

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE

SCIENTIFIQUE



جامعة - البليدة - 1

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

كلية العلوم الهندسية-دائرة الهندسة المدنية  
FACULTE DES SCIENCE DE L'INGENIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL  
OPTION : Structures Réparation Et Coût De Construction

**Thème:**

*Conception et Calcul Parasismique D'Une Structure  
En 2Sous-SOL+RDC+12étages Contreventée par des voiles  
et des portiques en Béton Armé.*

**Réalisé par:**

Mr. MAMMOU Mohamed Amine  
Mr. KOURANE Youcef

**Encadré par :**

M<sup>me</sup> BOULAKHYOUT. M

Session: 2013/2014

## Remerciement

*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. C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur Mme BOULKHIOUT pour ses soutiens, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet. Ainsi nous exprimons nos reconnaissances à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage. Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

## DÉDICACES

*✿ Je dédie cette thèse à ... ✍*

### *A mon très cher père ALI*

*Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours Pour mener à bien mes études.*

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.*

### *A la mémoire de ma mère Leïla*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.*

*Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.*

*Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.*

*A mes très chers frères, sœurs : Mohamed, Taki Eddine, Razika, Imene, Rokia et Chaima ma nièce Leila et mes neveux, à ma belle mère Karima et ma copine Hadjira.*

*A toute ma famille sans exception, à mon binôme Amine, tous mes amis : Hocine, Mohamed, Chihab, Hçen, Fayçal, Adel et tout la promotion de master2 génie civil.*

*A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire.  
Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

## *DÉDICACES*

*Je dédie ce travail à : Mes chers parents et chère sœur, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation. A mon cher binôme Youcef, toute ma famille, mes amis, à toute la Promotion 2014. Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

## **Liste des tableaux :**

### **Chapitre II : Caractéristiques des matériaux**

Tableau II-1: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	14
---	----

### **Chapitre III : Prédimensionnement.**

Tableau III.1: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	27
Tableau III.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	28
Tableau III.3: Evaluation des charges permanentes du plancher RDC.....	29
Tableau III.4: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....	30
Tableau III.5: Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.....	31
Tableau III.6: Evaluation des charges permanentes de mur intérieure.....	31
Tableau III.7: la dégression des surcharges.....	39
Tableau III.8: choix des sections des poteaux.....	43
Tableau III.9: Les sections adoptées pour les poteaux .....	44

### **Chapitre IV : calcul des éléments secondaire.**

Tableau IV.1: Résultats de Ferrailage pour balcon.....	53
Tableau IV.2: Résultats des moments des poutrelles.....	60
Tableau IV.3: Résultats de ferrailage des poutrelles.....	61
Tableau IV.4: Evaluation des charges permanentes de l'escalier.....	63
Tableau IV.5: combinaison des charges de l'escalier .....	64
Tableau IV.6: les efforts internes (M et T).....	64
Tableau IV.7: Moments de flexion à l'ELU et à l'ELS.....	65
Tableau IV.8: Caractéristiques géométriques et mécaniques.....	65
Tableau IV.9: Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.....	65
Tableau IV.10: Résultats de ferrailage de la poutre palière.....	68

### **Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique.**

Tableau V.1: les valeurs des pénalités $P_q$ .....	75
Tableau V.2: Dimensions des éléments verticaux pour le modèle initial.....	76
Tableau V.3: Résultats de l'analyse modale du modèle initial .....	77
Tableau V.4: Vérification des déplacements inter-étage de modèle initial.....	80
Tableau V.5: Dimensions des éléments verticaux pour le modèle 01 .....	81
Tableau V.6: Résultats de l'analyse modale du modèle 01 .....	82
Tableau V.7: Vérification des déplacements inter-étages de modèle 01.....	84
Tableau V.8 : Résultats de l'analyse modale du modèle 02.....	85
Tableau V.9: Vérification des déplacements inter-étages pour le modèle 02.....	87
Tableau V.10 : Vérification spécifique aux sollicitations normales .....	88
Tableau V.11 : Résultats de l'analyse modale du modèle finale après la vérification spécifique aux sollicitations normales .....	89

Tableau V.12 : Vérification des déplacements inter-étages pour le modèle 02 après la vérification spécifique aux sollicitations normales.....	90
Tableau V.13 : Justification vis-à- vis de l'effet P- $\Delta$ sens x.....	91
Tableau V.14: Justification vis-à- vis de l'effet P- $\Delta$ sens y.....	92
Tableau V.15: Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques sens x .....	93
Tableau V.16: Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques sens y .....	94
Tableau V.17: Sections adoptées pour les éléments verticaux .....	95

