.M** : Porte Métallique  
**T.A** : Trappe d'Accès (terrasse)

### **Introduction Générale :**

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

Il faut s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

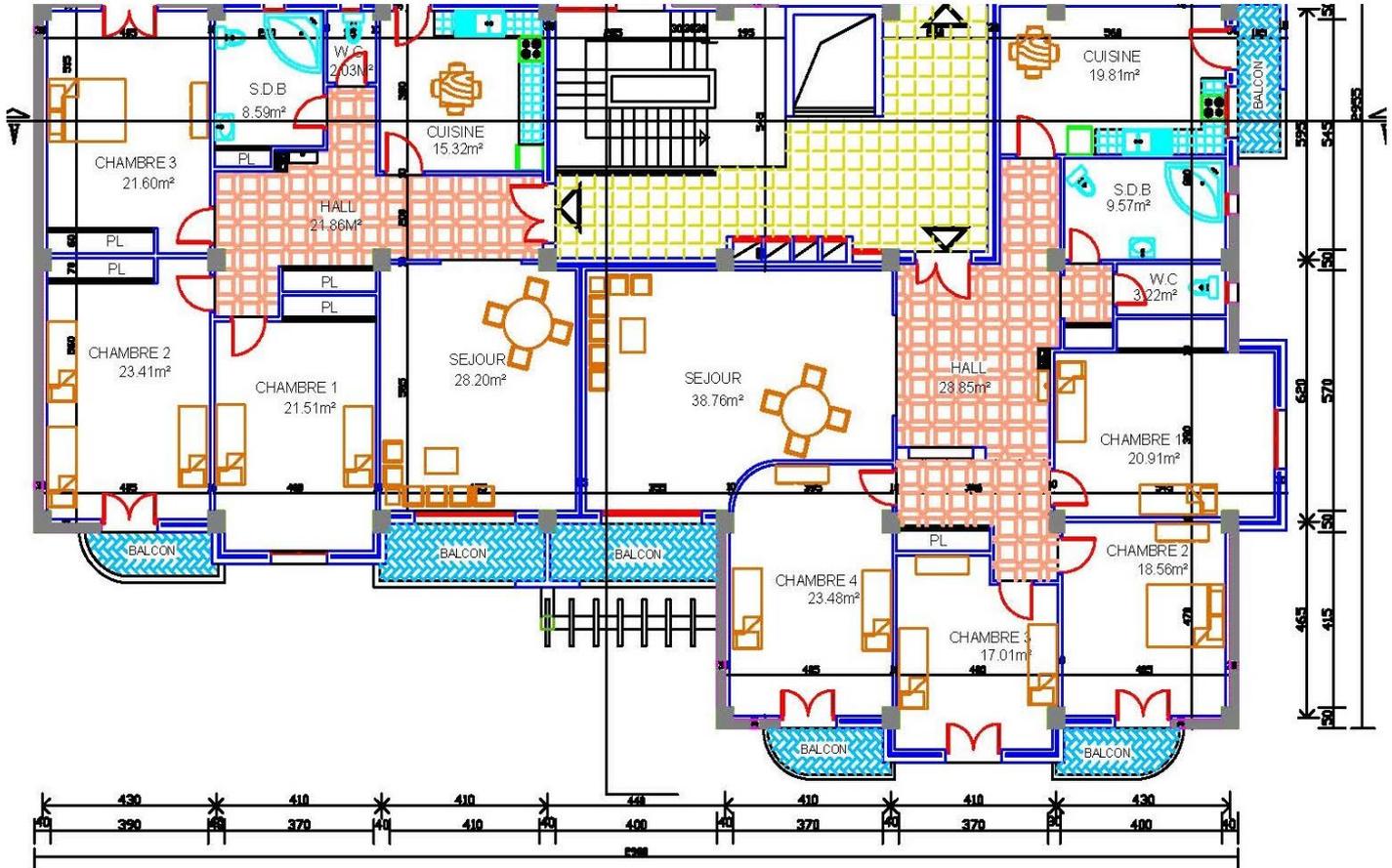
Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

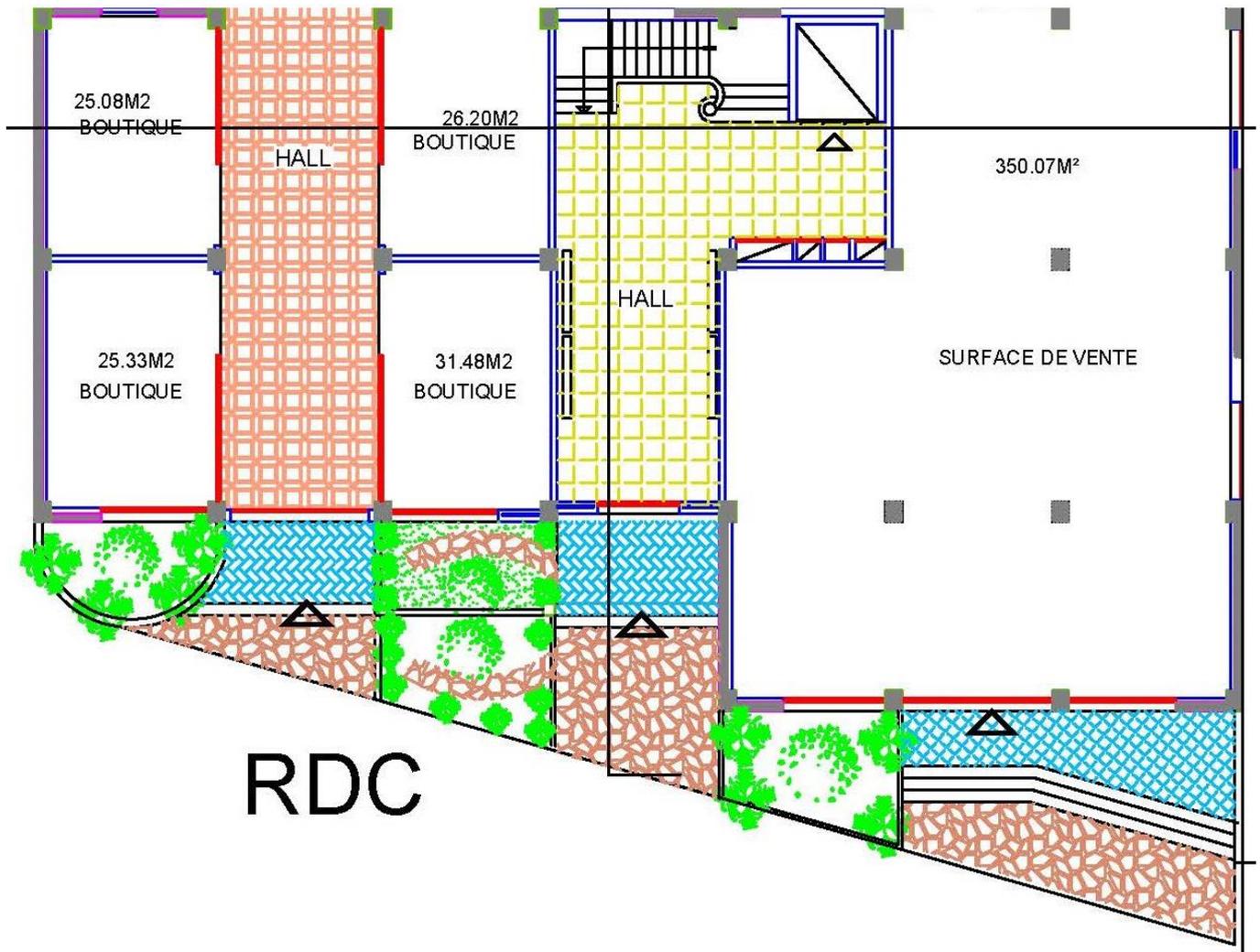


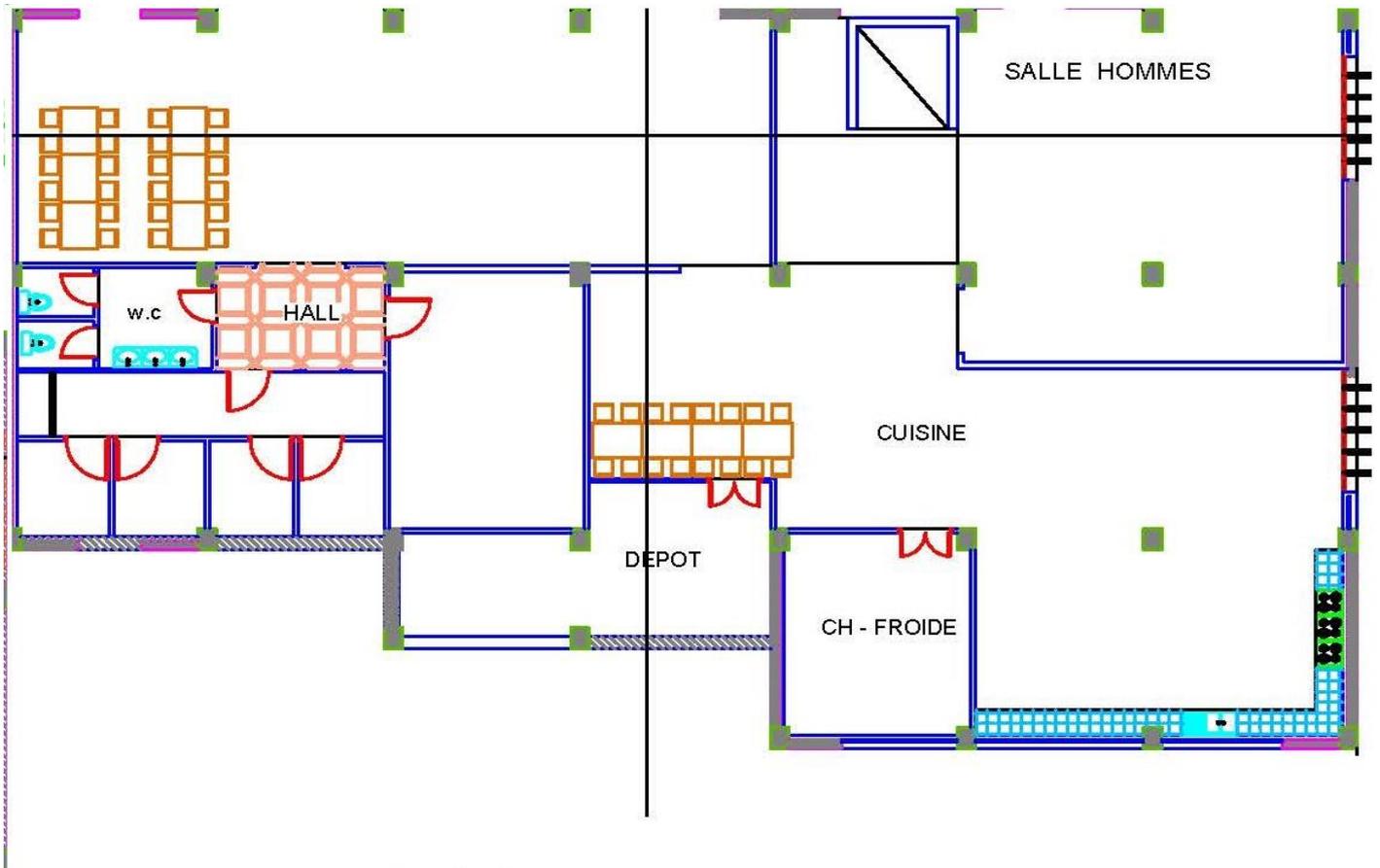
Présentation architecturale de bloc étudié :



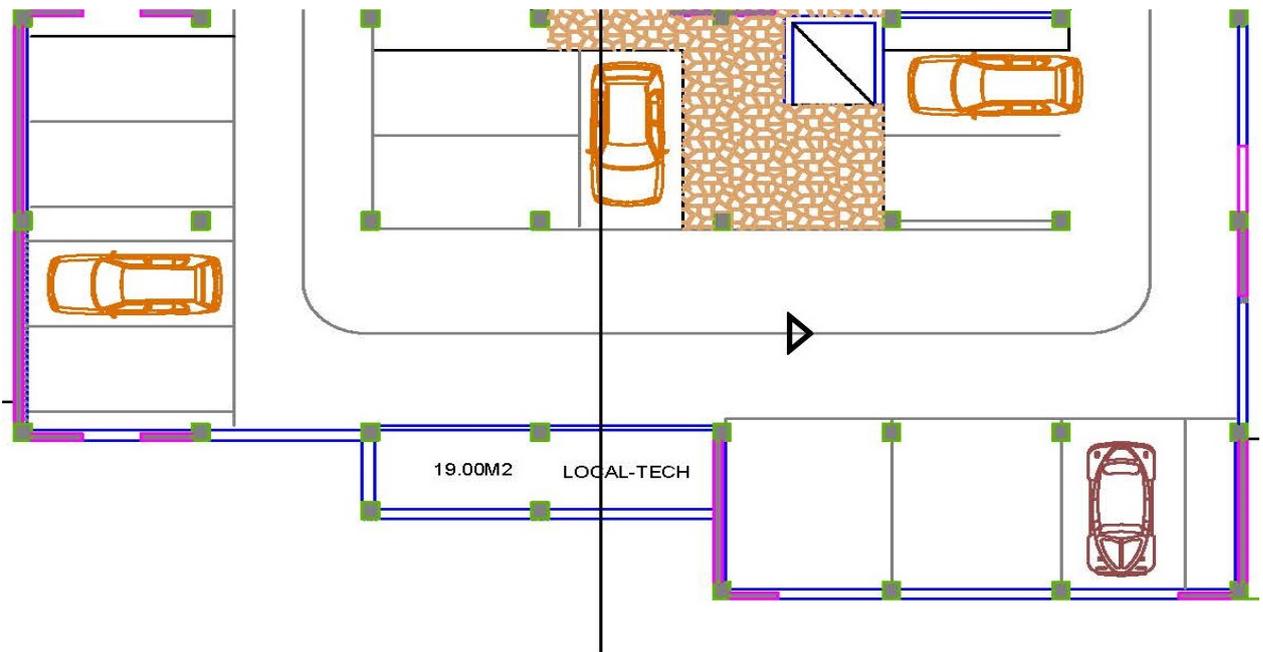
# ETAGES COURANTS

## Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE



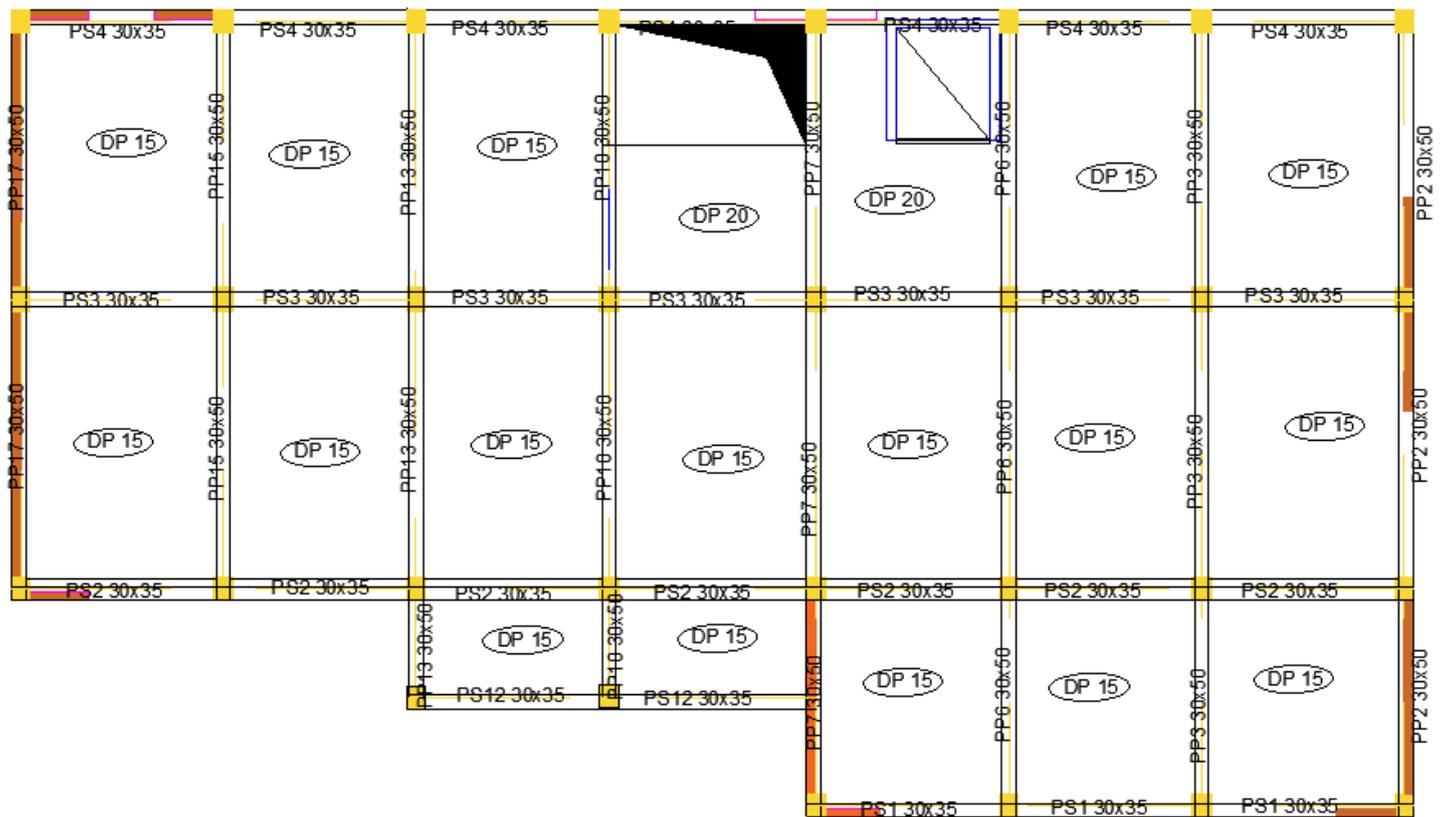
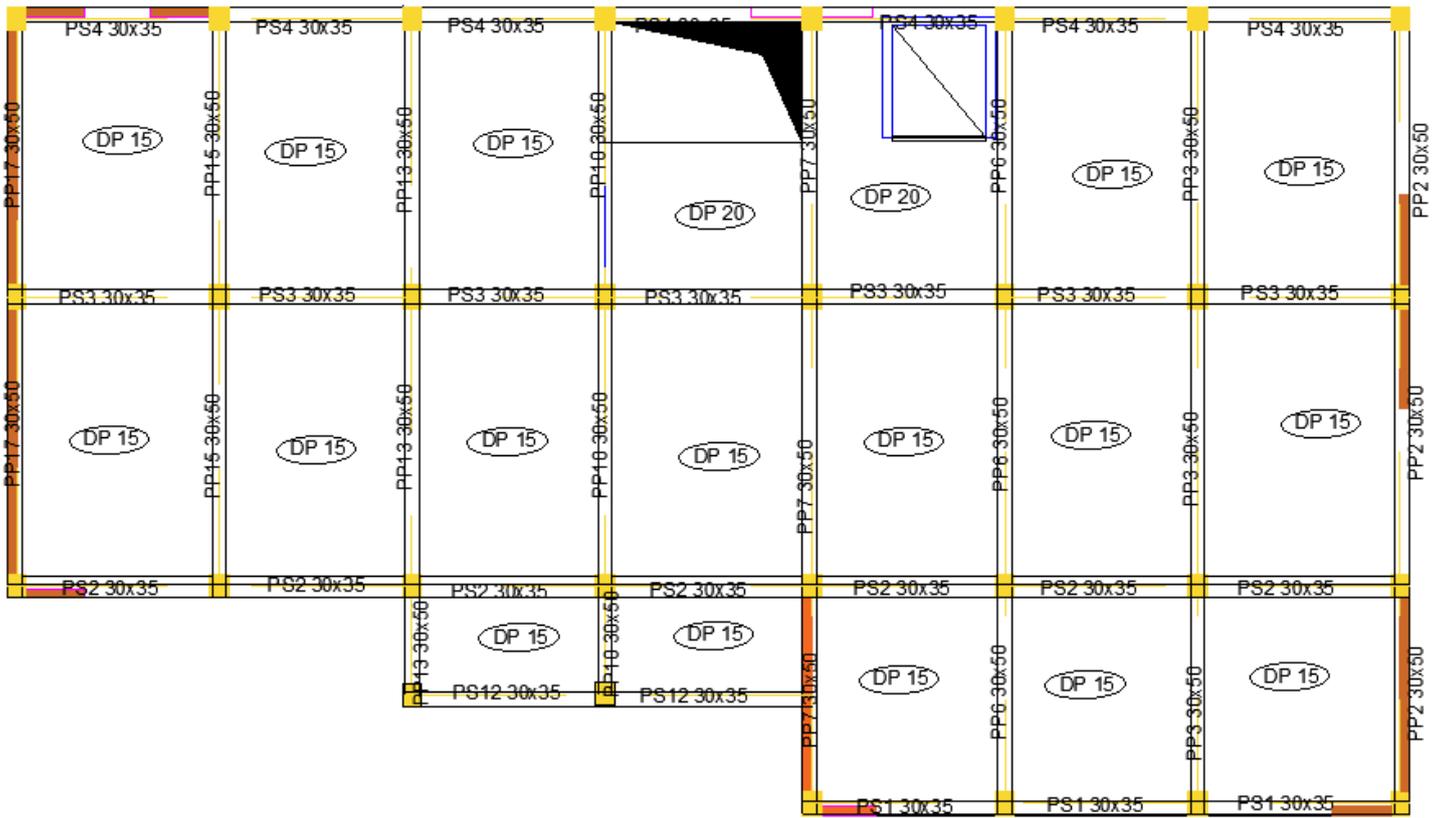


S/SOL -01



S/SOL -02  
PARKING + ANNEXES

# Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE



# **Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

---

## **1.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :**

On se propose d'étudier un bloc d'un bâtiment R+9 étages plus 2 Sous-sol à usage mixte (habitation, commerce) L'ouvrage est classé dans le« groupe d'usage 2», et implanté à Annaba, ville située dans la zone II (zone de moyenne sismicité) selon le règlement parasismique Algérien : RPA 99 Version 2003.