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants.**

Tableau VI.1: Ferrailages des poteaux centraux situation durable .....	99
Tableau VI.2: Ferrailages des poteaux centraux situation accidentelle N01.....	100
Tableau VI.3: Ferrailages des poteaux centraux situation accidentelle N02.....	101
Tableau VI.4: Choix des armatures des poteaux centraux.....	102
Tableau VI.5: Vérification des contraintes pour les poteaux centraux.....	104
Tableau VI.6: Ferrailages des poteaux d'angle situation durable .....	105
Tableau VI.7: Ferrailages des poteaux d'angle situation accidentelle N01.....	106
Tableau VI.8: Ferrailages des poteaux d'angle situation accidentelle N01.....	107
Tableau VI.9: Choix des armatures des poteaux d'angle .....	108
Tableau VI.10: Vérification des contraintes pour les poteaux d'angle .....	110
Tableau VI.11: Ferrailages des poteaux de rive situation durable .....	111
Tableau VI.12: Ferrailages des poteaux de rive situation accidentelle N01.....	112
Tableau VI.13: Ferrailages des poteaux de rive situation accidentelle N02.....	113
Tableau VI.14: Choix des armatures des poteaux de rive .....	114
Tableau VI.15: Vérification des contraintes pour les poteaux de rive .....	115
Tableau VI.16: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	117
Tableau VI.17: Espacements maximales (poteau central) selon RPA.....	121
Tableau VI.18: Espacements maximales (poteau d'angle) selon RPA .....	121
Tableau VI.19: Espacements maximales (poteau de rive) selon RPA .....	122
Tableau VI.20: Choix d'armatures transversales pour les poteaux .....	123
Tableau VI.21: Ferrailage des Poteaux du Sous-sol .....	125
Tableau VI.22: Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	135
Tableau VI.23: Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle 1.....	136
Tableau VI.24: Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle 2 .....	136
Tableau VI.25: Ferrailage des poutres secondaires situation durable .....	137
Tableau VI.26: Ferrailage des poutres secondaires situation accidentelle 1.....	137
Tableau VI.27: Ferrailage des poutres secondaires situation accidentelle 2.....	138
Tableau VI.28: Choix des armatures pour les poutres principales .....	138
Tableau VI.29: Choix des armatures pour les poutres secondaires .....	139
Tableau VI.31: Vérification des poutres principales à l'ELS .....	141
Tableau VI.32: Vérification des poutres secondaires à l'ELS .....	141

Tableau VI.33: Vérification de la contrainte de cisaillement .....	142
Tableau VI.34 : Calcul des armatures transversales .....	144
Tableau VI.35: Valeurs de $(l_f/l)$ .....	153
Tableau VI.36: Calcul de $\sigma_{u\ lim}$ .....	154
Tableau VI.37: Pourcentage minimal des aciers horizontaux et verticaux .....	155
Tableau VI.38: Les Aciers transversaux pour les voiles .....	156
Tableau VI.39: Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple de calcul .....	162
Tableau VI.40 : Calcul des armatures verticales de l'exemple de calcul .....	163
Tableau VI.41: Calcul des armatures du voile (VX1).....	165
Tableau VI.42: Calcul des armatures du voile (VX2).....	166
Tableau VI.43: Calcul des armatures du voile (VX3).....	166
Tableau VI.44: Calcul des aciers de coutures du voile (VX4).....	167
Tableau VI.45: Calcul des armatures du voile (VY1).....	167
Tableau VI.46: Calcul des armatures du voile (VY2).....	168
Tableau VI.47: Calcul des armatures du voile (VY3).....	168
Tableau VI.48: Calcul des armatures du voile (VY4).....	169
Tableau VI.49: Calcul des armatures du voile (VY5).....	169
Tableau VI.50: Calcul des aciers de coutures du voile (VX1).....	170
Tableau VI.51: Calcul des aciers de coutures du voile (VX2).....	171
Tableau VI.52: Calcul des aciers de coutures du voile (VX3).....	171
Tableau VI.53: Calcul des aciers de coutures du voile (VX4).....	172
Tableau VI.54: Calcul des aciers de coutures du voile (VY1).....	172
Tableau VI.55: Calcul des aciers de coutures du voile (VY2).....	173
Tableau VI.56: Calcul des aciers de coutures du voile (VY3).....	173
Tableau VI.57: Calcul des aciers de coutures du voile (VY4).....	174
Tableau VI.58: Calcul des aciers de coutures du voile (VY5). .....	174

## **Chapitre VII** : Etude de l'infrastructure.

Tableau VII-1) Détermination de la hauteur de la nervure.....	180
Tableau VII-2) Ferrailage de panneau du radier.....	184
Tableau VII-3) Vérification des contraintes.....	184
Tableau VII-4) Ferrailage des nervures sens porteur.....	186
Tableau VII-5) Ferrailage des nervures sens non porteur.....	186
Tableau VII-6) Vérification des contraintes sens porteur.....	187
Tableau VII-7) Vérification des contraintes sens non porteur .....	187
Tableau VII-8) Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier .....	191
Tableau VII-9) Calcul des moments de voile périphérique.....	194
Tableau VII-10) Ferrailage de voile périphérique.....	195
Tableau VII-11) Vérification des contraintes à l'ELS.....	197

## **Liste des figures :**

### **Chapitre I : Présentation du projet.**

Fig. I-1) Vue de l'ouvrage en élévation.....	02
Fig. I-2) Vue de l'ouvrage en 3D.....	03
Fig. I-3) Présentation générale du bâtiment en plan.....	04