## **1.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :**

Le bâtiment se compose d'un rez-de-chaussée commercial et 9 étages d'habitation avec deux sous-sols l'un à usage commercial et l'autre comme parking

### **1.2.1 CLASSIFICATION SELON RPA 99 VER.03 :**

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48 m, c'est le groupe 2.

### **1.2.2. CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES :**

1. Un 2eme sous-sol (parking).
2. Un Rez-de-chaussée et le 1<sup>er</sup> sous-sol à usage commercial
3. 9 étages à usage d'habitation.

### **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale est de 31.96 m
- Hauteur du sous-sol-1 est de 3.4 m et le sous-sol-2est de 2.89m J
- Hauteur du Rez-de-chaussée est de 4,42 m
- Hauteur de l'étage courant est de 3,06 m

### **Dimensions en plan :**

- Longueur totale : L=17.3m (sens longitudinal)
- Largeur total : l = 29.8 m (sens transversal)

### **1.2.3. CONCEPTION STRUCTURALE :**

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003), puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003. Le contreventement sera assuré par un système mixte (voiles et portique), avec justification d'interaction portique-voile.

Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

### **Plancher :**

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

Le plancher de sous-sol1 est exceptionnellement en dalle pleine puisque les charges sont très importantes (usage commercial).

### **Escaliers :**

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à trois volées.

### **Maçonnerie :**

- La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :
- Les murs extérieurs sont constitués en double parois d'épaisseur 20cm
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi d'épaisseur 10cm.

## **Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

---

### **L'acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de hauteur de 60 cm et de 15 cm d'épaisseur.

### **Ascenseur :**

L'ascenseur est de type 630 de huit personnes.

### **Infrastructure :**

La structure repose sur un sol ferme (site 2), a une capacité portante de 2,5 bars, Vue l'importance des charges, il serait de faire une construction sur un radier nervuré

### **Règlements utilisés :**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) et le règlement algérien CBA 93 et en respectant le Règlement Parasismique Algérien RPA99version2003

### **I.4. Les Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles Techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du Béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

#### **I.4.1. Méthode de calcul :**

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

#### **Définition des états limite :**

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

## **Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

---

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

### **Etats limites :**

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

#### Etats limite ultime ELU :

- de résistance
- de la stabilité de forme
- d'équilibre statique

#### Etats limite de service ELS :

- compression de béton
- d'ouverture des fissures
- de déformations

### **I.4.2. Le béton :**

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrages dans les domaines du bâtiment, des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du lient (ciment), de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains adjuvants.

#### **I.4.2.1. Principaux caractéristiques et avantages du béton :**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

1. Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
2. La mise en place des armatures dans le coffrage ;
3. Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage ;
4. Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- a) **Economie :** le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de Compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des Efforts de traction ;
- b) **Souplesse des formes :** elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages Auxquels on peut donner toutes les sortes de formes ;
- c) **Résistance aux agents atmosphériques :** elle est assurée par un enrobage correct des Armatures et une compacité convenable du béton ;

- d) **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets
- e) des Incendies.

### **I.4.2.2. Les matériaux composants le béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

#### **Ciment :**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

#### **Granulats :**

Les granulats rocheux sont constitués par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton.

##### **b.1 Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

##### **b.2 Gravier :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés)

#### **L'eau :**

L'eau, dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

#### **Les adjuvants :**

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment.

Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

### I.4.2.3. Dosage du béton :

La composition courante d' 1m<sup>3</sup> de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 530 L de sable
- 740L de gravillon
- 175 L d'eau de gâchage

La formulation adoptée en Algérie pour un béton de 25 MPA :

- 350 kg de ciment II de 42.5R
- 400 L de sable D<sub>S</sub><5 mm
- 800 L de gravillon 5 mm< D<sub>g</sub><25 mm
- 175 L d'eau de gâchage

### I.4.2.4. Résistances mécaniques du béton :

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

Le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté  $f_{c28}$  pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âge de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$ , les règles BAEL donnent pour un âge  $j < 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement : Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule  $f_{cj}$  :

$$\text{❖ } f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPA} \dots\dots\dots \text{CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

$$\text{❖ } f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,95 \times j} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPA} \dots\dots\dots \text{CBA Art (A.2.1.1.1)}$$

$$j > 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPA}$$

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

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté «  $f_{tj}$  » est déduite de celle de la compression par la relation :

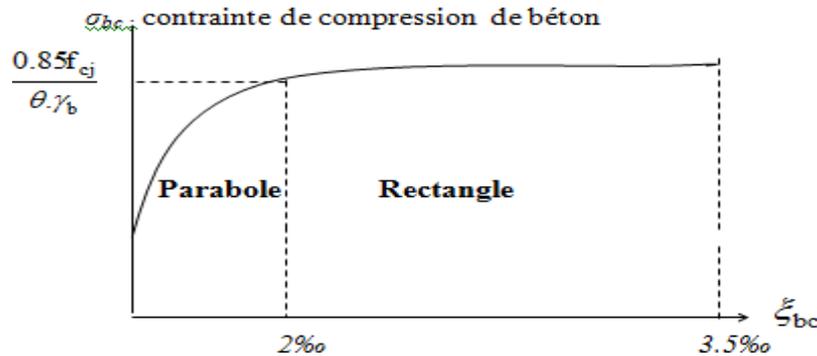
$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 40 \text{MPA} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91, Art. A-5-2-11)}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$  on a  $f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$

### I.4.2.5. Déformation et contrainte de calcul :

#### A. Etat limite ultime de résistance :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole- rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :



Fig(I.1) Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU

Est notée contrainte de calcul  $f_{bu}$  tel que :  $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{cj}$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

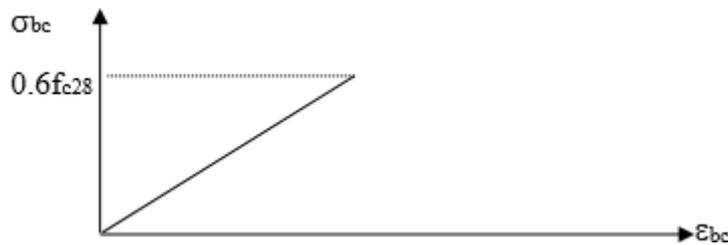
Avec :

- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- $\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action .Il est fixé à :
  - 1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h.
  - 0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
  - 0.85 : lorsqu' elle est inférieur à 1h
- $f_{cj}$  : la résistance caractéristique a la compression de béton a jour  
D'où le contrainte  $\sigma_{bc}$  est en fonction de son **raccourcissement**
  - $0 < \epsilon < 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = f_{bu} \left[ 1 - \left( \frac{2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$
  - $2\text{‰} < \epsilon < 3.5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = f_{bu}$

### **B. Etat limite service à l'ELS :**

La contrainte de compression du béton à l'ELS (symbole  $\sigma_{bc}$ ) est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ alors } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



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

### **❖ Module de déformation longitudinale du béton :**

#### **a) Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  avec  $E_{ij}$  et  $f_{cj}$  en MPa.

#### **b) Module de déformation différée:**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

### **❖ Coefficient de poisson :**

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un

Rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson  $\nu$  est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

- $(\Delta d / d)$  : déformation relative transversale ;
- $(\Delta L / L)$  : déformation relative longitudinale.

## Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Il est pris égale à :

- $\nu = 0,2$  pour ELS (béton non fissuré).
- $\nu = 0,0$  pour ELU (béton fissuré).

### ❖ Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par  $\tau_u \leq \tau_{u0}$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :  $\tau_u = \frac{V_u}{b d}$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant.

$b d$  : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si

$\tau_u$  ne dépasse pas :

$\tau_u = \text{Min}(0.13.f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \rightarrow$  fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \text{Min}(0.1.f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \rightarrow$  fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

### I.4.3. L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

### ❖ Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Nuance		$F_y$ (MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe 500	500

Tab (I.1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.

## Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

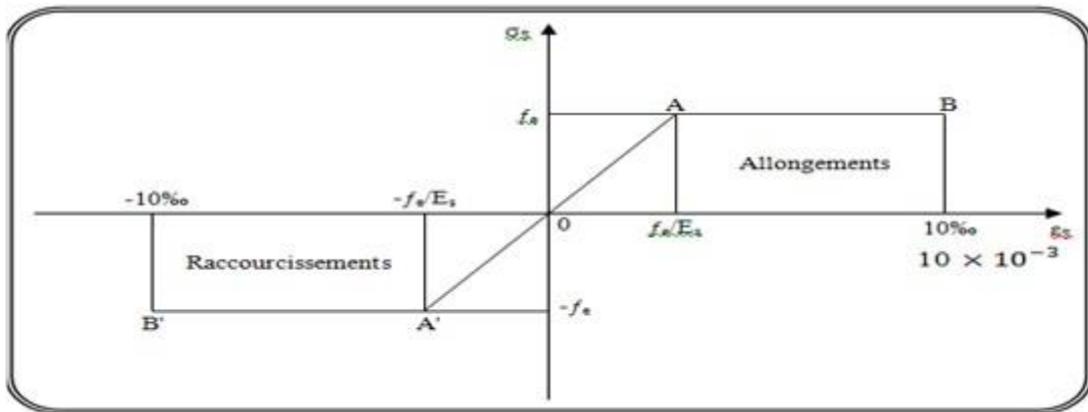
### ❖ Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon_s)$ :

#### A. Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

- $f_e$  : contrainte limite élastique.
- $\varepsilon_s$  : déformation (allongement) relative de l'acier.  $\varepsilon_s = \left[ \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right]$
- $\sigma_s$  : contrainte de l'acier  $\rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier
  - $\gamma_s = 1.15$  en cas de situations durables ou transitoires.
  - $\gamma_s = 1.00$  en cas de situations accidentelles.

Pour les aciers FeE400 on a :  $\varepsilon_s = \frac{400}{1,15 \times 2,10^5} = 1,74\text{‰}$



Fig(I.3) Diagramme contrainte-déformation.

#### B. Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
2. **Fissuration préjudiciable** :  $\sigma_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110. \sqrt{\eta_s \cdot f_t})$  (MPa)
3. **Fissuration très préjudiciable** :  $\sigma_s = \text{Min} (1/2f_e ; 90. \sqrt{\eta_s \cdot f_t})$  (MPa)

Avec :

- $\eta_s$  : coefficient de fissuration.
- $\eta_s = 1$  pour les aciers ronds lisses.
- $\eta_s = 1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA).

### ❖ Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est le rapport suivant :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 1,5$

Avec :

$n$  : coefficient d'équivalence.

$E_s$  : module de déformation de l'acier.

$E_b$  : module de déformation du béton.

### ❖ Poids volumique :

- Béton armé  $\gamma_b = 25 \text{ KN /m}^3$
- Béton non armé  $\gamma_b = 22 \text{ KN /m}^3$
- Acier  $\gamma_{acier} = 78,5 \text{ KN /m}^3$

#### I.4.4. Hypothèse de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

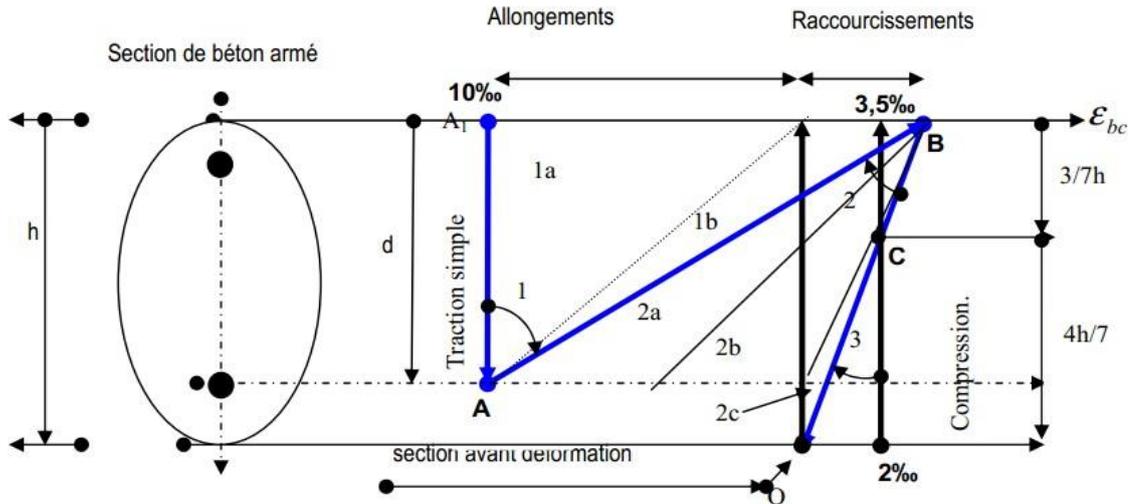
- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton ;
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance  
à la traction ;
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée «  $\sigma_s$  », est définie par la relation  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

:

- Acier rond lisse
  - $\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$  *Situation durable*
  - $\sigma_s = 235 \text{ MPa}$  *Situation accidentelle*
- Acier à haute adhérence
  - $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  *Situation durable*
  - $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  *Situation accidentelle*

### Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99) :



Fig(I.4): diagramme de déformation de la section (règle des 3 pivots)

- ❖ **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- ❖ **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- ❖ **Pivot C** : compression simple ou composée.

#### I.4.5 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

##### ➤ **Etat limite ultime:**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante

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

##### ➤ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante :  $G + Q$

❖ S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

a)  $G + Q \pm E$

b)  $G + Q \pm 1,2E$

c)  $0,8G \pm E$

E : effort de séisme.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

# Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

### I. Prédimensionnement des éléments:

#### I.1 Introduction

C'est une étape qui consiste à faire un prédimensionnement adéquat des sections des différents éléments (plancher, poteaux, poutre...etc.) capables de résister aux différentes sollicitations, soient les sollicitations horizontales dues aux efforts sismiques ou les sollicitations verticales aux charges et surcharges.

#### I.2. Prédimensionnement des éléments:

##### I.2.1. Prédimensionnement des poutres:

Les poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) selon le BAEL91 :

Poutres principales:

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

$$0.3h < b \leq 0.5h$$

avec L: la plus grande portée dans le sens des poutres principales.

Poutres secondaires:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{12}$$

$$0.3h < b < 0.5h$$

avec L-la plus grande portée dans le sens des poutres secondaires

b) selon le RPA91(modifié 2003) :

1.  $h \geq 30$  cm

2.  $6 \geq 20$  cm

3.  $\frac{h}{b} \leq 4$

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

### I.2.2. Prédimensionnement des poteaux:

#### a)-selon le :BAEL91:

Condition de flambement :

- $\frac{I_f}{b} \leq 14,4$
- $I_t = 0.7l_0$
- $b > \frac{I_f}{14,4}$

#### b)-selon le RPA99 (modifié 2003) :

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire :

1.  $\min(b; h) \geq 25\text{cm}$
2.  $1/4 < b_i/h_i < 4$
3.  $\min(b; h) = \frac{h_e}{20}$

### I.2.3. Prédimensionnement des planchers:

l'épaisseur de la dalle à corps creux doit être tels que leur déformations restent suffisamment faibles pour la condition de flèche, on utilise la formule suivante :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

### I.2.4. Prédimensionnement des poutrelles en T:

- largeur de la nervure :

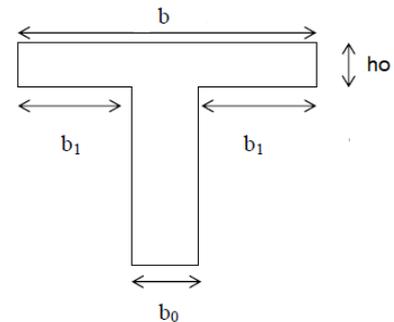
$$b_0 = (0.30 \div 0.50)h_t$$

$$b_1 = \min\left(\frac{b-b_0}{2}; \frac{L_t}{10}\right)$$

-largeur des débords :

On pourra ,pour éviter un cisaillement à la jonction de la nervure et du hourdis, limiter la largeur  $b_i$  tel que :

$$b_i = (6 \div 8) h_0$$



Fig(II.1): POUTRELLES EN T

d'où la largeur de la table compression :  $b = b_0 + 2b_1$

### I. 3. Calcul des dimensions des éléments :

#### I.3.1. Dimensionnement des poutres :

poutres principales : L=570cm

a)-BAEL91

- $570/15 \leq h \leq 570/10$

$$38 \leq h \leq 57$$

soit  $h = 50\text{cm}$

- $0.3(50) \leq b \leq 0.5(50)$

$$15 \leq b \leq 25$$

soit  $b = 30\text{cm}$  on adopte  $(b \cdot h)$   $(30 \cdot 50)\text{cm}$

b)-RPA99(modifié 2003):

- $h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm}$  ..... CV

- $b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$  ..... CV

- $h/b = 1.66 \leq 4$  ..... CV

les trois conditions sont vérifiées.

Poutre secondaire : L= 410cm

a)-BAEL91

- $410/15 \leq h \leq 410/10$

$$27,33 \leq h \leq 41$$

soit  $h = 35\text{cm}$

- $0.3(30) \leq b \leq 0.5(35)$

$$10,5 \leq b \leq 17,5$$

soit  $b = 30\text{cm}$  on adopte  $(b \cdot h)$   $(30 \cdot 35)\text{cm}$

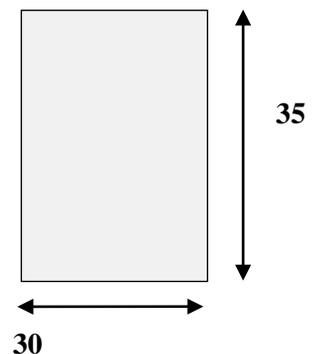
b)-RPA99(modifié 2003):

- $h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$  ..... CV

- $b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$  ..... CV

- $h/b = 1.66 \leq 4$  ..... CV

les trois conditions sont vérifiées.



## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

### I.3.2. Dimensionnement des poteaux :

a)-Selon le BAEL91 :

Condition de flambement :

$$b \geq \frac{L_f}{14,4}$$

$$L_f = 0.7L_o$$

$$L_o = 4.42 - 0.35 = 4.07\text{m}$$

$$L_f = 0.7(4.07) = 2.85\text{m}$$

$$B \geq 2.85/14.4 = 19.79 \text{ cm}$$

on prend  $b = 30\text{cm}$

b)-RPA99(modifié 2003) :

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire :

$$h \leq 4b \Rightarrow h \leq 4(30) \Rightarrow h \leq 120\text{cm}$$

$$h \leq \frac{b}{4} \Rightarrow h \leq 30/4 \Rightarrow h \leq 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{donc } 7.5 \leq h \leq 120$$

on prend  $h = 50\text{cm}$

les poteaux sont de section  $(50 \times 30) \text{ cm}^2$

1.  $b=30\text{cm}$  et  $h = 50\text{cm} \geq 25\text{cm}$ .....CV

2.  $h/b=50/30=1.66 \Rightarrow 1/4 \leq 1.66 \leq 4$ .....CV

3.  $b=30\text{cm}$  et  $h = 50\text{cm} \geq h_e/20=442/20=22.1$ .....CV

\* les trois conditions sont vérifiées.

**REMARQUE:** pour la vérification des dimensions de poteaux on utilise la formule suivante :

$$B^2 \geq \frac{N_u}{0,9 \times f_{bc}}$$

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

pour la détermination de ( $N_u$ ) il faut prendre poteau le plus sollicitée et lui faire la descente des charges.

### **I.3.3. Dimensionnement du plancher :**

$$ht/L \geq 1/22.5 \Rightarrow ht \geq L/22.5$$

$$ht \geq 410/22.5 \quad ht \geq 18.22 \text{ cm}$$

on adopte un plancher (16+4) 16 pour le corps-creux et 4 pour la dalle de compression.

### **I.3.4. Dimensionnement des poutrelles :**

hauteur de la dalle de compression :

$$h_o = 4\text{cm}$$

hauteur de la section totale :

$$ht=20\text{cm}$$

largeur de la nervure :

$$b_o = (0.30 \div 0.50) ht$$

pour des raisons constructives on prend :  $b_o = 12\text{cm}$

largeur des débords :

$$b_1 = \min \left( \frac{b-b_o}{2}, \frac{Lx}{10} \right) = \min (65-12/2, 410/10)$$

$$b_1=26.5\text{cm}$$

### **I.3.5. Dimensionnement des voiles:**

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

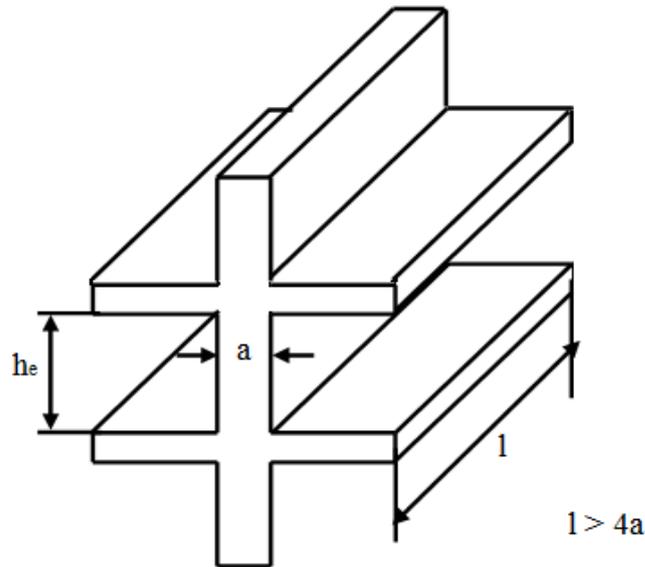
## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

L: portée du voile.

e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h. et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure (2.3)



Fig(II.2):: Coupe de voile en élévation

Donc l'épaisseur du voile doit être telle que :

$$a \geq h_e/25 = 442/25 = 17.68\text{cm}$$

$$a \geq h_e/22 = 442/22 = 20.09\text{cm}$$

$$a \geq h_e/20 = 442/20 = 22.1\text{cm}$$

D'après l'architecteur on a : **a = 25 cm**

### **II. Descente des charges :**

#### **II.1.Introduction :**

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation.