### **Chapitre II : Caractéristiques des matériaux.**

Fig. II-1) Les dimensions de l'éprouvette pour mesurer la résistance en compression.....	10
Fig. II-2) Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	13
Fig. II-3) Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	14
Fig. II-4) Diagramme contraintes déformations .....	15
Fig. II-5) Armatures haute adhérence (HA).....	17
Fig. II-6) Règle des trois pivots.....	18

### **Chapitre III : Prédimensionnement.**

Fig. III-1) Schéma de plancher en corps creux.....	21
Fig. III-2) Schéma d'escalier.....	23
Fig. III-3) Coupe vertical du plancher terrasse à corps creux.....	26
Fig. III-4) Coupe vertical du plancher courant à corps creux.....	27
Fig. III-5) Coupe d'une dalle pleine pour balcon.....	29
Fig. III-6) Constituants d'un mur extérieur.....	30
Fig. III-7) Schéma d'un acrotère .....	32
Fig. III-8) Section réduite du poteau.....	37
Fig. III-9) Coffrage des poteaux .....	44
Fig. III-10) Coupe de voile en élévation.....	45
Fig. III-11) Coupe de voile en plan.....	46

### **Chapitre IV : calcul des éléments secondaire.**

Fig. IV-1) Coupe transversale d'un acrotère.....	47
Fig. IV-2) Diagramme des efforts à l'ELU.....	49
Fig. IV-3) Ferrailage de l'acrotère.....	49
Fig. IV-4) Ferrailage de l'acrotère.....	50
Fig. IV-5) coupe 1-1 .....	50
Fig. IV-6) Schéma statique du balcon.....	51
Fig. IV-7) Diagramme des efforts internes .....	52
Fig. IV-8) Schéma de ferrailage d'un balcon .....	53
Fig. IV-9) Schéma représentant la poutrelle.....	54
Fig. IV-10) Dimensions de la poutrelle.....	61
Fig. IV-11) Ferrailage des poutrelles en travées et sur appuis.....	61
Fig. IV-12) Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	63
Fig. IV-13) Schéma statique de l'escalier.....	64
Fig. IV-14) Schéma de ferrailage d'escalier .....	66
Fig. IV-15) Schéma de ferrailage de la poutre palière .....	68

## **Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique.**

Fig. V-1) Disposition des voiles de model initial.....	76
Fig. V-2) Disposition des voiles de model 01.....	81
Fig. V-3) Disposition des voiles de model 02.....	85

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants.**

Fig. VI-1) Zone nodale.....	97
Fig. VI-2) Types des poteaux.....	98
Fig. VI-3) les poutres principales et les poutres secondaires.....	133
Fig. VI-4) arrêt de barre.....	145
Fig. VI-5) Ferrailage de la poutre principale en travée et appuis.....	150
Fig. VI-6) Ferrailage de la poutre secondaire en travée et appuis.....	150
Fig. VI-7) Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	152
Fig. VI-8) Définition de l'élément mur.....	152
Fig. VI-9) Diagramme de déformation 1 <sup>er</sup> cas.....	157
Fig. VI-10) Diagramme de déformation 2eme cas.....	157
Fig. VI-11) Diagramme de déformation 3eme cas.....	158
Fig. VI-12) Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	158
Fig. VI-13) Disposition des voiles à étudier.....	161

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.**

Fig. VII-1) Schéma d'un radier.....	176
Fig. VII-2) La hauteur des nervures.....	179
Fig. VII-3) Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de radier.....	183
Fig. VII-4) Ferrailage du radier.....	185
Fig. VII-5) Coupe A-A.....	185
Fig. VII-6) Nervure sens porteur en travée et en appuis.....	189
Fig. VII-7) Nervure sens non porteur en travée et en appuis.....	189
Fig. VII-8) Schéma statique des débords.....	190
Fig. VII-9) Ferrailage de la dalle du débord.....	192
Fig. VII-10) Schéma statique du voile périphérique.....	193
Fig. VII-11) Ferrailage du voile périphérique sens x-x.....	197
Fig. VII-12) Ferrailage du voile périphérique sens y-y.....	198
Fig. VII-13) Coupe de ferrailage du voile périphérique.....	198

## الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة على شكل غير منتظم لاستخدام متعدد مكونة من طابقين تحت أرضي زائد طابق أرضي و اثنا عشر طوابق علوية مبنية في ولاية البليدة. اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

-**المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصرا لمكونة لها.

-**المحور الثاني:** دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة).

- **المحور الثالث :** الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج SAP-2000 الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA99 المنقحة 2003.

-أما المحور الأخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، العارضات، و الأساسات) اعتمادا على 91 BAEL المنقح 1999 و RPA 99

**الكلمات المفتاحية:** العمارة، الخرسانة، 91BAEL, RPA 99/2003, Socotec, SAP2000,

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué de deux sous sols, un rez de chaussée + douze étages, implanté dans la wilaya de Blida.

Cette étude se compose de quatre parties.

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles et l'acrotère).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

**Mots clés :** bâtiment, béton, SAP2000, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

## Summary

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multi-use consists of two basements, a ground floor + twelve étage implanted in the wilaya of Blida. This study consists of four parts.

-The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the predimensioning structure and finally the descent of the load.

- The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, slabs and parapet wall).