➤ Les charges permanentes:

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

➤ Les charges d'exploitation:

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

### II.2. EVALUATION DES CHARGES:

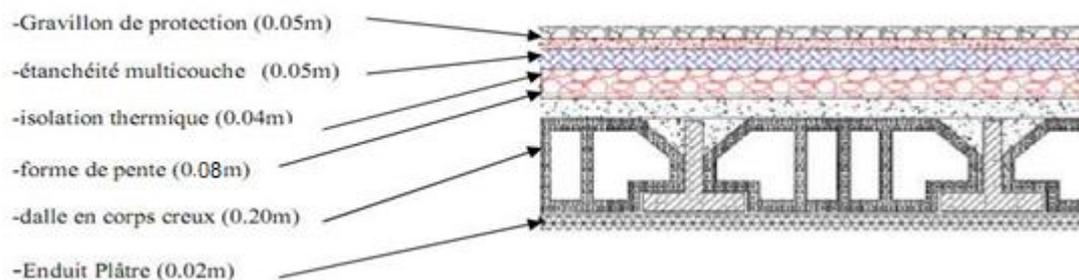
#### II.2.1 Charges permanentes:

Elles correspondent au poids propre des matériaux utilisés dans la réalisation du bâtiment, à savoir les éléments de structure , d'enveloppe et d'équipements.

Leur détermination est simple : elle résulte de la connaissance de l'avant métré des éléments constructifs mis en oeuvre et du poids volumique de chacun des matériaux employés.

Tab (II.1) : Plancher Terrasse Inaccessible : DTR B.C.2.2

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m <sup>2</sup> )
1) gravillon de protection	1700	5	85
2) étanchéité multicouche	600	2	12
3) Papier kraft	2 feuilles	/	50
4) forme de pente	2000	8	160
5) isolation thermique	400	4	16
6) dalle en corps creux	1425	(16+4)	285
7) Enduit en plâtre	1000	2	20
<b>Total</b>	/	/	<b>625</b>

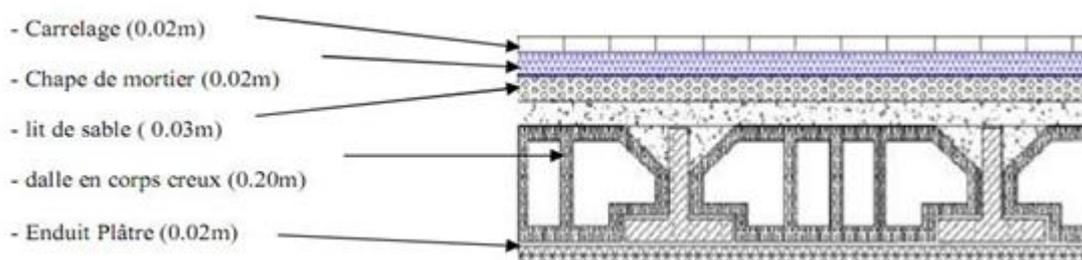


Fig(II.3): Plancher terrasse.

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

Tab (II.2) : Plancher étage courant + RDC :

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Revêtement en carrelage	2000	2	40
2) Mortier de pose	2000	2,5	40
3) Lit de sable	1800	3	54
4) Plancher en corps creux	-	-	280
5) Enduit en plâtre	1000	2	20
6) Cloison répartie	-	-	100
<b>Total</b>	/	/	<b>550</b>



Fig(II.4): Plancher étage courant.

### 1. Plancher Dalle Pleine :

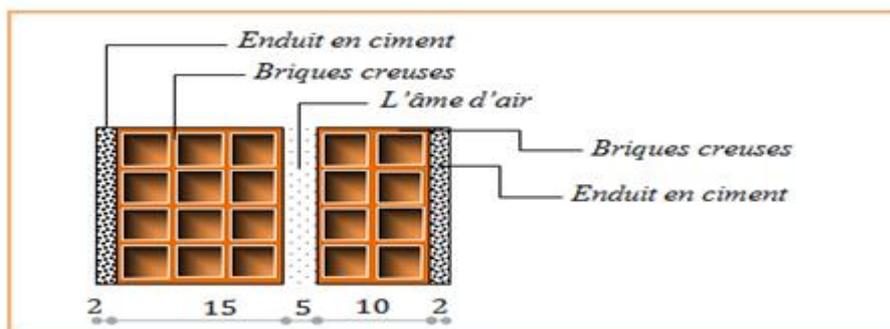
Tab (II.3) : Plancher étage sous-sol-1:

Eléments constituants	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge surfaccique (Kg/m <sup>2</sup> )
1) carrelage	2000	2	40
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1800	3	54
4) Dalle en béton armé	2500	12	300
5) Enduit plâtre	1000	2	20
6) Cloisons légères	/	/	100
<b>Total</b>	/	/	<b>554</b>

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

### 2. Tab (II.4) : Murs extérieurs (double parois) :

Eléments Constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Brique creuse	1300	25	325
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1800	2	36
Total	/	/	381



Fig(II.5): Coupe verticale d'un mur extérieur.

### 3. Tab (II.5) : Dalle (e=12cm) :

Eléments constituants	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge surfaccique (Kg/m <sup>2</sup> )
1) carrelage	2000	2	40
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1800	3	54
4) Dalle en béton armé	2500	12	300
5) Enduit plâtre	1000	2	20
6) Cloisons légères	/	/	100
Total	/	/	554

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

### 4. Acrotère:

L'acrotère est un élément complémentaire sur le plancher terrasse destiné essentiellement à protéger les personnes contre la chute et servant aussi à un relevé d'étanchéité.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse; la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Le poids propre de l'acrotère  $G = \rho * s$

$\rho$  : Le poids volumique du béton = 2500kg/m<sup>3</sup>

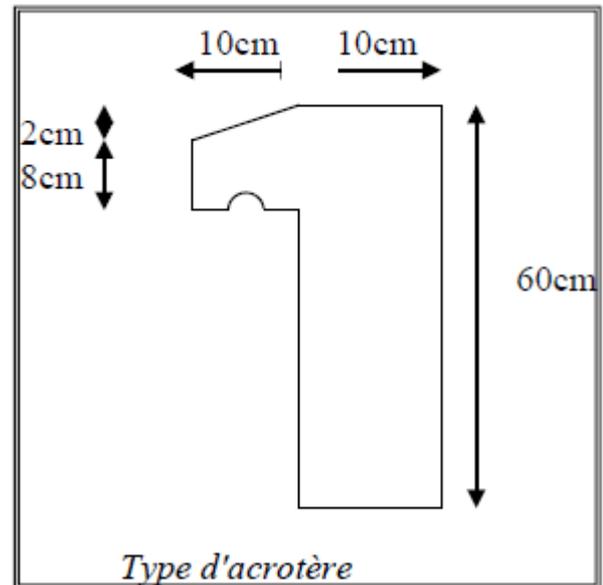
S : la surface transversale total de l'acrotère

$$S = (0.08 + 0.1/2) * 0.1 + (0.15 * 0.6) = 0.099 \text{ m}^2$$

$$G = (0.099 * 2500) = 247.5 \text{ kgf/ml}$$

$$G = 247.5 \text{ kgf/ml}$$

Q = 100kgf/ml : Q:(surcharge d'exploitation).



Fig(II.6): Type d'acrotère

## **Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges**

---

### **5. Poteaux :**

$$(0.50 \times 0.30) \times 2500 = 375 \text{kg/ml}$$

### **6. Poutres principales :**

$$(30 \times 50) \times 2500 = 375 \text{ kg/ml}$$

### **7. Poutres chaînages :**

$$(30 \times 35) \times 2500 = 262.5 \text{ kg/ml}$$

## **II.2.2 CHARGES D'EXPLOITATION ET D'ENTRETIEN:**

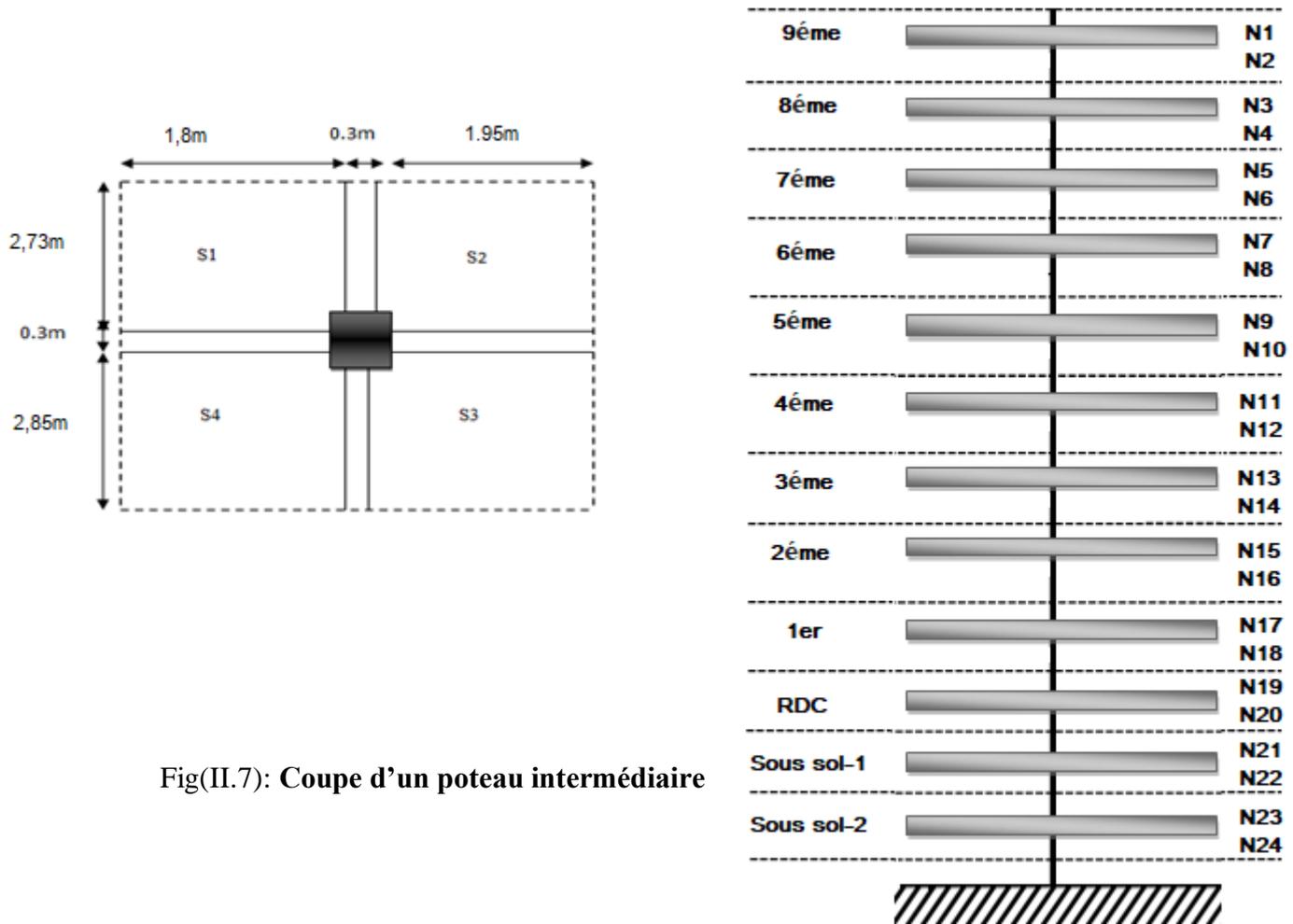
Selon DTR B.C 2.2 :

Terrasse inaccessible :	Q= 100Kg/m <sup>2</sup>
Terrasse accessible :	Q= 150Kg/ m <sup>2</sup>
Etage courant :	Q= 150kg/ m <sup>2</sup>
RDC :	Q= 400Kg/ m <sup>2</sup>
Etage-1 :	Q= 250Kg/ m <sup>2</sup>

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

### II.2.3. Descente des charges :

Poteau intermédiaire :



Fig(II.7): Coupe d'un poteau intermédiaire

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

Niveau	<i>Désignation des éléments et le calcul</i>		G(t)	Q(KN)
<b>01</b>	<b>Plancher terrasse</b>	<b>13,078 t</b>	<b>18,439</b>	
	<b>Poutre principale</b>	<b>2,205 t</b>		
	<b>Poutre secondaire</b>	<b>1,063</b>		
<b>02</b>	<b>Venant 1-1 Poteau</b>	<b>18,439</b>	<b>19,586</b>	<b>2,093</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
	<b>Surcharge</b>			
				<b>2,093</b>
<b>03</b>	<b>Venant 2-2</b>	<b>19,586</b>	<b>37,167</b>	
	<b>Plancher étage courant</b>	<b>11,174 t</b>		
	<b>Poutre principale</b>	<b>2,205 t</b>		
	<b>Poutre secondaire</b>	<b>1,063</b>		
<b>04</b>	<b>Venant 3-3 Poteau</b>	<b>37,167</b>	<b>38,315</b>	<b>5,231</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
				<b>5,231</b>
<b>05</b>	<b>Venant 4-4</b>	<b>38,315</b>	<b>55,896</b>	
	<b>Plancher étage +PP+PS</b>	<b>17,581</b>		
<b>06</b>	<b>Venant 5-5 Poteau</b>	<b>55,896</b>	<b>57,043</b>	<b>8,056</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
				<b>8,056</b>
<b>07</b>	<b>Venant 6-6</b>	<b>57,043</b>	<b>74,624</b>	
	<b>Plancher étage +PP+PS</b>	<b>17,581</b>		
<b>08</b>	<b>Venant 7-7 Poteau</b>	<b>74,624</b>	<b>75,771</b>	<b>10,567</b>

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
				<b>10,567</b>
<b>09</b>	<b>Venant 8-8</b>	<b>75,771</b>	<b>93,352</b>	
	<b>Plancher étage +PP+PS</b>	<b>17,581</b>		
<b>10</b>	<b>Venant 9-9 Poteau</b>	<b>93,352</b>	<b>94,499</b>	<b>12,764</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
				<b>12,764</b>
<b>11</b>	<b>Venant 10-10</b>	<b>94,499</b>	<b>112,08</b>	
	<b>Plancher étage +PP+PS</b>	<b>17,581</b>		
<b>12</b>	<b>Venant 11-11 Poteau</b>	<b>112,08</b>	<b>113,228</b>	<b>14,658</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
				<b>14,658</b>
<b>13</b>	<b>Venant 12-12</b>	<b>38,315</b>	<b>130,809</b>	
	<b>Plancher étage +PP+PS</b>	<b>17,581</b>		
<b>14</b>	<b>Venant 13-13 Poteau</b>	<b>130,809</b>	<b>131,956</b>	<b>16,217</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
				<b>16,217</b>
<b>15</b>	<b>Venant 14-14</b>	<b>131,956</b>	<b>149,537</b>	
	<b>Plancher étage +PP+PS</b>	<b>17,581</b>		

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

<b>16</b>	<b>Venant 15-15 Poteau</b>	<b>149,537</b>	<b>150,685</b>	<b>17,472</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
<b>17</b>	<b>Venant 16-16</b>	<b>150,685</b>	<b>168,266</b>	
	<b>Plancher étage +PP+PS</b>	<b>17,581</b>		
<b>18</b>	<b>Venant 17-17 Poteau</b>	<b>168,266</b>	<b>169,413</b>	<b>18,414</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
<b>19</b>	<b>Venant 18-18</b>	<b>169,413</b>	<b>186,994</b>	
	<b>Plancher étage +PP+PS</b>	<b>17,581</b>		
<b>20</b>	<b>Venant 19-19 Poteau</b>	<b>186,994</b>	<b>188,651</b>	<b>19,042</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
<b>21</b>	<b>Venant 20-20</b>	<b>188,651</b>	<b>211,463</b>	
	<b>Plancher étage +PP+PS</b>	<b>17,581</b>		
<b>22</b>	<b>Venant 21-21 Poteau</b>	<b>211,463</b>	<b>212,738</b>	<b>21,017</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
				<b>212,738</b>
<b>23</b>	<b>Venant 22-22</b>	<b>212,738</b>	<b>232,83</b>	
	<b>Plancher étage +PP+PS</b>	<b>17,581</b>		

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

<b>24</b>	<b>Venant 23-23 Poteau</b>	<b>232,83</b>	<b>233,914</b>	<b>23,0175</b>
	<b>Poteau</b>	<b>1,1475 t</b>		
				<b>233,914</b>

Tab (II.7) : Descente de charge  
 $N_u = 1,35NG + 1,5NQ = 350,312t$   
 $N_u = 350312 \text{ kg}$

### Vérification de la section de poteau :

L'effort normal ultime N agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \left( \frac{B_R \cdot F_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{C.B.A.93.B.4.8.1 page 156}).$$

Avec:

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en  $\text{mm}^2$ ).

Br : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en  $\text{cm}^2$ ).

$F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

$N_u$  : Effort normal (en N).

$$\gamma_s = 1,15 \quad ; \quad \gamma_b = 1,5.$$

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élançement  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$-\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{85} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$-\alpha = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right) \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

Pour  $50 < \lambda \leq 70$

On à  $N_u$  connu, et on recherche de B (section de poteau). Le choix de B est totalement libre.

Un certain choix est libre, on peut prendre  $A / Br = 1\%$ , (choix économique).

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

Les poteaux sont des dimensions carrés de côté « a », donc il est préférable de prendre:  $\lambda = 35$ .  $I = 0.7l_0 \Rightarrow \alpha = 0.708$

$$Br \geq Bc = \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28} \times 100}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e \times 100}{100\gamma_s} \right]}$$

$$\Rightarrow Br \geq Bc = 0.64 Nu$$

### Poteau 50\*30 :

$$Nu = 1.35NG + 1.5NQ = 350311 \text{ kg}$$

➤ Moment d'inertie :  $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 50^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4$  Section :  $B = 30 \times 50 =$

$$1500 \text{ cm}^2$$

➤ Le rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{312500}{1500}} = 14.43 \text{ cm}$

➤ Longueur de flambement :  $I = 0.7 \times (L_0) \Rightarrow L_f = 0.7(4.42 - 0.35) = 2.849 \text{ m} = 248.9 \text{ cm}$

L'élanement du Poteau :  $\lambda = L_f / i = 248.9 / 14.43 = 17.248 < \lambda_{\text{min}}$

$$\alpha = \frac{0.85}{(1+0.2) \times (55^\lambda)^2} = \frac{0.85}{(1+0.2) \times (55^{17.24})^2} = 2.91$$

## Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

---

La surface réduite :  $Br = 48 \times 28 = 1344 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2b \times h}{100} = \frac{0,2 \times 30 \times 50}{100} = 3 \text{ cm}^2 \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(30+50)}{100} = 6,4 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad A = \max \Rightarrow A = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$N_{U1} \leq \alpha \left( \frac{Br \times f_{c28}}{1,35} + A \frac{f_e}{\lambda_s} \right) = 2,91 \left( \frac{1344 \times 250}{1,35} + 6,4 \frac{4000}{1,15} \right) = 2493371,98 \text{ kgf}$$

$$S_{matioss} + A fg = 2,91434 \times 0,250 + 6,4 \times 5000$$

$$\Rightarrow Nu = 35011 \text{ kgf} < 2493371,98 \text{ kgf}$$

$\Rightarrow$

**Donc la stabilité est vérifiée.**

# Chapitre III : Les Eléments Secondaires

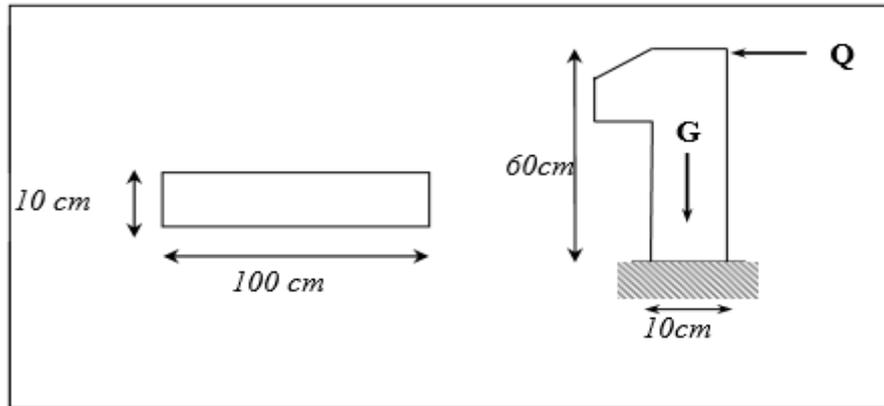
## Chapitre III : Les éléments secondaires

### III.1 L'acrotère:

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il est conçu pour la protection de l'étanchéité

#### ▪ Sollicitation :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q=1KN/ml) et à une force sismique (F<sub>p</sub>).



Fig(III.1): schéma statique de l'acrotère.

On a:  $G=2,21\text{KN/ml}$  ,  $Q = 1\text{KN/ml}$

La force sismique  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4.A.C_p.W_p \dots$  (Formule 6.3 du RPA99/V2003)

- A coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 du RPA99/V2003) (groupe 2/zone IIa) → **A=1.5**
- C<sub>p</sub> facteur de force horizontale (Tableau 6.1 du RPA99/V2003) → **C<sub>p</sub> =0,8**
- W<sub>p</sub> poids d'acrotère → **W<sub>p</sub>=2,21KN**

D'où :  $F_p=4 \times 1,5 \times 0,8 \times 2,21 \Rightarrow F_p = 1,06\text{KN}$

Donc l'acrotère est soumise à :

#### ▪ ELU :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,21 = 2,98\text{KN}$$

$$N_u = 2,98\text{KN}$$

$$M_u = 1,5F_p \times h = 1,5 \times 1,06 \times 0,6 = 0,95\text{KN.m}$$

$$M_u = 0,95\text{KN.m}$$

#### ▪ ELS :

$$N_s = G = 2,21\text{KN}$$

$$N_s = 2,21\text{KN}$$

$$M_s = F_p \times h = 1,06 \times 0,6 = 0,64\text{KN.m}$$

$$M_s = 0,64\text{KN.m}$$

## Chapitre III : Les éléments secondaires

### ▪ Ferraillage :

Le calcul se fait à la flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire.

**Rq :** l'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

Le ferraillage calculé par Robot EXPERT est :

$N_u(\text{KN})$	$M_u(\text{KN})$	$b(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	$c(\text{cm})$	$A_{s1}(\text{cm}^2)/\text{ml}$	$A_{s2}(\text{cm}^2)/\text{ml}$
2,98	0,95	100	10	2,5	<b>1,3</b>	<b>0</b>

Tab (III.1) :ferraillage de l'acrotère.

Donc :  $A_s = 1,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

### Condition non fragilité :

$$c = 2,5 \text{ cm} \rightarrow d = h - c = 10 - 2,5 = 7,5 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{adopt}} = \max(A_{\text{calculé}} ; A_{\min}) = \max(1,3 ; 0,90) = 1,3 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 5HA8  $\Rightarrow A_{s\text{adopt}} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

### Calcul des armatures de réparations :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte} \Rightarrow 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### L'espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

### Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \times 1,06 = 1,59 \text{ KN}$$

$\overline{\tau_u} \leq \tau_u \Rightarrow$  La fissure est préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1590}{1000 \times 75} = 0,021 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = 0,021 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{O.K}$

## Chapitre III : Les éléments secondaires

### Vérification au séisme :

Selon le RPA :

$$F_p < 1,5Q \Rightarrow 1,06 \text{ KN} < 1,5 \times 1 \text{ KN} \Rightarrow 1,06 \text{ KN} < 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

### ☒ Vérification à L'ELS :

#### ✚ Vérification de la contrainte du béton :

$$\overline{\sigma}_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B_{\text{hom}}} + \frac{M_s \cdot y}{I}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

$N_s(\text{KN})$	$M_s(\text{KN.m})$	$A_{s1}(\text{cm}^2)$	$A_{s2}(\text{cm}^2)$	$b(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	$c(\text{cm})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_b(\text{MPa})$	Vérification
2,21	0,64	2,51	0	100	10	2,5	0,4	15	<b>O.K</b>

Tab (III.2) : vérification de la contrainte du béton.

#### ✚ Vérification de la contrainte d'acier :

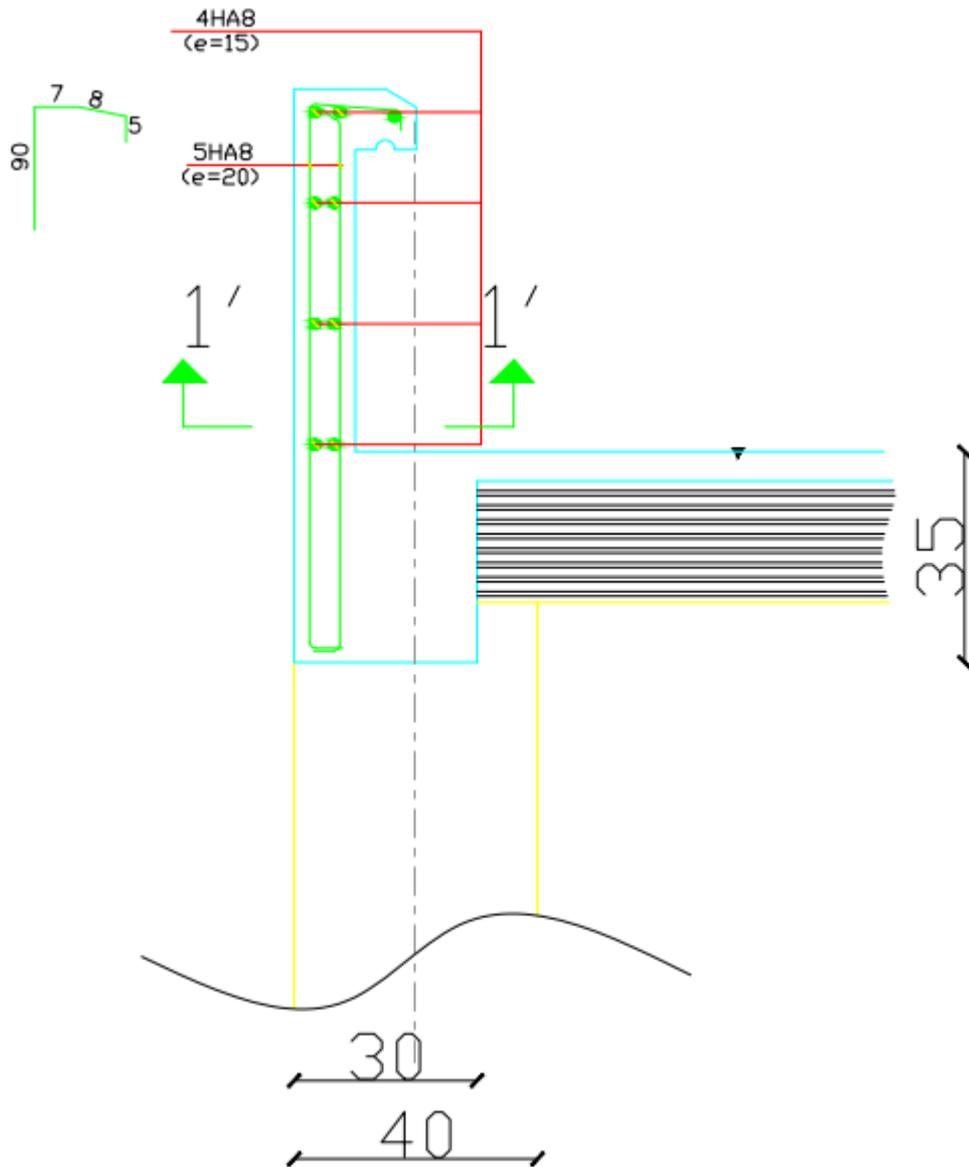
$$\overline{\sigma}_s \leq \sigma_s \Rightarrow \text{La fissure est préjudiciable}$$

Les résultats de Robot EXPERT sont présentés sur le tableau suivant :

$N_s(\text{KN})$	$M_s(\text{KN.m})$	$A_{s1}(\text{cm}^2)$	$A_{s2}(\text{cm}^2)$	$b(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	$c(\text{cm})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
2,21	0,64	2,51	0	100	10	2,5	2,4	201,63	<b>O.K</b>

Tab (III.3) : vérification de la contrainte d'acier.

✦ Schéma de ferrailage :



Fig(III.2) : Ferrailage de l'acrotère

## Chapitre III : Les éléments secondaires

---

### III.2. Les escaliers:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre le déplacement à pied d'un niveau à un autre.

#### III.2.1. Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'embranchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

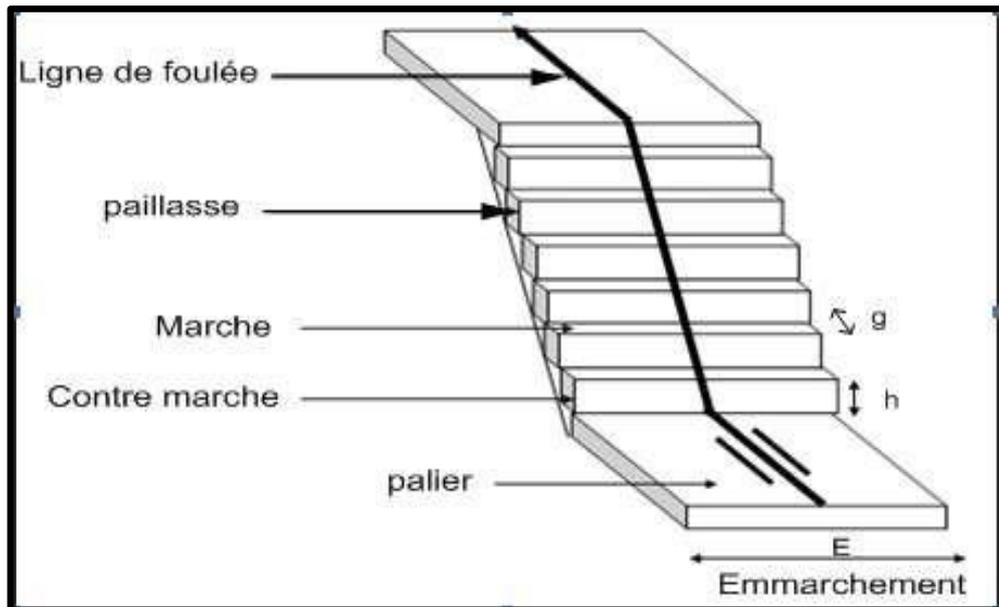


Figure .III.3. Représentation d'un escalier

**III.2.2. Dimensionnement:**

Le type d'escalier est droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

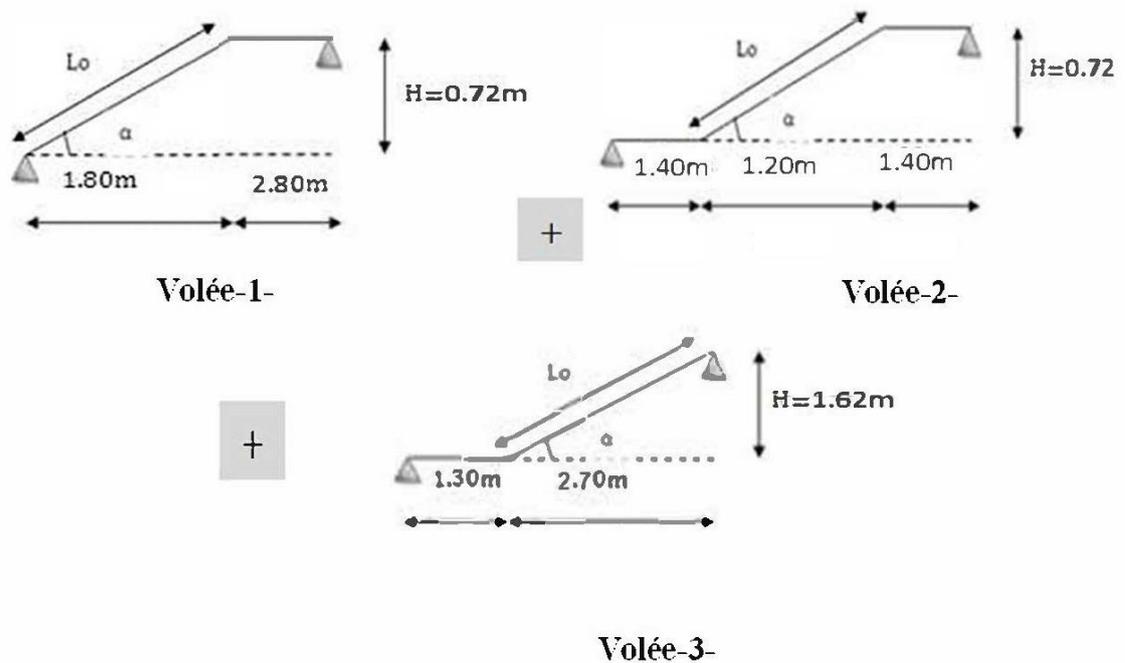


Figure .III.4. Dimensions de l'escalier

## Chapitre III : Les éléments secondaires

---

Pour simplifier les calculs on va étudier seulement la 3<sup>ème</sup> volée car c'est le cas le plus défavorable.

Après on prend le moment maximum pour la 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> volée pour ferrailer.

### ❖ Volée -1-

#### ✓ L'angle d'inclinaison $\alpha$ :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{H}{L} = 0.72/1.20 = 0.6 \Rightarrow \alpha = 30.96^\circ$$

#### • Longueur de la pailleasse :

$$L_0 = \frac{H}{\operatorname{Sin}\alpha} \Rightarrow L_0 = 1.40\text{m}$$

#### ✓ Détermination de n, g, h :

On utilisant la formule de **Blondel** pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche. n:

le nombre de contremarches.

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

#### ✓ Détermination de n, g, h :

$$14 \leq h \leq 18 \quad \Rightarrow h = 18\text{cm}$$

$$25 [ g \leq 32 \quad \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \quad \text{on aura : } 59\text{cm} \leq 30 + 2 \cdot 18 \leq 66\text{cm}$$

$\Rightarrow 59\text{cm} \leq 66 \leq 66\text{cm}$  **Condition vérifiée**

$$\text{Donc on prend : } n = 0.72/0.18 = 4$$

$$\text{Nombre de marches} \quad n - 1 = 3$$

✓ **Epaisseur de la paille:**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \Rightarrow \quad 400/30 \leq e \leq 400/20 \text{ cm}$$

On prendra:  $e = 15 \text{ cm}$

❖ **Volée -3-**

✓ **L'angle d'inclinaison  $\alpha$ :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 30.96^\circ$$

• **Longueur de la paille :**

$$L_0 = \frac{H}{\text{Sin} \alpha} \quad \Rightarrow \quad L_0 = 3.15 \text{ m}$$

✓ **Détermination de n, g, h :**

Et puisque ( $H = 1.62 \text{ m}$  ,  $L = 2.70 \text{ m}$ )

Donc

$$\text{Donc on prend : } n = 1.62/0.18 = 9$$

$$\text{Nombre de marches : } n - 1 = 8$$

✓ **Epaisseur de la paille :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 13,33 \leq e \leq 20 \text{ cm On prendra : } e = 15 \text{ cm}$$

## Chapitre III : Les éléments secondaires

### III.2.3. Evaluation des charges et surcharges

#### : III.2.3.a. Charges permanents:

Tab (III.4) Charge permanente de la paillasse de l'escalier

No	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,125
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos $\alpha$	25	4,37
6	Enduit en ciment	0.02	18	0,36
Charge permanente				8,195

La charge permanente du palier de repos de l'escalier est la même :

Tab (III.5). Charge permanente du palier de repos de l'escalier

No	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	0,18	25	4,5
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente				6,2

## Chapitre III : Les éléments secondaires

### III.2.3.b. Surcharge d'exploitation:

- **Le palier:**  $Q = 2.5\text{kN/m}^2$
- **La paillasse:**  $Q = 2.5\text{kN/m}^2$

### III.3. Détermination des sollicitations:

- **E.L.U:**  $P_u = 1.35G + 1.5Q$
- **E.L.S :**  $P_{ser} = G + Q$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

	<b>G (kN/ml)</b>	<b>Q (kN/ml)</b>	<b>P<sub>U</sub> (kN/ml)</b>	<b>P<sub>ser</sub> (kN/ml)</b>
<b>Palier</b>	6.20	2.5	12.12	8.70
<b>Paillasse</b>	8.195	2.5	14.81	10.70

Tableau III.6. Combinaison des charges de l'escalier de l'escalier

### III.4. Détermination des efforts:

#### Volée -2- :

##### • A l'E.L.U:

Pour faciliter les calculs on prend la même valeur pour la paillasse et le palier qui est de 14.81 KN/ml

$$\sum F/y = 0$$

$$R_a + R_b = (14.81 * 1.20) + (14.81 * 1.40 * 2) = 59.24\text{kN}$$

$$R_a + R_b = 59.24\text{kN}$$

$$R_a = R_b = 29.62\text{KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

Pour faciliter les calculs on suppose une charge uniformément répartie

$$\text{Et on aura : } R_a = 29.62 \text{ kN} \quad \text{et} \quad R_b = 29.62\text{kN}$$

$$(0 \leq x \leq 2.00)$$

$$\text{Moment fléchissant : } M(x) = 29.62x - 14.81x^2/2$$

$$\text{Effort tranchant: } T(x) = 29.62 - 14.81x$$

$$M(0) = 0 \text{ kN.m ; } T(0) = 29.62$$

### Chapitre III : Les éléments secondaires

---

$$M(2.00) = 29.62 \text{ kN.m} ; T(2.00) = -0.00 \text{ kN}$$

$$T(x)=0 ; x=2.00 ; M_{\max} = 29.62 \text{ kN.m} ;$$

D'après la méthode forfaitaire on aura ;

$$M_{u \max} (\text{en travée}) = 0.8 * 29.62 \text{ kN.m} = 23.70 \text{ kN.m}$$

$$M_{u \min} (\text{en appui}) = -0.4 * 29.62 \text{ kN.m} = - 11.85 \text{ kN.m}$$

- **A I' E. L. S :**

Pour faciliter les calculs on prend la même valeur pour la pailasse et le palier qui est de 10.70 kN/ml

$$\sum F/y = 0$$

$$R_a + R_b = (10.70 \times 1.2) + (8.70 \times 1.40 \times 2) = 42.80 \text{ kN}$$

$$R_a + R_b = 42.80 \text{ kN}$$

$$R_a = R_b = 21.40 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0$$

Pour faciliter les calculs on suppose une charge uniformément répartie

$$\text{Et on aura : } R_a = 21.40 \text{ kN}$$

$$R_b = 21.40 \text{ kN}$$

$$(0 \leq x \leq 2.00)$$

$$\text{Moment fléchissant : } M(x) = 21.40x - 10.70x^2/2$$

$$\text{Effort tranchant: } T(x) = 21.40 - 10.70x$$

$$M(0) = 0 \text{ kN.m} ; T(0) = 21.40 \text{ kN}$$

$$M(2.00) = 21.40 \text{ kN.m} ; T(2.00) = 0$$

$$T(x)=0 ; x=2.00 ; M_{\max} = 21.40 \text{ kN.m} ;$$

D'après la méthode forfaitaire on aura ;

$$M_{\text{ser max}} (\text{en travée}) = 0.8 * 21.40 \text{ kN.m} = 17.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ser min}} (\text{en appui}) = -0.4 * 21.40 \text{ kN.m} = - 8.56 \text{ kN.m}$$

## Chapitre III : Les éléments secondaires

### III.5.Ferraillage des escaliers:

Tableau III.7. Les données

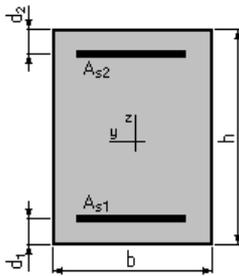
<b>Béton</b>	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$\zeta_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$	$c = 2.5 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100 \text{ cm}$	$h = 18 \text{ cm}$	$d = 15.5 \text{ cm}$
<b>Acier</b>	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\zeta_s = 348 \text{ MPa}$

En utilisant robot expert on a obtenu ce qui suit

Béton:  $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$       Acier:  $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 18,0 \text{ (cm)}$

$d1 = 2,5 \text{ (cm)}$

$d2 = 2,5 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués :

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	23.70	-11.85
Etat Limite de Service	17.12	-08.56

## Chapitre III : Les éléments secondaires

Tableau III.8. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	B	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	23.70	-	-	4.48	0	5HA12= 5.65
En appuis	-11.85	-	-	2.24	0	5HA10= 3.93

### 4. Résultats:

#### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 2,2$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_s \text{ min} = 2.0$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,43$ (%)		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,13$ (%)		

#### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 23.70$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = -11.85$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 1,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 14.9$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1,17$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue:  $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 17.12$  (kN\*m)  $M_{\text{min}} = -8.56$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.48

Position de l'axe neutre:  $y = 3,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 14.2$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1.5$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue:  $\sigma_s = 15.5$  (MPa)

Comprimée:  $\sigma_s' = 16.1$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 400,0$  (MPa)

## Chapitre III : Les éléments secondaires

### III.5.A. Condition de non fragilité :

On vérifie que:  $A_s \geq A_{\min} = 0.23.b.d.f_t/f_e = 1.87 \text{ cm}^2$

En travées:  $A = 5.65 \text{ cm}^2 / A_{\min} = 1.87 \text{ cm}^2$  (C.V)

En appuis :  $A = 3.93 \text{ cm}^2 / A_{\min} = 1.87 \text{ cm}^2$  (C.V)

### III.5.B. Les armatures de répartition :

Tableau III.9. Les armatures de répartition

	$A_x \text{ (cm}^2\text{)}$	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$	$3\text{Ø } 10 = 2.36 \text{ cm}^2$
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$	$3 \text{Ø } 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

## Chapitre III : Les éléments secondaires

### III.5.C. Vérification de l'espacement :

Tableau III.10. Vérification de l'espacement des armatures

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	$St=20\text{cm} \leq \min[3h=54\text{cm}; 33\text{cm}]=33\text{cm}$	$St=25\text{cm} \leq \min[3h=30\text{cm}; 33\text{cm}]=30\text{cm}$
En appuis	$St=20\text{cm} \leq \min[4h=72\text{cm}; 45\text{cm}]=40\text{cm}$	$St=25\text{cm} \leq \min[4h=40\text{cm}; 45\text{cm}]=30\text{cm}$

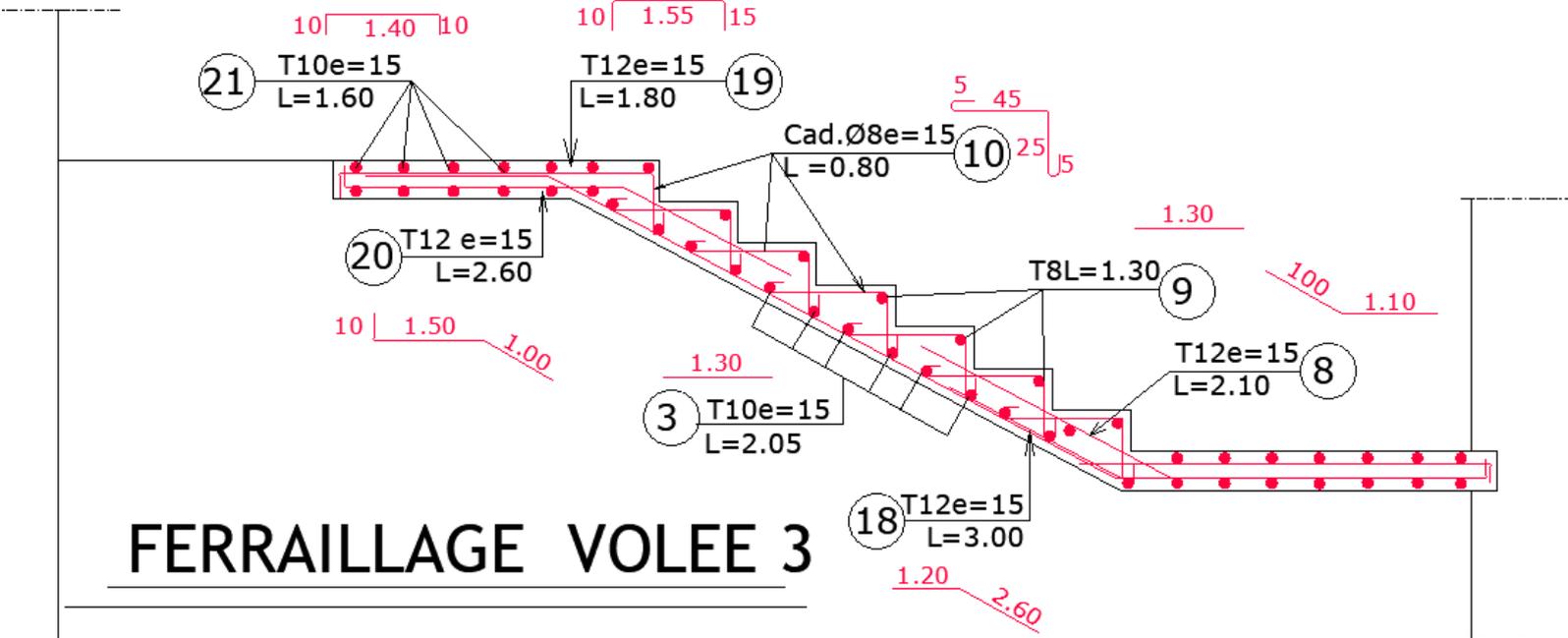
### III.5.D. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Tableau III.11. Vérification du ferrailage de l'escalier l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm <sup>2</sup> )	4.50	2.20
M <sub>ser</sub> (kN.m)	17.12	-8.56
Y (cm)	$100y^2 + 30A \cdot y - 30A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 5.31$	$100y^2 + 30A \cdot y - 30A \cdot d = 0 \Rightarrow y = 3.95$
I (cm <sup>4</sup> )	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 19366.81$	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 11098.99$
$\sigma_b$ (MPa)	15	
$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 6.77$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 5,17$
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	C.V	C.V



Fig(III.5) : Ferrailage d'escalier

# Chapitre IV: Etude Sismique

## Chapitre IV : Etude sismique

---

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

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifiée selon les règles parasismique algériennes RPA99 (Art. 4.1.1).