- The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by SAP2000 to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

-The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns and beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modified 99 and Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

**Keywords:** building, concrete, SAP2000, Socotec, Excel, RPA 99/2003, BAEL91.

## Sommaire

### Chapitre I : Présentation du projet.

I-1) Introduction .....	1
I-2) Caractéristiques géométriques.....	3
I-3) Ossature .....	5
I-4) Classification de l'ouvrage.....	5
I-5) Planchers .....	6
I-6) Escaliers.....	6
I-7) Terrasse.....	6
I-8) L'acrotère.....	6
I-9) Revêtement.....	7
I-10) Maçonneries .....	7

### Chapitre II : caractéristiques des matériaux.

II) Introduction.....	8
II-1) Béton .....	8
II-2) Acier .....	14
II-3) Béton armé .....	16
II-4) Hypothèses de calcul .....	18

### Chapitre III : Prédimensionnement.

III-1) Introduction .....	20
III-2-1) Les planchers:.....	21
III-2-2) Les balcons .....	22
III-2-3) les escaliers .....	23
III-2-4) Descente de charge.....	26
III-2-5) Les poutres.....	33
III-2-6) les poteaux .....	35
III-2-7) les voiles .....	45

### Chapitre IV : calcul des éléments secondaire.

IV-1) Acrotère.....	47
IV-2) Balcon.....	51
IV-3) Planchers.....	54
IV-4) Table de compression.....	62
IV-5) Escaliers.....	63
IV-6) Poutre palière.....	67

## **Chapitre V : Etude dynamique en zone sismique.**

V-1) Introduction .....	69
V-2) Objectif de l'étude dynamique.....	69
V-3) Caractéristiques dynamiques propres.....	69
V-4) Modélisation de la structure .....	71
V-5) Etudes sismique .....	73

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants.**

VI-1) Ferrailage des poteaux .....	96
VI-2) Ferrailage des poutres .....	132
VI-3) Ferrailage des voiles .....	151

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.**

VII-1) Introduction.....	176
VII-2) Radier.....	176
VII-3) Nervure.....	179
VII-4) Caractéristiques géométriques.....	181
VII-5) Vérifications nécessaires.....	18
VII-6) Ferrailage du radier.....	182
VII-7) Ferrailage des nervures.....	186
VII-8) Ferrailage du débord.....	190
VII-9) Etude du voile périphérique.....	192

CONCLUSION.....	199
ANNEXE 1.....	200
ANNEXE 2.....	205
ANNEXE 3.....	208
ANNEXE 4.....	215
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	224

## **I.1. Introduction**

Ce présent projet consiste en l'étude d'un ouvrage en béton armé destiné à des habitations collectives et renfermant, en même temps, des activités commerciales et de service. Il est implanté dans la ville de Blida. Il consiste en un bâtiment " R+12 + 2 sous-sol". Le rez-de-chaussée (RDC) est destiné aux commerces. Le premier et deuxième niveaux sont utilisés comme bureaux. Les niveaux restants sont destinés à l'habitation, composées de 41 logements. Les deux sous-sols sont utilisés comme garages et parcs de stationnement.

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/VERSION2003, l'ouvrage est classé dans le « GROUPE D'USAGE 2 » c'est-à-dire un ouvrage courant ou d'importance moyenne dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. Il est situé, d'après le même règlement en zone III correspondant à un niveau de sismicité élevée.

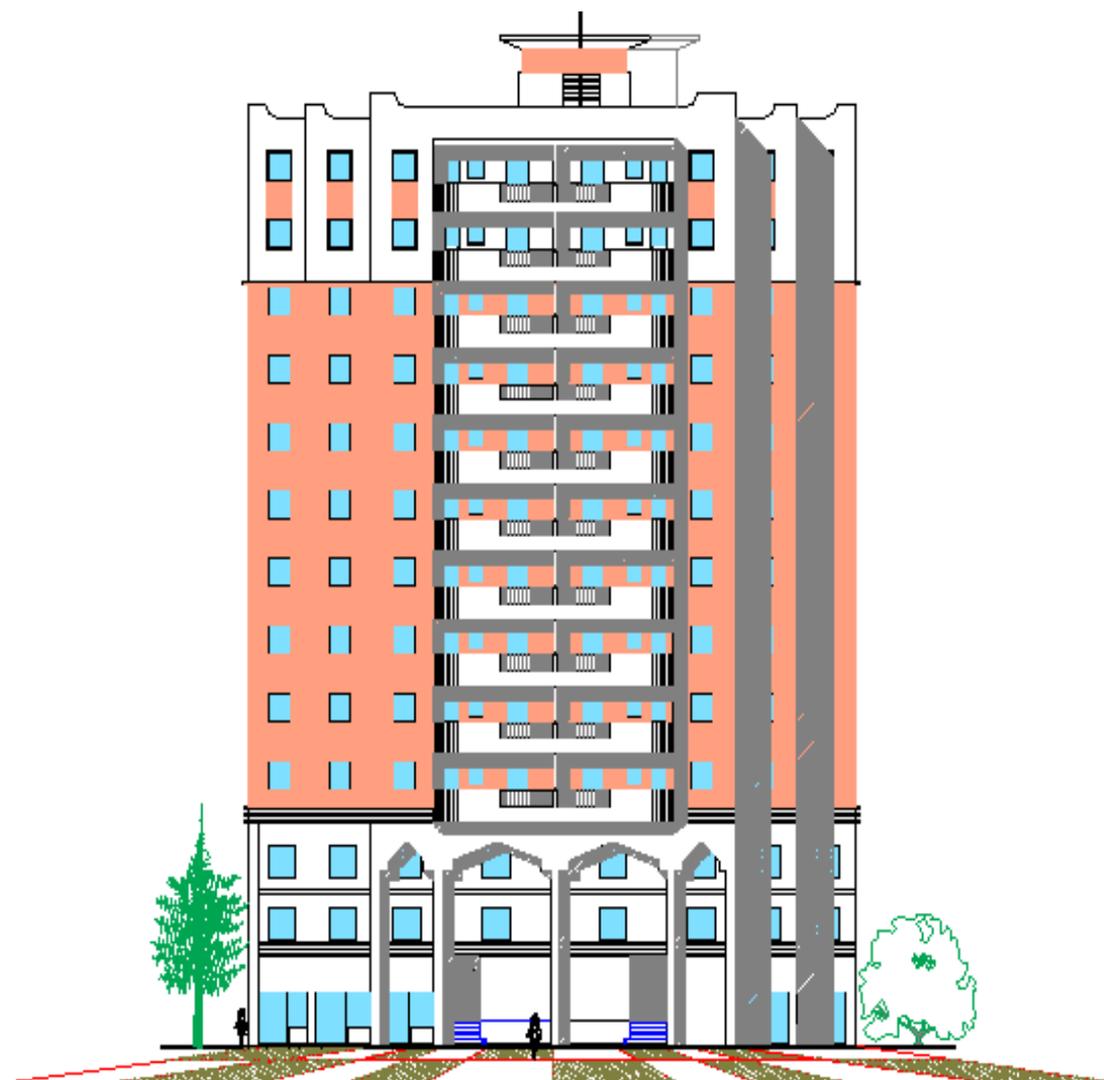
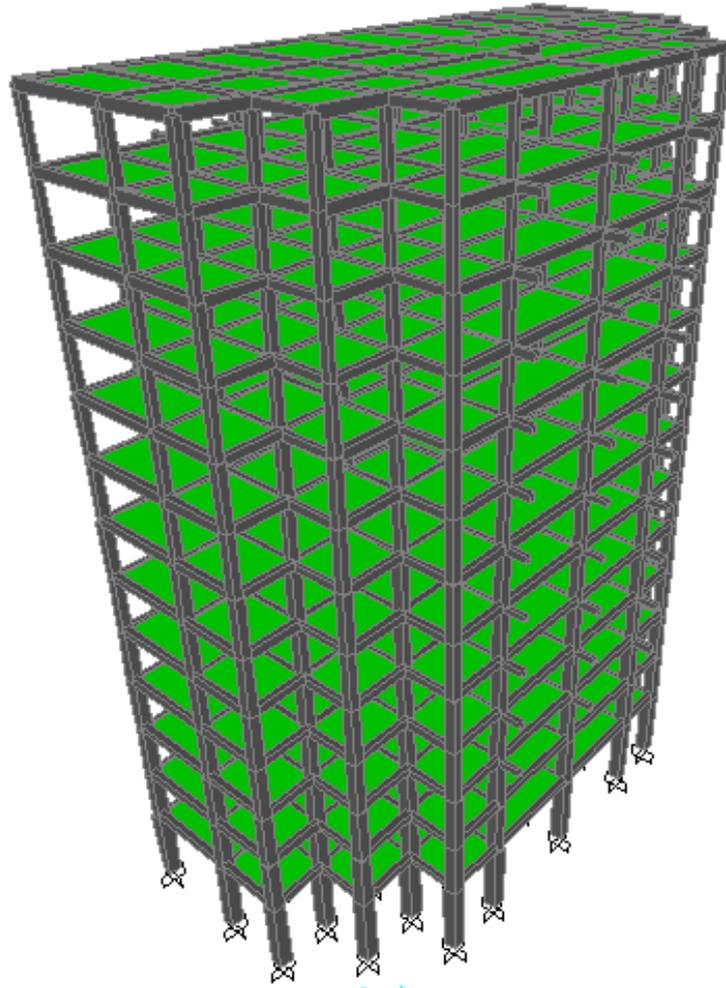


Fig I.1 : Vue de l'ouvrage en élévation.



**Fig. Vue de l'ouvrage en 3D.**

## **I.2.Caractéristiques géométriques :**

L'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

- Longueur totale du bâtiment en plan ... 30.65m.
- Largeur totale du bâtiment en plan ..... 14.76m.
- Hauteur totale du bâtiment ..... 40.8m.
- Hauteur des étages courants ..... 3.06m.
- Hauteur du rez-de chaussée ..... 4.08m.
- Hauteur du sous sol ..... 3.06m.