### **IV.2 Choix de la méthode de calcul :**

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

#### **A. Méthode statique équivalente**

Principe : Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### **Modélisation :**

le modèle du bâtiment utilisé dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontal par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés

- la rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

#### **B. Méthode d'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.3 Classification de l'ouvrage selon le RPA 99 version 2003

Notre ouvrage implanté à la wilaya D'Annaba, donc en zone IIa. Et le bâtiment est à usage d'habitation collective, donc il est classé dans **le groupe 2**.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un site meuble (**S3**)

### IV.4 Condition d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zone III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en à les conditions complémentaires suivantes :

➤ **Zone II** : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

### IV.5 Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

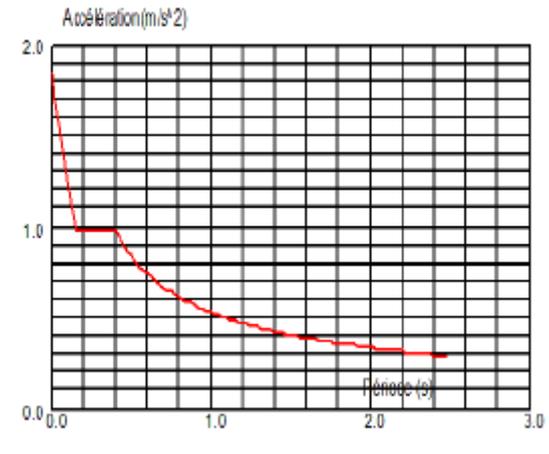
Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

## Chapitre IV : Etude sismique

### Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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



Fig(IV.1): Spectre de réponse de calcul

A : coefficient d'accélération de zone

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

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

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure

T1, T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q: facteur de qualité (tableau 4.4)

### V.6 : Evaluation de la force sismique :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

Avec: **A** : coefficient d'accélération de la zone (**tableau 4 -1 de RPA 99**).

**D** : facteur d'amplification dynamique.

**Q** : facteur de qualité (**tableau 4 – 4 de RPA 99**).

**R** : coefficient de comportement (**tableau 4 –3 de RPA 99**).

**W** : poids totale de la structure.

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

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivent la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Notre bâtiment est implanté dans la région d'Annaba zone **IIa**

- groupe d'usage **2** : ouvrage courant ou d'importance moyenne

Donc, à partir du tableau 4.1 : **A= 0,15**.

- ❖ **Facteur d'amplification dynamique (D) :**

Donné par la formule : **4.2 ( RPA2003)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

## Chapitre IV : Etude sismique

### T1 et T2 :

Période caractéristique associée à la catégorie de site est donnée par le tableau 4.7

Pour un site meuble (S3) :

$$T1 = 0,15s \quad T2 = 0,50s$$

Valeurs de T1 et T2				
Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>T2</b>	0.3	0.4	0.5	0.7

Tab (IV.1) : Valeurs de T1 et T2

### ❖ Facteur de correction d'amortissement :

Valeurs de $\xi$ (%)			
	Portique s		Voiles ou murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

Tab (IV.2) : Valeurs de  $\xi$  (%)

- Matériau : ..... Béton armé
- Remplissage : ..... Dense
- Pourcentage d'amortissement critique .....  $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{2}{7+\xi}} \geq 0.7 = 0,882 \geq 0,7$$

## Chapitre IV : Etude sismique

### ❖ La période fondamentale T

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T H N^{\frac{3}{4}}$$

**HN**: hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

**Ct** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le **tableau 4.6**. □ **Ct =0.05**

Valeurs du coefficient CT	
Système de contreventement	CT
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05
Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.08 5
Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05
Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.07 5

Tab (IV.3) : Valeurs du coefficient CT

$$T = 0.05 (38.25)^{\frac{3}{4}} = 1 \text{ sec}$$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0.09 H_N}{\sqrt{D}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considéré.

Suivant x-x : Lx= 31 m.

Suivant y-y : Ly=18,50m.

## Chapitre IV : Etude sismique

$$T_x = \frac{0,09 \times 38,25}{\sqrt{31}} = 0,62 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 38,25}{\sqrt{18,5}} = 0,8 \text{ sec}$$

On prend:

$$T_x'_{\min} = 0,62 \text{ sec}$$

$$T_y'_{\min} = 0,80 \text{ sec}$$

$$T_x'_{\min} = 0,62 \text{ sec} \quad \longrightarrow \quad D_x = 1.9 \text{ sec}$$

$$T_y'_{\min} = 0,80 \text{ sec} \quad \longrightarrow \quad D_y = 1.61 \text{ sec}$$

### ❖ Coefficient de comportement global de structure (R)

Valeurs du coefficient de comportement R			
Matériau	Cas	Description du système de Contreventement (voir chapitre III.4)	Valeur de R
<b>Aciers</b>	7	Portiques auto stables ductiles	6
	8	Portiques auto stables ordinaires	4
	9a	Ossature contreventée par paléestriangulées en X	4
	9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
	10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
	10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
	11	Portiques en console verticale	2
	1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5

## Chapitre IV : Etude sismique

<b>Béton Armé</b>	1b	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
	2	Voiles porteurs	3.5
	3	Noyau	3.5
	4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
	4b	Portiques contreventés par des voiles	4
	5	Console verticale à masses réparties	2
	6	Pendule inverse	2
<b>Maçonnerie</b>	12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5

Tab (IV.4) : VALEURS DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R

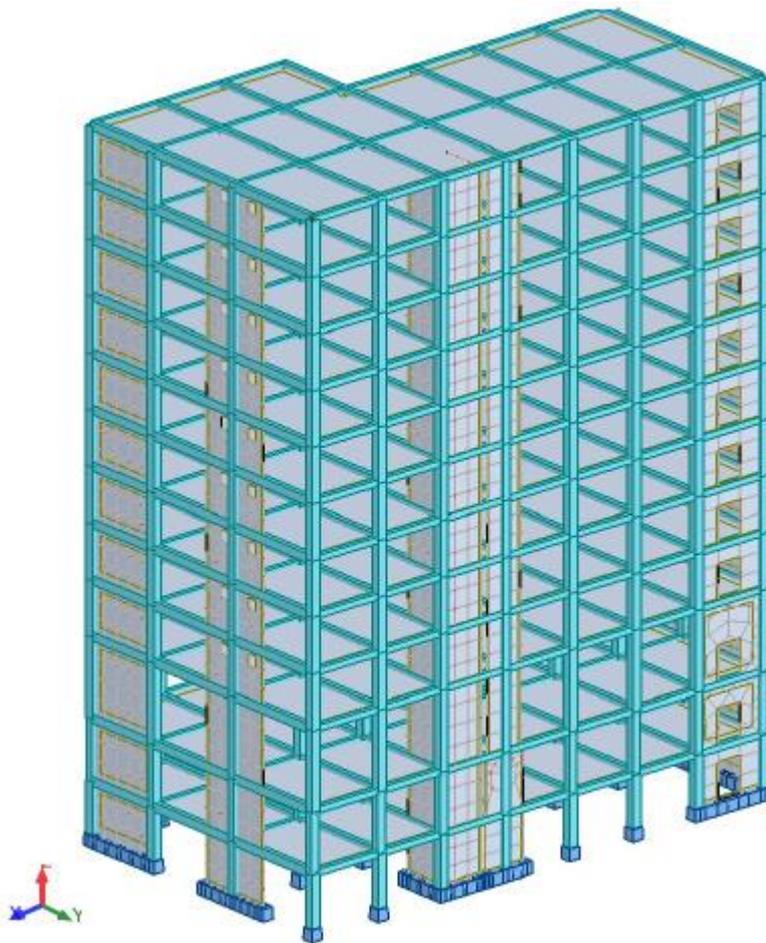
### ❖ FACTEUR DE QUALITE « Q » :

Valeurs des pénalités P <sub>q</sub>		
Critère P <sub>q</sub>	X	Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tab (IV.5) : Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.15$$

### ❖ Modélisation :



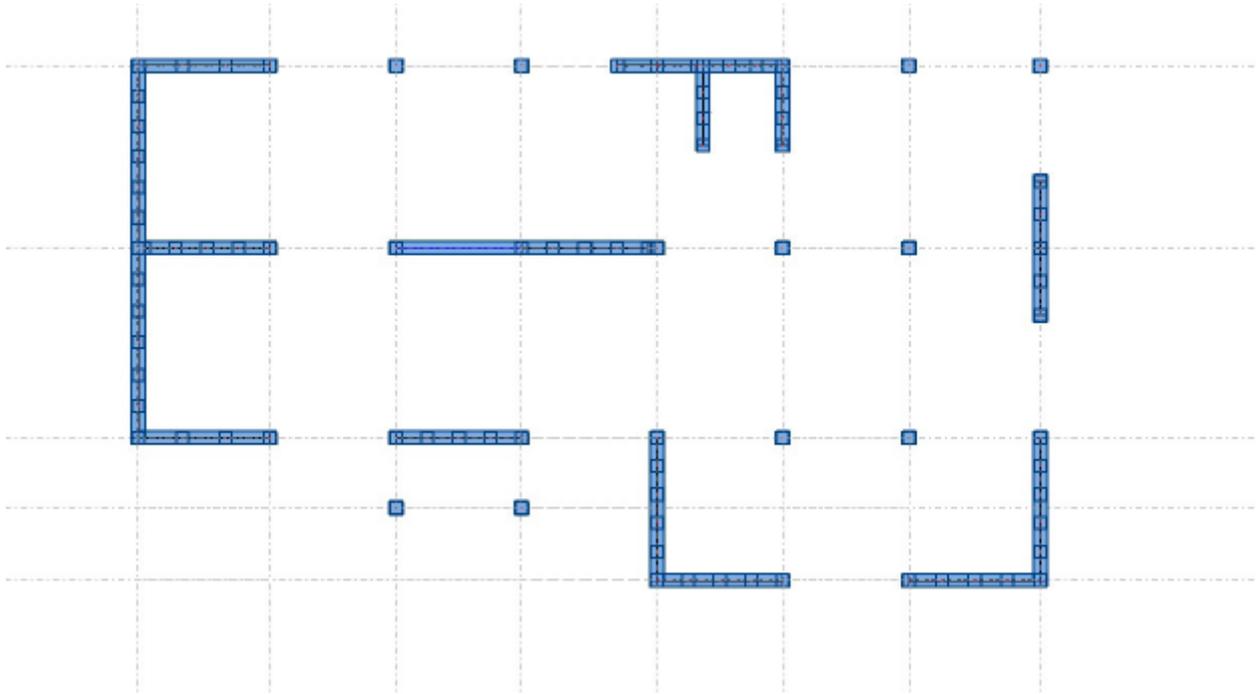
Fig(IV.2): Structure en 3D

## Chapitre IV : Etude sismique

-Le but de l'analyse dynamique est :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

D'après vérifier plusieurs dispositions des voiles on trouve que cette disposition des voiles est la meilleure et la plus stable.



Fig(IV.3):: Disposition des voiles

## Chapitre IV : Etude sismique

Cas/mode	Frequence [Hz]	Period[sec]	Masses Cumulees UX[%]	Masses Cumulees UY[%]	Masses Modales UX[%]	Masses Modales UY[%]
3/ 1	1,29	0,76	3,20	48,28	3,22	48,25
3/ 2	1,56	0,65	67,03	52,56	63,83	4,27
3/ 3	2,92	0,33	68,12	68,60	1,07	16,08
3/ 4	5,40	0,19	69,18	80,90	1,10	12,22
3/ 5	6,27	0,17	84,34	82,51	15,16	1,69
3/ 6	9,79	0,11	84,87	85,66	0,53	3,01
3/ 7	10,95	0,08	85,90	89,50	0	4,21
3/ 8	12,15	0,08	88,512	89,57	3,70	0,02
3/ 9	13,94	0,07	88,53	89,58	0,04	0,01
3/ 10	14,51	0,07	88,53	<b>91,79</b>	0	2,24
3/ 11	16,18	0,06	88,85	91,99	0,30	0,18
3/ 12	16,41	0,06	<b>90,99</b>	92,06	2,13	0,06
3/ 13	16,92	0,05	91,01	92,98	0	0,92
3/ 14	17,89	0,05	91,03	94,02	0	1,06
3/ 15	19,14	0,04	91,09	94,42	0,02	0,4

Tab (IV.6) : Les modes propres

Selon le **RPA 99 / version 2003**: la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

**T = 1 sec × (1,3) = 1,3 > 0,78 sec ..... vérifié**

## Chapitre IV : Etude sismique

### IV.7 Poids total de la structure W

❖ Poids total de la structure W:

$$W = \sum_1^n w_i \text{ avec } W_i = W_G + \beta W_Q$$

- **WG** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- **WQ** : Charges d'exploitation.
- **β** : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée, d'après le tableau (4.5) du RPA 99 V2003. Pour notre type (bâtiment

d'habitation) **β=0,20**

Tableau 4.5 : Valeurs du coefficient de pondération "β" RPA99		
Version 2003		
Ca s	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.3
	Bâtiments recevant du public temporairement : salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.6

## Chapitre IV : Etude sismique

Tab (IV.7) : Valeurs du coefficient de pondération " $\beta$ " RPA99 Version 2003

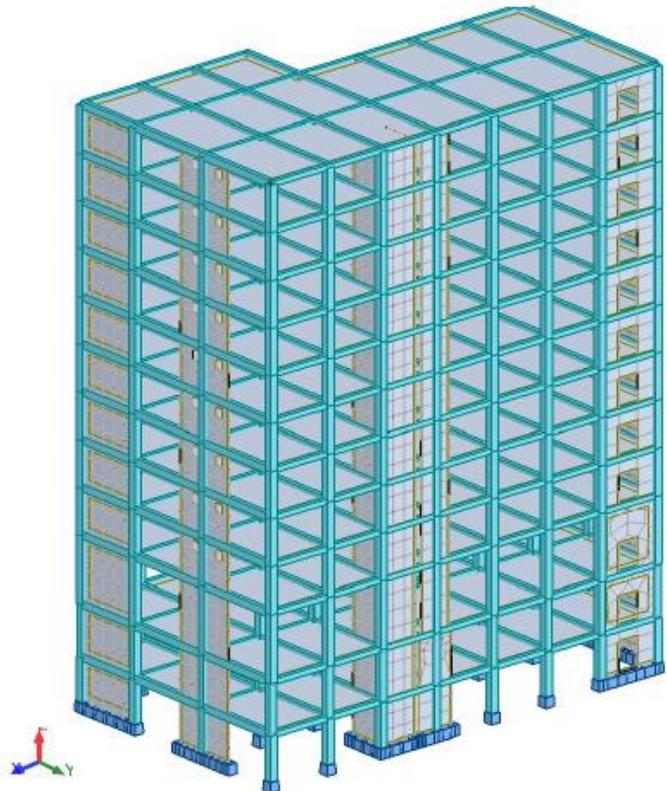
Pour le calcul des poids des différents niveaux ( $W_i$ ) de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2018.

	Réaction à la base de la structure	
Cas	Permanent (KN)	Exploitation (KN)
Somme totale	<b>57842,01</b>	<b>11307,88</b>

$$W = \sum_1^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + Q W_{Qi} \quad (\text{FORMULE 4-5})$$

$$W = 57842,01 + 0.2 * 11307,88 = 60103,586 \text{ kN}$$

### IV.8. Verification des modes :

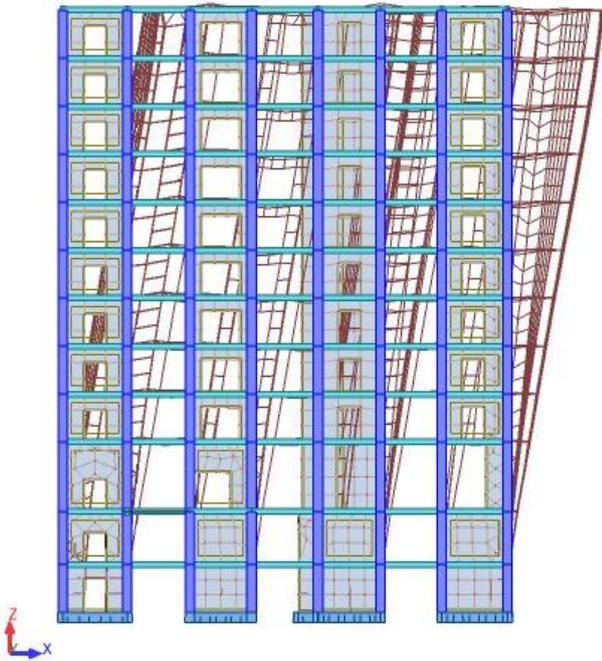


Fig(IV.4): Vue de la structure 3D

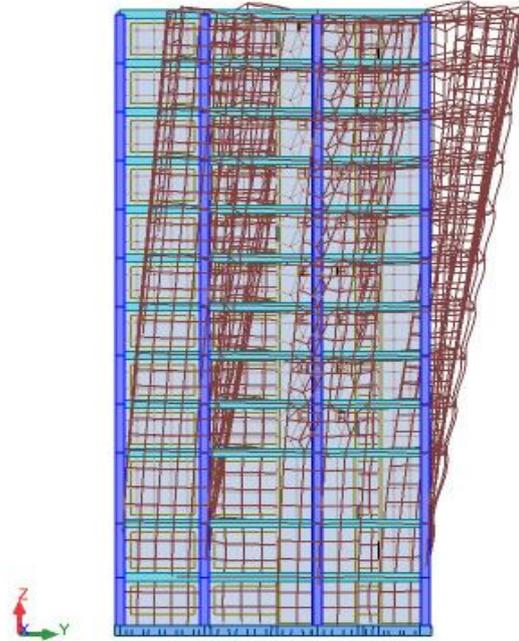
Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:

**LE MODE 1 :**

**LE MODE 2 :**



Fig(IV.5): Déformation en mode 1



Fig(IV.6): Déformation en mode 2

### IV.9 Calcul de la force sismique statique:

$$W = \frac{A.D.Q.W}{R}$$

$$V_x \text{ statique} = \frac{0.15 \times 1.90 - 1.15 \times 60103.586}{5} = 3930.790 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ statique} = \frac{0.15 \times 1.61 - 1.15 \times 60103.586}{5} = 3338.45 \text{ KN}$$

**Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_x \text{ dynamique} = 3196.00 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dynamique} = 2732,75 \text{ KN}$$

$$0,8 V_x \text{ statique} = 3939.790 (0,8) \text{ KN} = 3151.84 \text{ KN} < V_x \text{ dynamique} = 3196.00 \text{ KN}$$

$$0,8 V_y \text{ statique} = 3338.45 (0,8) \text{ KN} = 2670.76 \text{ KN} < V_y \text{ dynamique} = 2732,75 \text{ KN}$$

## Chapitre IV : Etude sismique

### IV.10 Vérification Vis A Vis Les Déformations (Art 5.10)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après les résultats de Robot 2014 (on prend le déplacement relatif direct)

Cas/Etage	UY [cm]	Dr UY [cm]	Dr UX [cm]	La hauteur étage
5/ 1	0,1	0,1	0,5	2,89
5/ 2	0,4	0,3	1,5	3,4
5/ 3	0,9	0,5	2,5	4,24
5/ 4	1,3	0,4	2	3,06
5/ 5	1,8	0,5	2,5	3,06
5/ 6	2,3	0,5	2,5	3,06
5/ 7	2,8	0,5	2,5	3,06
5/ 8	3,4	0,5	2,5	3,06
5/ 9	3,9	0,5	2,5	3,06
5/ 10	4,4	0,5	2,5	3,06
5/ 11	4,9	0,5	2,5	3,06
5/ 12	5,4	0,5	2,5	3,06

Tab (IV.8) : déplacements relatifs de la structure sens x-x

## Chapitre IV : Etude sismique

---

Cas/Etage	UX [cm]	Dr UX [cm]	Dr UY [cm]	La hauteur étage
4/ 1	0,1	0,1	0,4	2,89
4/ 2	0,4	0,3	1	3,4
4/ 3	0,7	0,5	2,5	4,24
4/ 4	1,2	0,4	2	3,06
4/ 5	1,6	0,4	2	3,06
4/ 6	2,1	0,5	2,5	3,06
4/ 7	2,6	0,5	2,5	3,06
4/ 8	3,1	0,5	2,5	3,06
4/ 9	3,6	0,5	2,5	3,06
4/ 10	4,1	0,5	2,5	3,06
4/ 11	4,6	0,5	2,5	3,06
4/ 12	5	0,4	2	3,06

Tab (IV.9) : déplacements relatifs de la structure sens y-y

### IV.12 Vérification de l'effet P-Δ (Art 5.9)

Les effets du 2 ordre (ou effet P-4) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \quad (5.6)$$

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

**V<sub>k</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau "K"  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

**A<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage « k »

Si  $0,10 < \theta \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du j<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - \theta)$ .

Si  $\theta > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

## Chapitre IV : Etude sismique

Etage	Nom	Pk [kN]	Pk (cumul)	$\Delta x U_x$ [cm]	Fx [KN]	Hauteur de l'étage en cm	$\theta_x \leq 0,10$
1	Étage 1	4757,75	61288,59	0,5	3796	289	0,033
2	Étage 2	5150,92	56530,84	1	3220,4	340	0,057
3	Étage 3	5776,58	51379,92	2,5	3000,97	424	0,097
4	Étage 4	5011,73	45603,33	2	2996,55	306	0,080
5	Étage 5	5011,73	40591,60	2	2860,74	306	0,083
6	Étage 6	5011,73	35579,86	2,5	2694,37	306	0,091
7	Étage 7	5011,73	30568,12	2,5	2593,6	306	0,093
8	Étage 8	5011,73	25556,38	2,5	2111,58	306	0,080
9	Étage 9	5011,73	20544,65	2,5	1894,61	306	0,099
10	Étage10	5011,73	15532,91	2,5	1682,48	306	0,091
11	Étage11	5011,73	10521,17	2,5	1411,79	306	0,084
12	Étage12	5509,43	5509,43	2	564,27	306	0,0638

Etage	Nom	Pk [KN ]	Pk (cumul)	$\Delta x U_y$ [cm]	Fy[KN]	Hauteur de l'étage en cm	$\theta_x \leq 0,10$
1	Étage 1	4757,75	61288,59	0,5	3432,75	289	0,038
2	Étage 2	5150,92	56530,84	1	3198,4	340	0,075
3	Étage 3	5776,58	51379,92	2,5	3096,35	424	0,144
4	Étage 4	5011,73	45603,33	2	2975,49	306	0,090
5	Étage 5	5011,73	40591,60	2	2862,34	306	0,098
6	Étage 6	5011,73	35579,86	2,5	2734,97	306	0,099
7	Étage 7	5011,73	30568,12	2,5	2587,69	306	0,997
8	Étage 8	5011,73	25556,38	2,5	2416,09	306	0,0974
9	Étage 9	5011,73	20544,65	2,5	2217,96	306	0,097
10	Étage10	5011,73	15532,91	2,5	1997,47	306	0,0972
11	Étage11	5011,73	10521,17	2,5	1741,63	306	0,095
12	Étage12	5509,43	5509,43	2	1426,36	306	0,084

Tab (IV.10) : justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$

**Donc :  $0,10 < \theta_k$  , les effets P- $\Delta$  est négligeable.**

## Chapitre IV : Etude sismique

### IV.13. Vérification spécifiques selon art 7.4.3 :

#### a) Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante:

Section(cm <sup>2</sup> )	N (KN)	Bc (cm <sup>2</sup> )	Fc28(KN/cm <sup>2</sup> )	*0,30	OBSERVATION
50*60	2078,21	3000	2,5	0,27	Vérifié
40*60	1701,2	2400	2,5	0,28	Vérifié
30*60	990,41	1800	2,5	0,22	Vérifié

Tab (IV.11) : vérification Sollicitations normales.

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} * 0,30$$

#### Remarque :

Après plusieurs modélisations et simulations nous avons opté pour le modèle qui nous a donné les résultats satisfaisants précédentes et pour cela nous avons :

- Augmenté la section des poteaux à (50\*60) cm avec dégradation pour vérifier le critère des efforts réduits
- Augmenté l'épaisseur des voiles à 30 cm pour vérifier les déplacements relatifs

#### Finalement :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique

# Chapitre V : Etude des portiques

### V . Ferrailage des portiques :

#### V .1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le logiciel ROBOT

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
2. Traction simple
3. Flexion simple.
4. Flexion composée.

. • **les poutres** sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à **la flexion simple**.

. • **Les poteaux** sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en **flexion composée**.

#### A. Les poutres:

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Ce sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

#### **Les combinaisons de calcul :**

- |   |                  |       |               |
|---|------------------|-------|---------------|
| ◆ | $1.35 G + 1.5 Q$ | ..... | selon BAEL91  |
| ◆ | $G + Q \pm E$    | ..... | selon RPA2003 |
| ◆ | $0.8 G \pm E$    | ..... | selon RPA2003 |

### **Ferraillage par BAEL91:**

Les règles BAEL ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part.

de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité dans lesquelles les actions atteignent leurs valeurs.

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant. (Les efforts normaux sont négligeables).

Recommandation du RPA99/version 2003 :

Les règles R.P.A « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des Constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un Dimensionnement appropriés.

### **A.1. Poutres principales : (30\*50)**

❖ **ELU:(1.35G+1.5Q)**

**En travées :**

$$B= 30*50 \text{ cm}^2 ; Fe = 400 \text{ MPA.}$$

$$\text{Mult} = 89,56 \text{ KN.m}$$

**D'après B.A.E.L 91:**

$$\mu = M_u / (b.d^2.fbc) = 0.095$$

$$\mu \leq \mu_r = 0.392 \Rightarrow A's=0$$

## Chapitre V : Etude des Portiques

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.125$$

$$\beta = (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.95 \text{ m.}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot f_e \text{ avec } Z = \beta \cdot d \Rightarrow A_s = 5.23 \text{ cm}^2$$

soit : 6 HA12 (6.78 cm<sup>2</sup>).

○ **Ferrailage minimal d'après CBA93 : (C.N.F)**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_e = 1.702 \text{ cm}^2$$

○ **Pourcentage maximal d'après RPA99:**

Pour les poutres (30\*50) :

$$-4 \% \text{ en zone courante} \Rightarrow A_{max} = 60 \text{ cm}^2$$

$$-6 \% \text{ en zone de recouvrement} \Rightarrow A_{max} = 90 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40φ

Position	Mu (t.m)	μ	α	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Asmin(cm <sup>2</sup> )	choix	As adopte (cm <sup>2</sup> )
Travée	89,56	0.095	0.125	0.45	5.23	1.702	6HA12	<b>6.78</b>
Appui(ELU)	17.701	0.180	0.238	0.42	11.89	1.702	8HA14	<b>12.31</b>
Appui(ELA)	13.844	0.146	0.195	0.43	8.76	1.702	6HA14	<b>9.40</b>

Tab (V.1) : Ferrailage sur appuis et travée de la poutre principale

❖ **ELS: (G+Q)**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de L'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton, on doit vérifier que  $\sigma_{bc} \cdot \sigma'_{bc}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = M_{ser} \cdot x / I \text{ et } \sigma'_{bc} = 0.6 F_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Position	Mser(t.m)	As (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (kg/ cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> * σ'bc = 150 kg/cm <sup>2</sup>
Travée	6.426	6.63	14.78	137864.33	69.105	Vérifiée
Appui	12.682	12.45	18.68	213275.87	110.577	Vérifiée

Tab (V.2) : vérification de la contrainte de compression dans le béton.

### Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \min(0.13f_{28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible.})$$

$$V_u \text{ max} = 14.11 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{14.11 \cdot 10^3}{30 \times 50} = 10.01 \text{ kg / cm}^2 = 1.01 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

### Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{50}{35} = 1.43; 1.4 \frac{30}{10} = 3 \right\} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\text{soit T8} \rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

### Espacement des cadres:

➤ **Condition de résistance :**

$$\bullet \text{ St} \leq 0.8 \cdot \frac{A_t \cdot f_{tE}}{b \cdot \tau_u} = 0.8 \cdot \frac{2.01 \cdot 400}{30 \cdot 1.01} = 21.41 \text{ cm}$$

➤ **Condition d'espacement max :**

$$\bullet \text{ St} < \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\bullet \text{ St} \leq \frac{A_t \cdot f_{tE}}{0.4 \cdot b} = \frac{2.01 \cdot 400}{0.4 \cdot 30} = 67 \text{ cm}$$

### Vérification selon RPA99:

#### **Zone nodale :**

$$L' = 2h = 1 \text{ m.}$$

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right\} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } st = 10 \text{ cm}$$

#### **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } st = 20 \text{ cm}$$

### Vérification de la flèche:

$$M_{st} = 6.426 \text{ t.m}$$

$$L = 6.2 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 \cdot M_{05}} \dots \dots \dots M_{05} = \frac{(6.426+1) \cdot 6,2^2}{8} = 35,68 \text{ t.m}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{0,5}{6,2} = 0,08 > \frac{6,371}{10,35,68} = 0,017 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h_t}{L} = \frac{0,5}{6,2} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_s} \rightarrow \frac{10,77}{30,47} = 0,0076 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées → le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### A.2 Étude des poutres secondaires P.S 30x35 cm<sup>2</sup>

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous

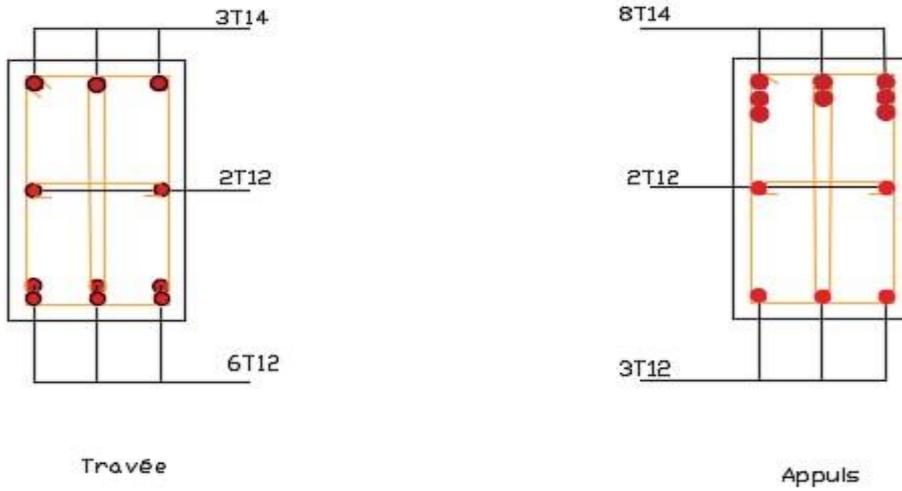
## Chapitre V : Etude des Portiques

avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage :

Type		A calcul (cm <sup>2</sup> )	A choisi(cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	φt	Zone nodale	Zone courante
PS (30*35)	Travée	4,38	6HA12	6,78	8	8,75	15
	Appui	7,46	8HA12	9,05	8		

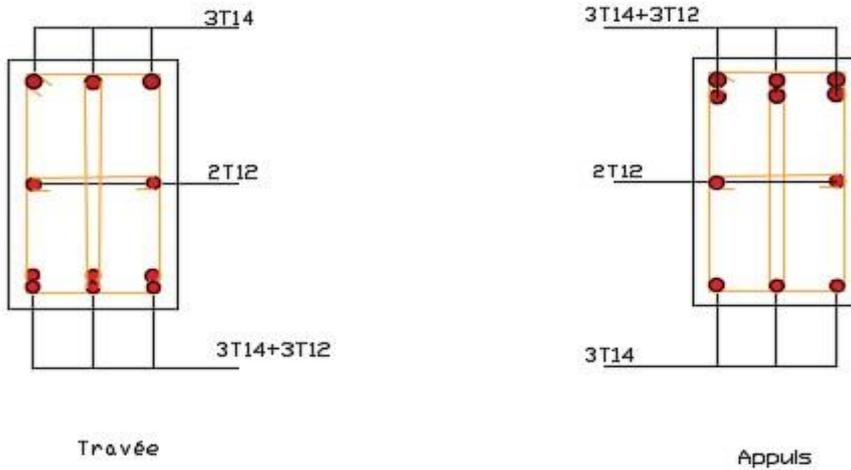
Tab (V.3) : Ferrailage Poutre secondaire

Ferraillage poutre principale 30\*50



Fig(V.1): Ferraillage Poutre principale

Ferraillage poutre secondaire 30\*35



Fig(V.2): Ferraillage poutre secondaire

### **B. Ferrailage des poteaux:**

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant

Ils seront donc calculés en **flexion composée** (avec un effort normal de compression) avec des fissurations peu nuisibles, en considérant les sollicitations suivantes :

$N_{max}$  avec  $M_{correspondant}$

$M_{max}$  avec  $N_{correspondant}$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} \text{ en flexion composée}$$

$$e_0 = \max \left\{ 2\text{cm} ; \frac{Mu}{Nu} \right\} : \text{l'excentricité accidentelle}$$

$$e_2 = \frac{3Lf^3}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) : \text{L'excentricité due aux effets du second ordre.}$$

$\Phi$  : Rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée,  $\phi = \frac{\epsilon_f}{\epsilon_i}$  ce rapport est généralement égal à 2.

$L_f$ : longueur de flambement.

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ}$$

### Condition d'application la méthode simplifiée :

$$\frac{L_f}{h} < \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h} ; 15 \right\}$$

### Calcul de la section en flexion composée :

- Nu
- Mu = Nu\*e

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

Si :  $e > 0,5h - c'$  => S.P.C

Calcul de section rectangulaire en flexion simple sous MI :  $MI = MU + NU(0,5h - c')$

Si:  $e < 0,5h - c'$  => on passe aux autre condition

$$Nu(d - c') - M_1 \geq \left( 0,337 - \frac{0,81 \cdot c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot \bar{f}_c$$

(1)

(2)

(1) < (2) = S.P.C

(1) > (2) = S.T.C

### Ferraillage minimal d'après RPA99:

Ferraillage minimum 0.8 % (b\*h) (zone II)

### Ferraillage maximum d'après RPA99:

4%(6\*h) en zone courante.

6% (b\*h) en zone de recouvrement.

## Chapitre V : Etude des Portiques

---

- Le diamètre minimum est de 12 mm (RPA99)
- La longueur minimale des recouvrements est de :  
40 d en zone I et II
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
25 cm En zone I et II (RPA99)

### **B.1.Poteau (50\*60):**

#### ❖ **ELU:**

$$M_{cor} = 0.789 \text{ t.m} \quad \rightarrow \quad Nu_{max} = 268.337$$

$$\text{On a } I_{poteau} > I_{poutre} \rightarrow Le = 0.7 Lo = 2.023 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = 0,0029 = 29 \text{ cm}$$

$$e_0 = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 ; \frac{2.023}{250} = 0,8 \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = \mathbf{2.29 \text{ cm}}$$

#### **Condition d'application :**

$$\frac{L_f}{h} < \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h} ; 15 \right\}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2023}{0,5} = 4,04 < \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h} = 20 \frac{0,0228}{0,5} = 0,912 ; 15 \right\} = 15 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

#### **La méthode simplifiée est applicable :**

## Chapitre V : Etude des Portiques

$$e_2 = \frac{3Lf^3}{10^4 h}(2+\alpha\phi) \quad ; \quad \alpha = \frac{MG}{MG+MQ} = 0,64 \quad ; \quad \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3.2.023^3}{10^4 \cdot 0,6}(2+0,64 \cdot 2) = 0,013\text{m} = 1,3 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = \mathbf{3,59 \text{ cm}}$$

**Flexion composée avec:**

- **Nu** = 268.33t
- **Mu**=Nu\*e = 9,631 t.m

$$Mu = Nuxe = 9.631 \text{ t.m.}$$

$$e=3.59 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = \frac{60}{2} - 5 = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CNV} \Rightarrow \text{on passe aux autre condition}$$

$$M_1 = Mu + Nu(0,5h - C) = 9.631 + 268,33 (0,3 - 0,05) = 76.714 \text{ t.m.}$$

$$Nu(d-C') - M_1 \geq (0,337 - \frac{0,81 \cdot c'}{h}) b \cdot h^2 \cdot \bar{f}_c$$

$$(1) \qquad (2)$$

$$(1): 268,33 (0,55 - 0,05) - 76.714 = 57.451 \text{ t.m}$$

$$(2): (0,337 - \frac{0,81 \cdot 0,05}{0,6}) 0,5 \cdot 0,60^2 \cdot 1420 = 68.8842\text{t.m}$$

(1) < (2) -> **section partiellement comprimée**

Calcul de section rectangulaire en flexion simple sous  $M_1$ .

$$M_1 = 76.714 \text{ t.m}$$

$$M = M_i / (b \cdot d^2 \cdot f_{bc}) = 0.037 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_{fc} = A_{sfs} - \frac{N_v}{f_e} = 4,21 - \frac{26833,7}{4000} = -2,49 \text{ cm}^2 < 0$$

➤ **Pourcentage minimal des armatures (selon RPA99):**

$$A \geq 0,8 \% B$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,8 \cdot 50,60}{100} = 24 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage maximal des armatures (selon RPA99):**

$$\text{Zone courante} \quad 4\% (b \cdot h) = 120 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement} \quad 6\% (b \cdot h) = 180 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{12HA16} = \mathbf{24,12 \text{ cm}^2}$$

❖ **ELA:**

$$N_{u_{\max}} = 208,664 \text{ t} \quad \rightarrow \quad M_{\text{cor}} = 1.689 \text{ t.m}$$

$$\text{On a } \mathbf{I_{poteau} > I_{poutre}} \rightarrow \mathbf{L_e = 0,7 L_o = 2,023 \text{ m}}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,0081 = 81 \text{ cm}$$

$$e_0 = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 ; \frac{2,023}{250} = 0,8 \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = \mathbf{2,81 \text{ cm}}$$

**Condition d'application :**

$$\frac{L_f}{h} < \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h} ; 15 \right\}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2023}{0,5} = 4,04 < \max \left\{ 20 \frac{e_1}{h} = 20 \frac{0,0228}{0,5} = 0,912 ; 15 \right\} = 15 \dots\dots\dots \text{Vérier}$$

**La méthode simplifiée est applicable :**

$$e_2 = \frac{3L_f^3}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \quad ; \quad \alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = 0,64 \quad ; \quad \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2,023^3}{10^4 \cdot 0,5} (2 + 0,64 \cdot 2) = 0,013 \text{ m} = 1,3 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = \mathbf{4,11 \text{ cm}}$$

**Flexion composée avec:**

- **Nu** = 208,664 t
- **Mu** = Nu \* e = 8,57 t.m

$$e = 4,11 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = \frac{60}{2} - 5 = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CNV} \Rightarrow \text{on passe aux autre condition}$$

$$M_1 = Mu + Nu(0,5h - C) = 8,57 + 208,664 (0,3 - 0,05) = 60,736 \text{ t.m.}$$

$$Nu (d - C') - M_1 \geq \left( 0,337 - \frac{0,81 \cdot c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot \bar{f}_c$$

(1)

(2)

## Chapitre V : Etude des Portiques

---

$$(1): 208,664 (0,55 - 0,05) - 60,736 = 50,30 \text{ t.m}$$

$$(2): (0,337 - \frac{0,81 \cdot 0,05}{0,6}) 0,5 \cdot 0,60^2 \cdot 1420 = 68,884 \text{ t.m}$$

(1) < (2) -> **section partiellement comprimée**

Calcul de section rectangulaire en flexion simple sous  $M_1$ .

$$M_1 = 60,736 \text{ t.m}$$

$$M = M_i / (b \cdot d^2 \cdot f_{bc}) = 0,037 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0 \quad A_s = 3,8$$

$$A_{fc} = A_s - \frac{N_p}{f_e} = 4,21 - \frac{20866,4}{4000} = -1,06 \text{ cm}^2 < 0$$

### Pourcentage minimal des armatures (selon RPA99):

$$A \geq 0,8 \% B$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,8 \cdot 50 \cdot 60}{100} = 24 \text{ cm}^2$$

### Pourcentage maximal des armatures (selon RPA99):

$$\text{Zone courante} \quad 4\% (b \cdot h) = 120 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement} \quad 6\% (b \cdot h) = 180 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{12HA16 = 24,12 \text{ cm}^2}$$

### ❖ Vérification à l'ELS:

$$N_s = 197.982 \text{ t} \quad ; \quad M_s = 0.529 \text{ t.m} \quad ; \quad T_{\max} = 0.272 \text{ t}$$

$$B_h = B + n (A_s + A_s') = 50 \times 60 + 15(24.12 + 24.12) = 3723.6 \text{ cm}^2.$$

$$I_h = \frac{b}{3} (v^3 + v'^3) + 15[A_1(v - c)^2 + A_2(v' - c')^2]$$

$$I_h = \frac{50}{3} (30^3 + 30^3) + 15[4.12(30 - 5)^2 + 24.12(30 - 5)^2] = 918750 \text{ cm}^4$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.529}{197.982} = 0.0026 \text{ m} = 0.26 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{I_k}{B_h v} = \frac{918750}{3723.6 \times 30} = 8.22 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.27 \text{ cm} < 8.22 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.E.C}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{B_h} + \frac{M_s \cdot v}{I_h} = \frac{197.982 \times 10^3}{3723.6} + \frac{0.529 \times 10^5 \times 30}{918750} = 54.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 54.89 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 \cdot f_c = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

### Espacement des cadres :

#### Zone nodale:

$$t \leq \min(10\Phi ; 15 \text{ cm}) = (10 \cdot 1.6 ; 15) = 15 \text{ cm}$$

Soit  $t = 10 \text{ cm}$ .

#### Zone courante:

$$t \leq 15 \cdot \Phi = 15 \cdot 1.6 = 24 \text{ cm}$$

soit  $t = 20 \text{ cm}$ .

### Armatures transversales:

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho V_u}{h1f_s} \Rightarrow \frac{0,45 * 0,283}{60 * 3480} * 10 = 0,0000060 \text{ cm}^2 \Rightarrow At = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL 91:  $\phi_t = \frac{\phi_t}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \Rightarrow \phi_{t=8\text{mm}}$

On prend : 4T8.