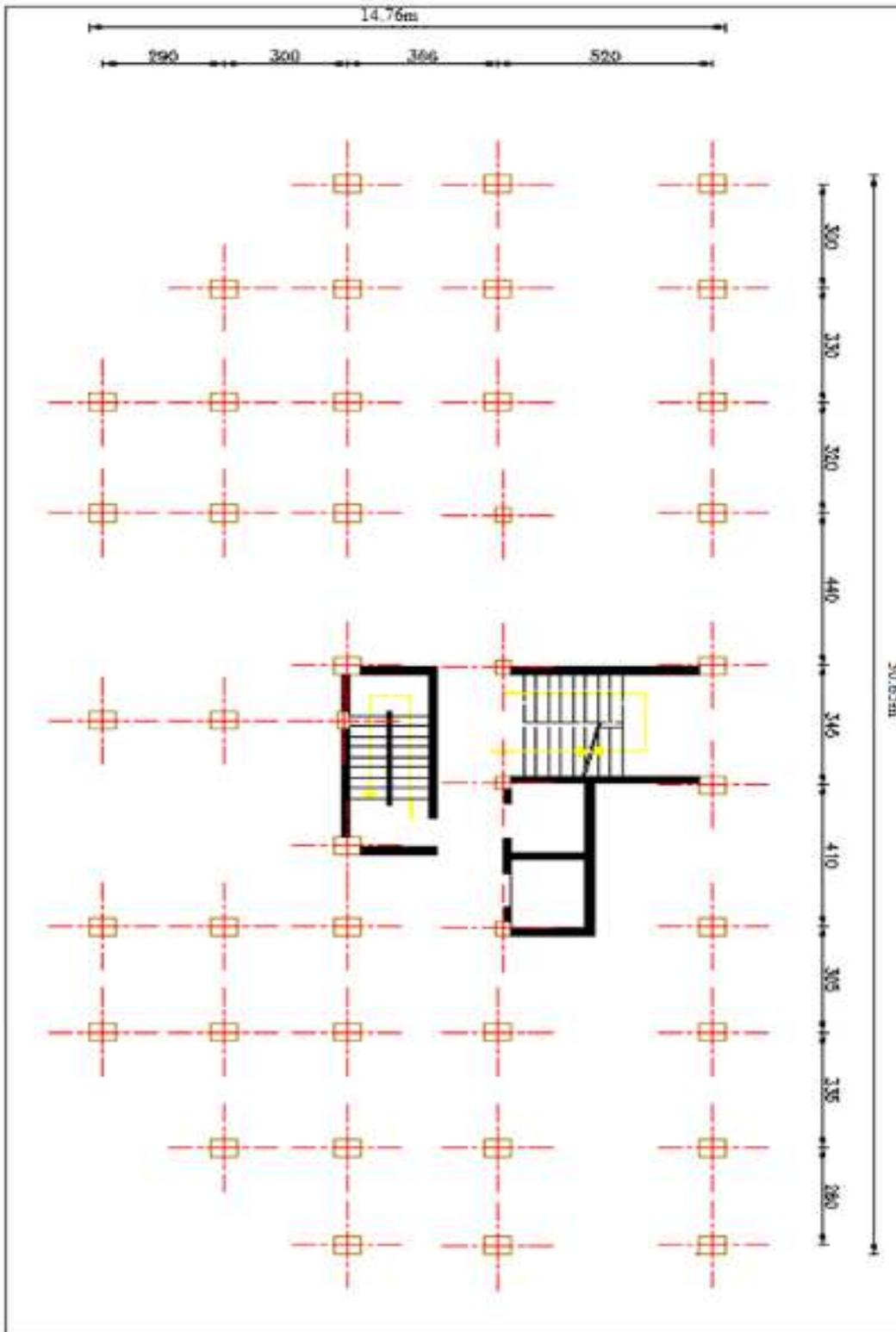


Fig I.2 : Présentation générale du bâtiment en plan.

### **I.3.Ossature :**

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions, qui assurent la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent séisme choc, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement)

### **I.4.Classification de l'ouvrage :**

Bâtiment classé irrégulier. Selon RPA 99/ V 2003 art 3.5, chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non :

- $\frac{\sum l_{xi}}{l_x} \leq 0.25$
- $\frac{\sum l_{yi}}{l_y} \leq 0.25$
- $\frac{l_{x1}}{L_x} = \frac{1245}{3065} = 0.406 > 0.25$
- $\frac{l_{y1}}{L_y} = \frac{1180}{1476} = 0.799 > 0.25$

### **I.5.Planchers :**

Deux rôles principaux sont attribués aux planchers :

1- **Rôle porteur** : ils transmettent les charges variables et permanentes aux murs poteaux et poutres.

2- **Rôle de protection** : ils participent à l'isolation acoustique, l'isolation thermique, et l'isolation contre feu.

Ils sont également utilisés pour passage des gaines et réseaux de canalisation.

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

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Raison économique.

Il existe aussi des zones où on a choisi de les faire en dalle pleine comme les balcons, afin de minimiser le temps et le coût dans la réalisation des poutrelles spéciales propre à ces zones.

### **I.6.Escaliers :**

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

### **I.7.Terrasse :**

La terrasse est considérée comme un espace supplémentaire de l'habitation. Elle assure la valorisation et l'élargissement de la surface habitable vers l'extérieur. L'étanchéité de la terrasse permet d'éviter les problèmes d'humidité, d'infiltration des eaux par le toit et les risques de fissures. La terrasse du bâtiment est inaccessible.