### Vérification de l'Effort Tranchant :

$$\bar{\tau} = \min (0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \text{ (fissuration peu nuisible.)}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{0,272 * 10^3}{50 * 55} = \frac{0,098\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0,0098 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0,0098\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots CV$$

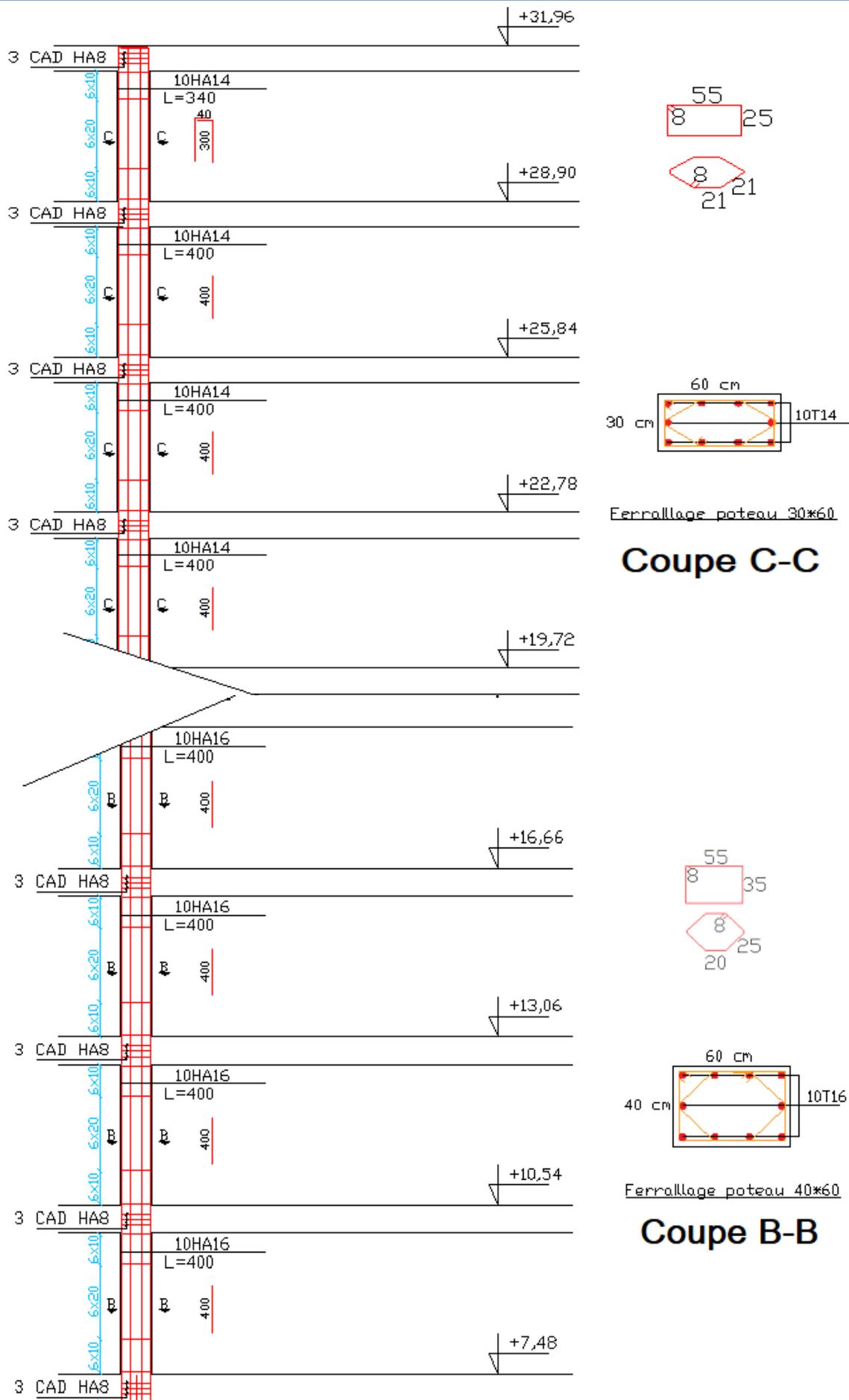
### B.2 .Poteaux (50x60, 40x60 et 30x60) :

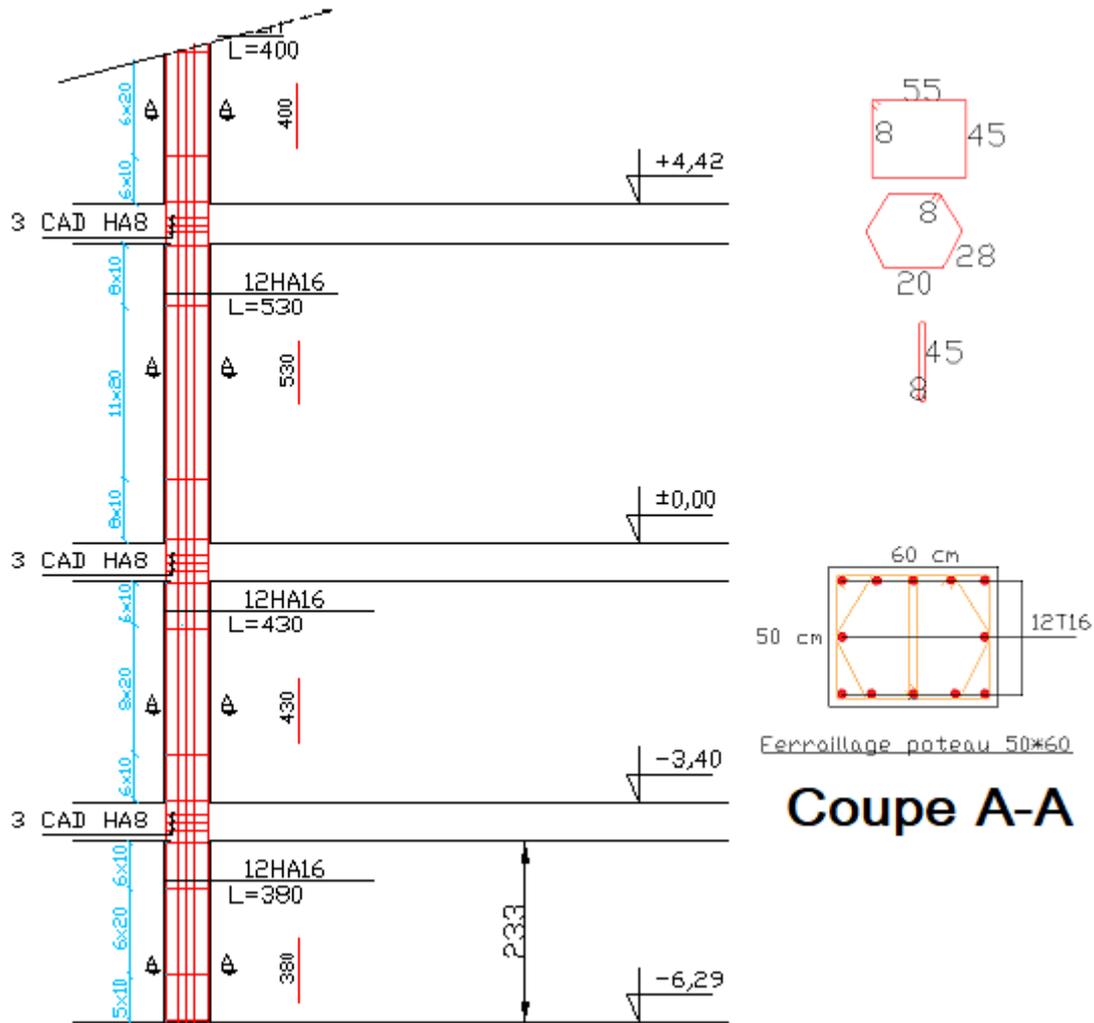
Nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (50×60 cm ). Du même le reste des calculs est présenté dans le tableau ci-dessous relative au poteau (40x60 et 30x60) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour ladite poteau (40x60 et 30x60) selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 [2] et le R.P.A 99 [3]

Poteau	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	section coresp	A <sub>trans</sub>	section coresp	δ <sub>τ</sub>	tδ' <sub>t</sub>
50*60	24	12HA16	24,12	4 φ 8	2,01	10	20
40*60	18,9	10HA16	20,11	4 φ 8	2,01	10	20
30*60	14,7	10HA14	15,39	4 φ 8	2,01	10	20

Tab (V.4) : Tableau récapitulatif des résultats

## Chapitre V : Etude des Portiques





Fig(V.3): Ferrailage des poteaux

### **C Ferrailage des voiles de contreventement :**

Le voile est un élément de contreventement assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales essentiellement le vent et les forces d'origine sismique ; transmettent également les charges verticales aux fondations.

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal déterminé selon la combinaison comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

### **Ferrailage vertical:**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée.

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ( $s_t \leq 15\text{cm}$ ).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

### Ferraillage horizontal:

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à  $45^\circ$  engendrées par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \phi$

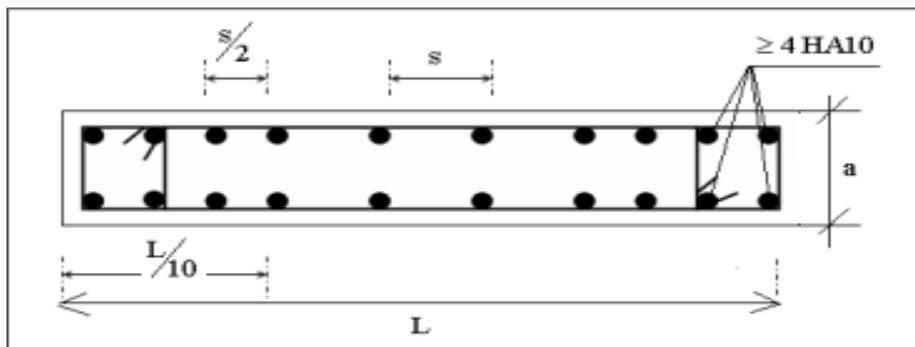
$\phi$  : Diamètre des barres horizontales.

Dans le calcul du ferraillage des voiles, le RPA 99V2003 préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
  - $St < 1,5 a$  (a : épaisseur du voile).
  - $St < 30\text{cm}$ .

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales au moins à  $40\phi$  pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible  $20 \phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges.



Fig(V.4): Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### a. Le sens-Y :

#### Remarque:

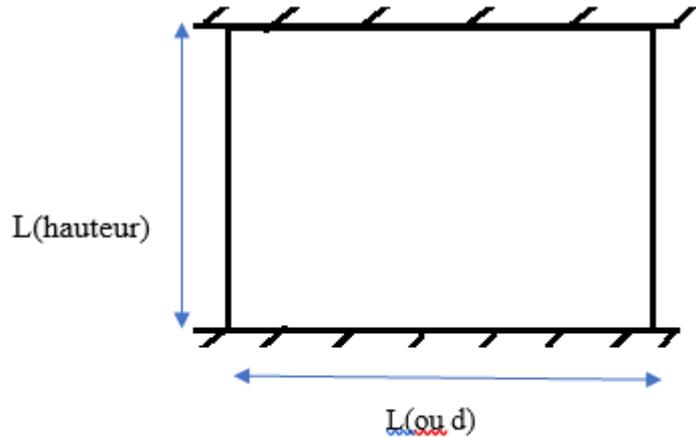
Le ferrailage se fera sur une bande verticale

de largeur  $d \leq \min ( h_e/2; 2L'/3)$

$L'$  : étant la longueur de la zone comprimée.

$h_e$  : hauteur libre de niveau.

Zone 1 ( $L = 4.65$  m):



### ❖ -Voile Plein (1er sous sol jusqu'au rdc) L = 4.65m H =2.89 m):

#### 1.Armatures Verticales:

ELA: G+Q-1.2 Ey:

- $N=339,876t$
- $M =478,625t.m$
- $T=33,78 t$

$$\sigma = N/S + M*y/I$$

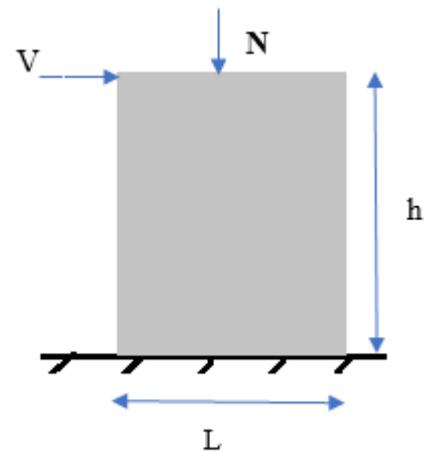
Avec:

$$S = b*h = 0,3*4.65 \quad S = 1.395 \text{ m}$$

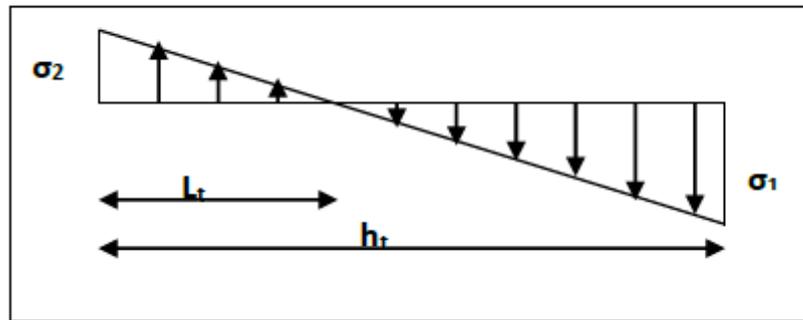
$$I = b*h^3/12 = 0,3 *(4.65)^3/12$$

$$I = 2,51 \text{ m}^4$$

$$y = L/2 = 4.65/2 = 2.32 \text{ m}$$



D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



Fig(V.5): Schéma des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{339,876}{1,395} + \frac{478,625}{2,51} \quad (2.32) \quad \sigma_{\max} = 686,033 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{339,876}{1,395} - \frac{478,625}{2,51} \quad (2.32) \quad \sigma_{\min} = -198,755 \text{ t/m}^2$$

$$d < \min ( h_e/2 ; 2L_c/3 )$$

$L_c$ : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = 686,03 \cdot 4,65 / 198,755 + 686,033$$

$$L_c = 3,58 \text{ m}$$

**1.1. Longueur tendue:**

$$L_t = L - L_e$$

$$L_t = 1,07 \text{ m}$$

$$d < \min ( 2,89/2 ; 2(3,58)/3 ) = \min ( 1,40 ; 1,20 )$$

Soit:  $d = 1 \text{ m}$

$$F = \sigma_{\min} \cdot d \cdot e/2 = 198,755 \cdot 1 \cdot 0,3/2$$

$$F = 29,91 \text{ tf}$$

**1.2. Zone Nodale** =  $L/10 = 4,65/10 = 0,465 \text{ m}$

**1.3. Longueur Partielle de la Zone Courante** =  $1 - 0,45 = 0,55 \text{ m}$ .

### 1.4. Force Equilibrée par la longueur partielle de la zone courante:

$$0,55 \sigma = \sigma_{\min}/d$$

$$\sigma = 114.367 \text{ tf/m}^2$$

$$F'' = (114.367 * 0,55) * (0,3)/2 = 9.43 \text{ tf}$$

### 1.5. Force Equilibrée par la Zone Nodale:

$$F' = F - F'' = 29,91 - 9.43 = 20,48 \text{ tf.}$$

## 2. Ferrailage:

### 2.1. Zone Nodale: Par symétrie:

$$A_n > 2 * F' / \sigma_s$$

$$A_n > 2 * 20,48 * 10^3 / 4000 = 10.24 \text{ cm}^2$$

### 2.2. Selon le RPA l'espacement $\leq 15 \text{ cm}$

On adopte Soit  $10T12 = 11.31 \text{ cm}^2 > 10.24 \text{ cm}^2/\text{Face}$

$$S_t = 15 \text{ cm} \longrightarrow 15 * 6 \text{ barres} = 150 \text{ cm}$$

### 2.3.1a Zone Courante Partielle

$$A_{cp} \geq F'' / \sigma_s \quad A_{cp} > 9.43 * 10^3 / 4000 = 2.35 \text{ cm}^2$$

### 2.4. Selon le RPA l'espacement $< 30 \text{ cm}$

$$S = 55 / (n-1) \leq 30 \quad 55 \leq 30(n-1)$$

$$55 \leq 30n - 30 \quad 30n \geq 85 \quad n \geq 85/30 = 3$$

Soit  $3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 > 2.35 \text{ cm}^2/\text{Face}$

$$S = 55/2 = 27.5 \text{ cm}$$

### 2.5. Longueur de la Zone Courante Totale:

$$465 - 2 \cdot 45 = 375 \text{ cm}$$

$$n = (375/27.5) + 1 = 14 \text{ barres / Face}$$

$$A_c = 14T12 = 15.83 \text{ cm}^2 / \text{Face.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow 25 \cdot 14 = 350 \text{ cm}$$

### 2.6. Pourcentage min selon RPA:

#### **En Zone Tendue:**

$$F = \sigma_{\min} \cdot I_t \cdot e_p / 2 = 198,755 \cdot 1.07 \cdot 0.3 / 2 = 31,90 \text{ tf}$$

$$A_{\text{tot}} = F / 4000 = 31,90 \cdot 10^3 / 4000 = 7,975 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,2\% \cdot 107 \cdot 30 = 6,42 \text{ cm}^2$$

$$6,42 \text{ cm}^2 < 7,97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**On adopte 8HA12 (9.05 cm<sup>2</sup>) pour la zone tendue**

#### **En zone courante égale:**

$$A_{\text{tot}} = 15.83 \cdot 2 = 31.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0.1 \cdot 465 \cdot 30 = 13.95 \text{ cm}^2$$

$$31.66 \text{ cm}^2 > 13.95 \text{ cm}^2$$

#### **Globalement dans la Section du Voile:**

$$A_{\text{tot}} = (11.31 \cdot 2) + (15.83 \cdot 2) = 54.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} > 0,15\% \cdot 465 \cdot 30 = 20.92 \text{ cm}^2$$

$$45.24 \text{ cm}^2 > 20.92 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

### 3. Armatures Horizontales:

$$\text{Espacement } S \leq \min(1,5e; 30) \text{ cm} = \min(45; 30) \text{ cm}$$

Armature horizontale : pour une nappe

#### 3.1. D'après le BAEL 91:

$$A_h = A_v / 4 = 31.66 / 4 = 7.91 \text{ cm}^2$$

### 3.2. D'après le RPA99/2003 :

$$A_h = 0.15\% * L * e = 20.92 \text{ cm}^2$$

Soit **16HA10** pour chaque nappe avec  $St = 30 \text{ cm}$

### 3.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**.

### 4. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = 1.4 T_{\text{calculé}} / b_o * d$$

$$= 1.4 \times 0.33 / 4.65 * 0.3 = 1.12 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \tau$  condition vérifiée

Niveau	L(m)	M(tm)	N(t)	$\sigma_{\text{max}}$ (t/ m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{min}}$ (t/ m <sup>2</sup> )	type	Lt	F	As	choix	As adopté
<b>-6.29 m/+4.42m</b>	4.65	478,62	339,87	686,03	-198,75	S.P.C	1.07	31,90	7,97	8HA12	9.05
<b>+4.42m/+22.78m</b>	4.65	252.46	236.18	405.23	-61.55	S.P.C	0.63	5.67	3.98	6HA12	6.97
<b>+22.78 m/31.96m</b>	4.65	39.14	43.56	63.18	-5.18	S.P.C	0.34	0.30	2.89	6HA12	6.97

Tab (V.5) : ferrailage verticales du voile dans le sens y

## Chapitre V : Etude des Portiques

### b. Le sens X :

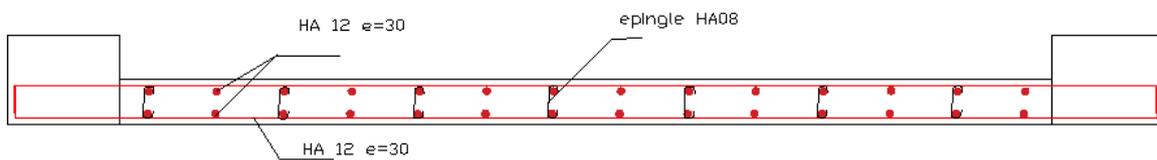
#### A-Voile Plein (1er sous sol jusqu'au Rdc)

En suivant les mêmes étapes précédentes, nous avons résumé les résultats dans ce tableau

Niveau	L(m)	M(tm)	N(t)	$\sigma_{max}$ (t/ m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (t/ m <sup>2</sup> )	type	Lt	F	As	choix	As adopté
-6.29 m/+4.42m	4.3	155.97	130.25	268,10	-67,81	S.P.C	0.87	9.36	5.58	8HA10	6.28
+4.42m/+22.78m	4.3	130.02	114.34	229,87	-49,56	S.P.C	0.76	5.44	4.35	8HA10	6.28
+22.78 m/31.96m	4.3	9.48	11.98	19,52	-1.12	S.P.C	0.22	0.05	1.29	8HA10	6.28

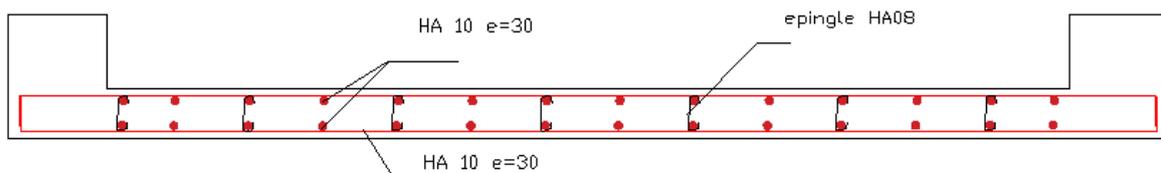
Tab (V.6) : ferrailage verticales du voile dans le sens x

voile N°01 L=4.65m sens XX



Fig(V.6): ferrailage voile sens xx

voile N°02 L=4.30m sens YY



Fig(V.7): ferrailage voile sens yy

# Chapitre VI :

## Etude des fondations

### **VI.1, Introduction :**

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol ; elles assurent une transmission des charges provenant de la superstructure :

Charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques

Les fondations doivent avoir un même mouvement que le sol qui les supporte en cas de mouvement de ce dernier

- Type d'ouvrage à construire.
- Le choix de type de fondation dépend de :
  - la nature et l'homogénéité du bon sol .
  - La capacité portante du terrain de fondation.
  - La raison économique.
  - La facilité de réalisation.

### **Différents types de fondations :**

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible du sol d'assise de 2.5 bars. Nous avons opté en premier lieu pour des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( $S_s/S_b < 50\%$ ).

## Chapitre VI : Etude des fondations

---

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_N \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

Avec :  $N = N_{\text{ser}}$  ..... (ELS)

$$\sigma_s = 2.5 \text{ bar} = 25 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\Sigma N = 76679.89154 \text{ KN} = 7668 \text{ t}$$

$$\frac{N}{\sigma_s} = \frac{7668}{25} = 306.72 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bati}} = 436.235 \text{ m}^2$$

( $S_s / S_b < 50\%$ )

$$\frac{306,72}{436,235} = 0,7 > 0,5$$

Les semelles filantes ne conviennent pas, on doit opter pour un radier général.

### **VI.2. Pré dimensionnement du radier :**

#### **Epaisseur du radier :**

L'épaisseur (hr) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

Formule empirique :

$$hr \geq L_{\text{max}} / 10$$

Avec :

$L_{\text{max}}$  : Distance maximale entre deux files successives ( $L_{\text{max}} = 6.2 \text{ m}$ ) d'où :

$$hr \geq 0,62 \text{ m}$$

**Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = [4EI / Kb ]/4 \geq 2 L_{max} / \pi$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$L_{max}$  : Distance maximale entre deux files successives (  $L_{max} = 4,5$  m).

$E$  : Module d'élasticité du béton  $E = 3.21 \times 10^4$  kg/m<sup>2</sup>.

$b$  : Largeur du radier.

$I$  : Inertie de la section du radier.

$K$  : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen ( $K = 4000 \times 10^3$  kg/m<sup>3</sup>).

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48k l^4_{max}}{E \lambda^4}}$$

$$h_r > 0.65 \text{ m}$$

### **Le choix final :**

L'épaisseur qui répond aux trois conditions citées si avant est :  **$h = 120$  cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.5h; 27\text{cm} \leq b \leq 45\text{cm}$$

$$b = 60\text{cm}$$

$b$  : largeur de nervure

### **Calcul de la surface du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante

$$S_{min} \geq N_{ser} / \sigma_s$$

$$N = G + Q = 3833996 \text{ kg}$$

$$G_{adm} = 25000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{min} 153.35 \text{ m}^2$$

## Chapitre VI : Etude des fondations

L'emprise totale du bâtiment est de :  $S_{\text{bati}} = 436.23 \text{ m}^2$ , La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

### Calcul du D (débordement) :

$$D \geq \text{Max} (h./2, 30\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } D = 45 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } S_r = S_{\text{bati}} + S_D = 436.25 + 39.40 = 475.65 \text{ m}^2$$

$S_r$  : Surface de radier.

$S_{\text{bati}}$  : Surface totale du bâtiment.

$S_D$ : surface totale de débordement

$$\text{Alors la surface de radier est : } \quad \quad \quad \mathbf{S_r = 475.65 \text{ m}^2}$$

### Dalle de radier :

Condition de résistance au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b d}, \leq \tau_u \text{ min} (2 ; 5; 5) \text{ MPa}$$

$$B = 100 \text{ cm (lune.bande.de.1m)}$$

$$d = 0.9h$$

$$v_u = \frac{q_u l_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{l_{\text{max}}}{2} = \frac{526073}{475,655} = \frac{6,2}{2} = 34285 \text{ kg}$$

$$v_u = \frac{34285}{100 \times 0,9h} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{3428500}{100 \times 0,9 \times 25} = 15 \text{ cm}$$

On adopte :

- Dalle de radier  $h = 60 \text{ cm}$ .
- Nervure  $h = 120 \text{ cm}$

### VI.3. Vérification du radier :

#### 3.1. Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h s_r$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier :  $W = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}}$

$$W = 5937677.98 + (1.2 \times 475.655 \times 2500) = \mathbf{7364627.39 \text{ kg}}$$

$$\mathbf{W = 7364627.39 \text{ kg}}$$

a: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ ).

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ ).

h : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 2.80 \text{ m}$ ).

$s_r$  : Surface du radier ( $S_r = 475.655 \text{ m}^2$ )

$$\alpha \gamma h s_r = 1.5 \times 1000 \times 2.8 \times 475.655 = 1997751 \text{ kg}$$

$$\alpha \gamma h s_r = 1997751 \text{ kg} < 2817525.29 \text{ kg}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

#### 3.2. Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles BAEL91, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité. Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile (10) de longueur 3,8 m.

On doit vérifier :

$$N \leq 0,045 \mu_r \cdot f_{c28} \cdot h$$

Avec :

$\mu_r$  : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$h$  : L'épaisseur du radier.

$N$  : La charge de calcul obtenue par la combinaison (G+Q+E).

$M_x = 2(L + b + 2 \cdot h_{\text{radier}})$

$L$  ;  $b$  : Dimensions de voile.

$\mu_r = 2(4.3 + 0.3 + 2 \times 1.2) = 14 = 1400 \text{ cm}$

$0.045 \mu_r \cdot f_{c28} \cdot h = 0.045 \times 1400 \times 250 \times 60 = 945000 \text{ kg}$

$N = 202410 \text{ kg}$

$N \leq 945000 \text{ kg} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

### 3.3. Caractéristiques géométriques du radier :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_G = 13.80 \text{ cm}$
- $Y_G = 6.0635 \text{ cm}$

Centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) :

Donné par ROBOT :

- $X_G = 15.112 \text{ m}$
- $Y_G = 9.372$

Détermination de l'excentricité :

- $e_x = |X_{G\text{-bâtiment}} - X_{G\text{radier}}| = e_x = 1.31 \text{ m}$
- $e_y = |Y_{G\text{-bâtiment}} - Y_{G\text{radier}}| \Rightarrow e_y = 1.54 \text{ m}$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

Inerties du radier :

- $I_x = 12574.00 \text{cm}^4$
- $I_y = 28912.00 \text{cm}^4$

### 3.4. Vérification des contraintes du sol :

Sous les charges horizontales (forces sismiques), il y a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

G+Q+E : pour les contraintes maximales de compression.

0,8G ±E : pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} y \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 3,75 \text{ bars}$$

### 3.5. Vérification au non soulèvement des fondations (0.8G-B):

#### Sens x-x:

$$X_g = 13.80 \text{ m}$$

$$I_x = 12574.00 \text{ m}^4$$

$$M = N \times e_x = 5229761 \times 1.31 = 6850986.91 \text{ kg.m}$$

$$N = 5229761 \text{ kg}$$

$$S_r = 475.655 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{Mx}{Ix} X_g \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_1 = \frac{5229761}{475,655} \pm \frac{6850986,91}{12574} \cdot 13,80 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 1,5 \times 25000 = 37500 \text{ kg/m}^2 = 3.75 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 = 10994.861 + 7518.97 = 18513.83 \text{ kg/m}^2 = 1,815 \text{ bars} \leq 3,75 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 10994.861 - 7518.97 = 3475,891 \text{ kg/m}^2 = 0,340 \text{ bars} \leq 3,75 \text{ bars}$$

### Sens y-y:

$$Y_B = 6.06 \text{ m}$$

$$I_y = 28912 \text{ m}^4$$

$$M = N \times e_y = 5229761 \times 1.54 = 8053831.94 \text{ kg.m}$$

$$N = 5229761 \text{ kg}$$

$$S_y = 475.655 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{Mx}{Ix} Xg \leq 1,5\bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_1 = \frac{5229761}{475,655} \pm \frac{8053831,94}{28912} \cdot 6,06 \leq 1,5\bar{\sigma}_s = 37500 \text{ kg/m}^2 = 3,75 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 = 10994.861 + 1688.09 = 12682.951 \text{ kg/m}^2 = 1,243 \text{ bars} \leq 3,75 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 10994.861 - 1688.09 = 9306.771 \text{ kg/m}^2 = 0,912 \text{ bars} \leq 3,75 \text{ bars}$$

### 4.6. Vérification de la compression (G+O+E) :

#### Sens x-x:

$$\sigma_1 = 28030.52 \text{ kg/m}^2 = 2,748 \text{ bars} \leq 3,75 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1688.09 \text{ kg/m}^2 = 0,165 \text{ bars} \leq 3,75 \text{ bars}$$

#### Sens y-y:

$$\sigma_1 = 20083.9 \text{ kg/m}^2 = 1,969 \text{ bars} \leq 3,75 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 10712.21 \text{ kg/m}^2 = 1,050 \text{ bars} \leq 3,75 \text{ bars}$$

### VI.4. Le ferrailage de radier :

Un radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles et poteaux de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol

### Calcul de la réaction du sol :

À l'ELU :

Selon les résultats de ROBOT on a :

$$N_u = 9292434 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = N_u \times e_x = 12161438.71 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = N_u \times e_y = 14296653.14 \text{ kg.m}$$

Sens x-x :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Xg$$

$$\sigma_1 = 3.222 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 0.605 \text{ bars}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4} = 2.716 \text{ bars}$$

Sens y-y:

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Yg$$

$$\sigma_1 = 2.207 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1.620 \text{ bars}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4} = 2.060 \text{ bars}$$

Le ferrailage étant pour la dalle la plus sollicitée de dimensions  $(4.4 \times 6.2) \text{ m}^2$

$$L_y = 6.2 \text{ m}$$

$$L_x = 4.4 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,70 > 0,40$$

On admet que le panneau porte dans les deux sens  $L_x, L_y$ . Le ferrailage s'effectuera pour une bande de largeur unité de 1m.

### **4.1. Le Ferrailage dans les deux sens: (fissuration préjudiciable) :**

On prend le panneau le plus sollicité

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} + 1,35G_{\text{rad}} = 21015.68 + (1,35 \times 0,6 \times 2500) = 23142.59 \text{ kg / ml}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{smin}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{\text{smin}} = 6.25 \text{ cm}^2$$

#### **1. Sens x-x :**

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \times q_u \times L^2 = 0.07 \times 230.40 \times 4.4^2 = 31211 \text{ kg.m.}$$

## Chapitre VI : Etude des fondations

---

Moment sur appuis :  $M_a = -0,5 \times M_{ox} = -0,5 \times 31211 = -15512,4 \text{ kg.m}$

Moment en travée :  $M_t = 0,75 \times M_{ox} = 0,75 \times 31211 = 23417 \text{ kg.m}$

### Ferraillage en travée :

$$B_0 = 1 \text{ ml}$$

$$H = 60 \text{ cm}$$

$$F_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$D = 55 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23417 \times 100}{100 \times (55)^2 \times 142} = 0,054$$

$\mu < 0,186$  donc on a section sans armatures comprimées  $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,070$$

$$Z = dx(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 53,46 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 12,09 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T14 ( $A_s = 12,32 \text{ cm}^2$ ) par ml avec un espacement de 13 cm

### Ferraillage sur l'appui:

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1561170 \times 100}{100 \times (55)^2 \times 142} = 0,036$$

$\mu < 0,186$  donc on a section sans armatures comprimées  $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 0.046$$

$$Z = 53.988\text{cm}$$

$$A_s = 58.30 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T12 par ml ( $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 13 cm

### Sens y-y:

$$M_{oy} = \mu_y \times q_u \times M_{ox} = 0.44 \times 31223 = 13738\text{kg.m}$$

$$\text{Moment sur appuis } M_a = 0.5 \times M_{oy} = 0,5 \times 13738 = 6869\text{kg.m}$$

$$\text{Moment en travée } M_t = 0,85 \times M_{oy} = 0,75 \times 13738 = 11677.3\text{kg.m}$$

### **Ferraillage sur appui:**

$$b_o = 1\text{ml}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$F_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$O_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6869 \times 100}{100 \times (55)^2 \times 142} = 0,015$$

$\mu < 0.186$  donc on a section sans armatures comprimées  $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot \mu)}) = 0.02$$

$$Z = dx(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 54.56 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = 3,61$$

Soit : 8T12 ( $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$ ) par ml avec un espacement de 13 cm

## Chapitre VI : Etude des fondations

### Ferraillage en travée :

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11677,3 \times 100}{100 \times (55)^2 \times 142} = 0,0271$$

$u < 0.186$  donc on a section sans armatures comprimées  $A = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 0.035$$

$$Z = 54.23 \text{ cm}$$

$$A_s = 6.18 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T12 par ml ( $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 13 cm

### Vérification a l'ELS :

#### Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{nf_{ij}} \text{ Mpa} \right\} = 2020 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	Ms [kg.m]	$\sigma_{bc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{bc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Observation
x-x	travée	7056,19	46,73	1799,26	150	2020	Vérifiée
	appuis	4699,38	34,22	1578,34	150	2020	Vérifiée
y-y	travée	5328,91	39,01	1799,58	150	2020	Vérifiée
	appuis	3162,30	21,96	1061,87	150	2020	Vérifiée

Tab (VI.1) : **vérification de la contrainte de compression dans le béton**

### Vérification de l'effort tranchant

#### Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$
$$T_u = \frac{qulx}{2+\alpha} = \frac{23040 \times 4,4}{2+0,84} = 35696,82 \text{ kg}$$
$$T_u = \frac{35696,82}{100 \times 55} = 6,94 \text{ kg/cm}^2$$
$$\bar{\tau}_b = 0,1 \times f_{c28} = 25 \text{ kg/cm}^2$$
$$\tau_b < \bar{\tau}_b \dots\dots\dots \text{ CV}$$

#### Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$
$$T_u = \frac{qulx}{2+\alpha} = \frac{23040,68 \times 6,2}{2+0,84} = 50300,07 \text{ kg}$$
$$T_u = \frac{50300,076}{100 \times 55} = 9,14 \text{ kg/cm}^2$$
$$\bar{\tau}_b = 0,1 \times f_{c28} = 25 \text{ kg/cm}^2$$
$$\tau_b < \bar{\tau}_b \dots\dots\dots \text{ CV}$$

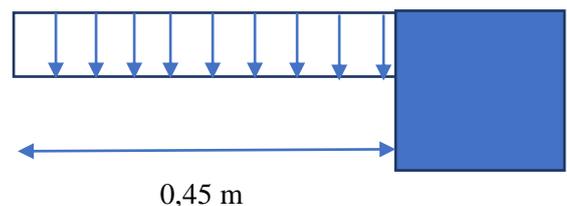
### 4.2. Le ferrailage de débord :

On l'étudie comme une console encastrée dans la nervure et libre dans l'autre coté et est chargée avec la contrainte de sol :

#### **À ELU:**

On a:

$qu=23040.68 \text{ kg/ml} \dots\dots\dots \text{ pour (1ml)}$



**Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{qul^2}{2} \quad (L=0,4m)$$

$$M_u = 23040.68 \times (0,45)^2 / 2 \Rightarrow M. = 2332.86 \text{ kg.m}$$

**Calcul de ferrailage :**

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11677,3 \times 100}{100 \times (55)^2 \times 142} = 0,027$$

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,010$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot \mu)}) = 0.01$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 39,8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}) / f_c = 4,46 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T12 par ml ( $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 14 cm

Même espacement que pour l'appui de la dalle de radier

### **4.3. Ferrailage des nervures :**

On choisit les nervures les plus sollicité (sens transversal et sens longitudinal), et on a chargé la nervure par une charge uniforme de la réaction de sol et des charge concentré de poteaux le plus sollicité sur chaque appui.

**Nervure transversale :**

## Chapitre VI : Etude des fondations

---

$$L = 6.2 \text{ m}$$

$$b = 60\text{cm}$$

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$c = 5 \text{ cm}$$

Les moments fléchissant selon le robot :

**À ELU:**

$$M_t = 62431\text{kg.m}$$

$$M_a = 90794 \text{ kg.m}$$

**À ELS:**

$$M_t = 40045,97 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 76790,23 \text{ kg.m}$$

**Le ferrailage :**

Le ferrailage sera en flexion simple.

**En travée:**

$$F_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62431 \times 100}{60 \times (110)^2 \times 142} = 0,060$$

$\mu < 0.186$  donc on a section sans armatures comprimées  $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.095$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 110,63 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 16,40 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 4HA20

### En appui:

Fbu = 14.2 Mpa

$\sigma_s = 348$  Mpa

$$\mu = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{90794 \times 100}{60 \times (110)^2 \times 142} = 0,088$$

$\mu < 0.186$  donc on a section sans armatures comprimées  $A' = 0 \text{ cm}^2$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.092$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 109,48 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = 24,2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 8HA20

### Vérification à l'ELS :

#### **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que :

- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{nf_{ij}} \text{Mpa} \right\} = 2020 \text{ kg/cm}^3$
- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$

## Chapitre VI : Etude des fondations

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Zone	Ms [kg.m]	$\sigma_{bc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma_{bc}}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma_s}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Observation
travée	40039,86	46,14	1187,61	150	2020	Vérifiée
appuis	76801,19	72,78	1859,8	150	2020	Vérifiée

Tab (VI.2) : vérification de la contrainte de compression dans le béton

### Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{qulx}{2+\alpha} = \frac{42148,73 \times 6.2}{2+0,84} = 94834,64 \text{ kg}$$

$$T_u = \frac{94834,64}{115 \times 40} = 7,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0,1 \times f_{c28} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \dots\dots\dots \text{ cv}$$

### Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre : On a :

- $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right\}$
- $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{1200}{35} ; \frac{600}{10} ; 20 \right\} = 20 \text{ mm}$

On prend : 4T8

### Espacement exigé par le RPA :

En zone nodale :

$$S_t < \min (h/4, 12 \phi) - \min (120/4, 12 \times 2,5) = 30 \text{ cm}$$

En zone courante :

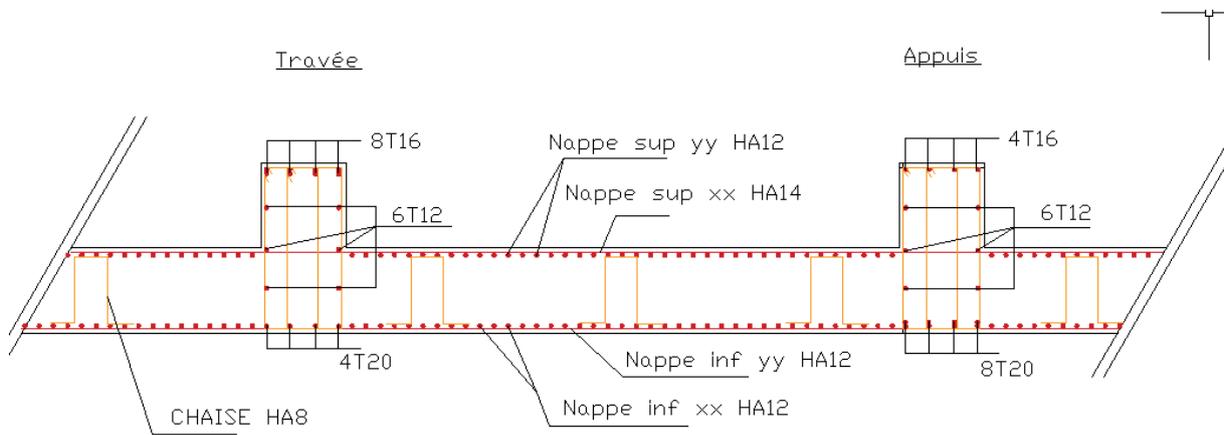
$$S_t \leq h/2 = 120/2 = 60 \text{ cm}$$

Donc on adopte:

## Chapitre VI : Etude des fondations

$S_t = 15 \text{ cm}$  .....En zone nodale.

$S_t = 30 \text{ cm}$ ..... En zone courante.

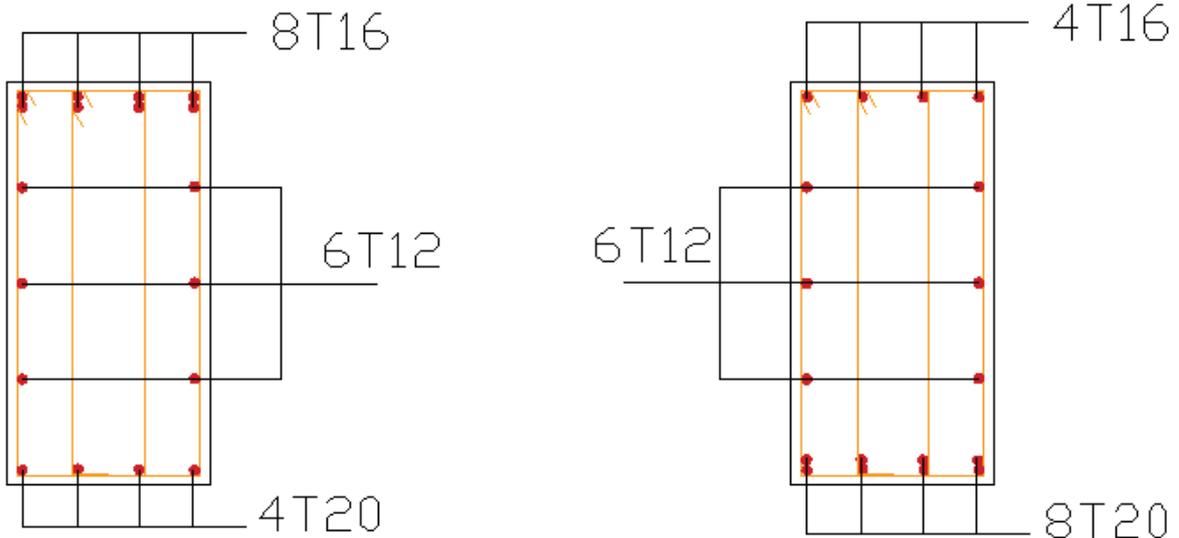


Fig(VI.1): Ferrailage de radier nervure

### Ferrailage nervure radier 60\*120

Travée

Appuis



Fig(VI.2): Ferrailage des nervures

# Chapitre VII : Conclusion

## Chapitre VII : Conclusion

---

### **VII.Conclusion :**

Ce projet de fin d'études nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes les connaissances acquises lors du cycle de formation MASTER, à approfondir nos connaissances en nous appuyant sur des documents techniques et également sur l'utilisation de réglementations et de méthodes spécifiques, et de mettre en évidence les principes fondamentaux à prendre en compte dans la conception de structures à parois raidies. Selon nos recherches, il est important de noter que dans les projets sismiques, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet afin d'éviter les projets fractionnés et d'atteindre la sécurité sismique sans coûts supplémentaires importants. Il est à noter qu'au terme de ce projet, qui est notre première expérience, utiliser un outil informatique pour analyser et calculer les structures est très long et fastidieux, à condition de maîtriser également les concepts de base de l'ingénierie comme "ROBOTS et AUTOCA lui-même..

## **BIBLIOGRAPHIE**

### ***Les règlements:***

- ❖ *RPA99/Version2003: règlement parasismique algérien.*
- ❖ *BAEL91 : béton armé aux états limites.*
- ❖ *C.B.A93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.*
- ❖ *D.T.R.B.C .2.2: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).*
- ❖ *D.T.R.C 2-4.7 : Document technique réglementaire règlement neige et vent R.N.V.99*

### ***Logiciels:***

- ❖ *ROBOT 2018*
- ❖ *AUTOCAD 2018*
- ❖ *WORD+Excel 2007 et 2016*