### **I.8.L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**I.9.Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

**I.10.Maçonneries :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

## **II. INTRODUCTION :**

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

### **II.1.BETON :**

Le béton est un matériau composite aggloméré constitué de granulats durs de diverses dimensions assemblé par un liant hydraulique.

Le terme « béton » recèle une ambiguïté. Le matériau doit en effet être considéré sous deux formes :

- le béton frais, mélange homogène de matières premières solides en suspension dans l'eau : c'est l'état dans lequel il se trouve lors de sa fabrication.
- le béton durci, solide dont les propriétés physiques et mécaniques s'acquièrent au cours des réactions physico-chimiques qui se déroulent entre ses composants à vitesse relativement rapide au début, puis à vitesse fortement décroissante avec le temps.

Le béton est un matériau composite ; ses propriétés dépendent de la nature et de la qualité de ses composants mais aussi de leurs proportions relatives. S'agissant des propriétés, il convient de distinguer celles qui concernent le béton frais et le béton durci. Le béton frais est essentiellement caractérisé par son ouvrabilité qui constitue une propriété importante dans sa mise en œuvre. A l'état durci, sa résistance, notamment à la compression, constitue la caractéristique de base.

#### **II.1.1.Composant du béton :**

##### **II.1.1.1. Le ciment :**

Le ciment se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. La dimension des grains de ciment est caractérisée par la valeur de la finesse Blaine qui mesure la surface totale des grains contenus dans 1 gramme ; la finesse Blaine des ciments est de l'ordre de 3 500 à 4 500 cm<sup>2</sup>/g. La dimension caractéristique des grains de ciment est d'environ 30 à 50 µm.

**II.1.1.2. Les granulats :**

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

Les granulats sont d'origine détritique, sédimentaire, métamorphique ou éruptive. On distingue les granulats roulés, extraits de ballastières naturelles ou dragués en rivière ou en mer, et les granulats concassés, obtenus à partir de roches exploitées en carrière. Ils sont classés en fonction des dimensions de leurs grains.

Les granulats doivent être propres et chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air. Ils doivent répondre à certaines exigences de forme, de texture de surface, d'absorption, de résistance à l'abrasion et de porosité.

**II.1.1.3. L'eau :**

L'eau est un indispensable composant du béton, mais utilisée en trop grande quantité, elle nuit à sa durabilité. L'eau utilisée doit être propre et exempte d'impuretés. L'eau potable convient toujours, tandis que l'eau de mer est plutôt à proscrire.

**II.1.2. Propriétés mécaniques :****II.1.2.1. Résistance (d'après C.B.A 93) :****a) Résistance a la compression : [ art A.2.1.1.1 ]**

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est définie par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Celle-ci est notée  $f_{c28}$ .

- Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré suivant les lois ci-dessous :

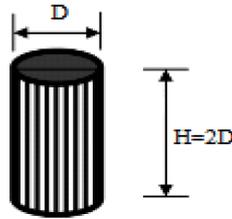
- Si  $28 \leq j \leq 60$

$$f_{cj} = f_{c28} \cdot \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \cdot \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Si  $j > 60 \Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$

La détermination de la Résistance caractéristique  $f_{c28}$  se fait grâce à des essais sur éprouvettes. L'éprouvette cylindrique normalisée dont la hauteur est égale au double du diamètre. Les cylindres sont coulés en même temps que le béton de l'ouvrage.



**Fig. II.1: Les dimensions de l'éprouvette pour mesurer la résistance en compression**

Il est courant de considérer pour  $f_{c28}$  des valeurs comprises entre 20 et 30 MPa pour les bétons ordinaires. Cette caractéristique est tolérée jusqu'à 45 MPa selon RPA.

- Pour notre étude on a :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

#### **b) Résistance a la traction :[ art A.2.1.1.2]**

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours, notée  $f_{t28}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Cette relation n'est valable que pour des bétons courants dont la résistance caractéristique à la compression ne dépasse pas 60 MPa. Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

#### **II.1.2.2.Retrait :**

Le béton est l'objet de retrait, c'est-à-dire d'une réduction dimensionnelle, en l'absence de chargement, due essentiellement à l'évaporation de l'eau excédentaire interne. Pour l'ingénieur, le retrait est une déformation différée se produisant en l'absence de charge. Il croît avec le temps, pour tendre après quelques années vers une limite qui dépend notamment de la composition du béton, des dosages en ciment et en eau, de l'épaisseur des pièces et de l'humidité relative de l'atmosphère environnante.

Le retrait unitaire total est de l'ordre de  $2 \text{ à } 3 \cdot 10^{-4}$ . C'est entre autres l'existence du retrait qui justifie la création de joints dans les structures.

### II.1.2.3.Fluage :

Le fluage est la déformation différée du béton sous contrainte de compression.

### II.1.2.4.Module de déformation longitudinale du béton :

La valeur de ce module intervient dans le calcul de flèche et les effets dus au retrait et au fluage du béton. Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée : Il est mesuré à partir de la courbe  $(\sigma - \varepsilon)$  d'un test de courte durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{cj}} \quad \text{D'ou :}$$

$$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Il est mesuré à partir de la courbe  $(\sigma - \varepsilon)$  d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou :}$$

$$E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

### II.1.2.5.Coefficient de Poisson :

Il permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement **BAEL 91**:

$$v = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

À l'ELU :  $v=0 \Rightarrow$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

À l'ELS :  $v=0,2 \Rightarrow$  calcul des déformations (béton non fissuré).

**II.1.3. Propriétés physiques :****II.1.3.1. Poids volumique :**

Il varie entre 23 et 24 kN/m<sup>3</sup> pour les bétons ordinaires, pour le béton armé il est de 25 kN/m<sup>3</sup>.

**II.1.3.2. Durabilité :**

Les bétons est à porosité réduite (La porosité est l'ensemble des vides, pores, d'un matériau solide), ces vides sont remplis par des fluides (liquide ou gaz) offrent une grande résistance aux effets corrosifs de divers agents agressifs. Ils présentent, en particulier, une excellente tenue vis-à-vis des effets corrosifs de l'eau de mer.

Les diverses propriétés physiques des bétons lui confèrent une durabilité suffisante. Réalisées correctement, selon les règles de l'art, les structures en béton conservent donc leur aptitude au service pendant toute leur durée de vie prévue, sans nécessiter de réparations coûteuses.

**II.1.3.3. Tenue au feu :**

La résistance du béton aux incendies est bonne. L'expérience montre que les structures en béton est assurée alors qu'il est situé dans une ambiance à plus de 1000 degrés. Le béton présente en effet une inertie à la propagation du flux de chaleur dans sa masse et la température ne s'y élève que lentement.

**II.1.4. Contraintes limites de calcul : [C.B.A 93 A.4.3]****II.1.4.1. L'état limite ultime :**

Un ELU est un état au delà duquel l'ouvrage est déclaré en ruine

**✓ Critères de justification :**

- Perte de résistance
- Perte d'équilibre
- Perte stabilité

La contrainte limite du béton en compression est notée  $f_{bu}$  tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

$\gamma_b=1,15$  en cas de situation accidentelle..... $f_{bu} = 18.48$  MPa.

$\gamma_b=1,50$  en cas de situation durable ou transitoire.... $f_{bu} = 14.17$  MPa.

$\theta = 1$  Si la durée d'application de la combinaison d'action  $> 24$ h.

$\theta = 0.9$  Si entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$  Si  $< 24$ h.

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

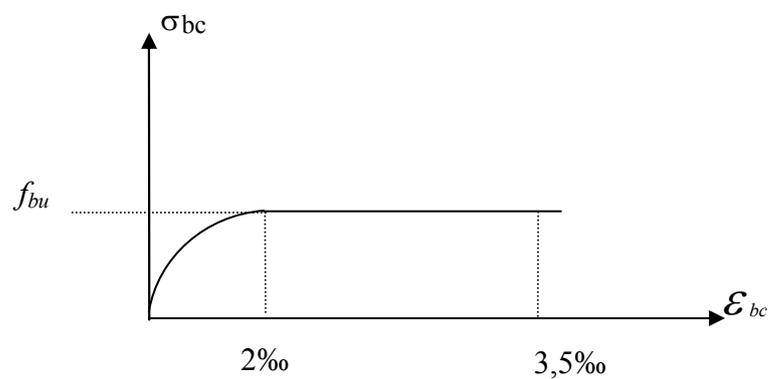


Fig. II.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

#### II.1.4.2.L'état limite de service :

Un ELS est un état au delà duquel l'ouvrage perd son confort et/ou sa durabilité.

##### ✓ Critères de justification :

- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25$  MPa on trouve :  $\sigma_{bc} = 15$  MPa

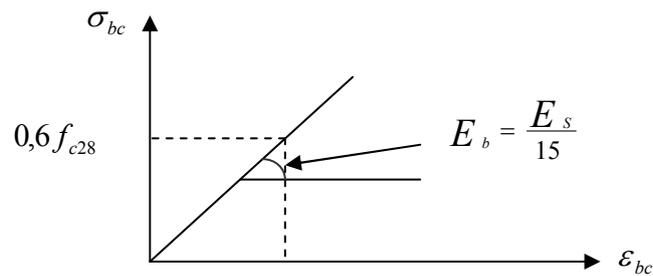


Fig. II.3 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

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

$E_b$  : module de déformation du béton.

## II.2. 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.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à

$E_s = 200\ 000$  MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique  $f_e$ .

Le tableau suivant donne quelques exemples d'aciers :

Type	Nuance	Limite élastique $f_e$ (MPa)	$\epsilon_{es}$ ‰
Barre HA	FeE40	400	1.74
Rond lisse	FeE22	215	0.935
	FeE24	235	1.02
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917

Tableau II.1: Caractéristiques mécaniques des aciers.

**II.2.1. Contrainte limite de calcul :****II.2.1.1. L'état limite ultime :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

$f_e$  : contrainte limite élastique.

$\varepsilon_s$  : déformation (allongement) relative de l'acier.

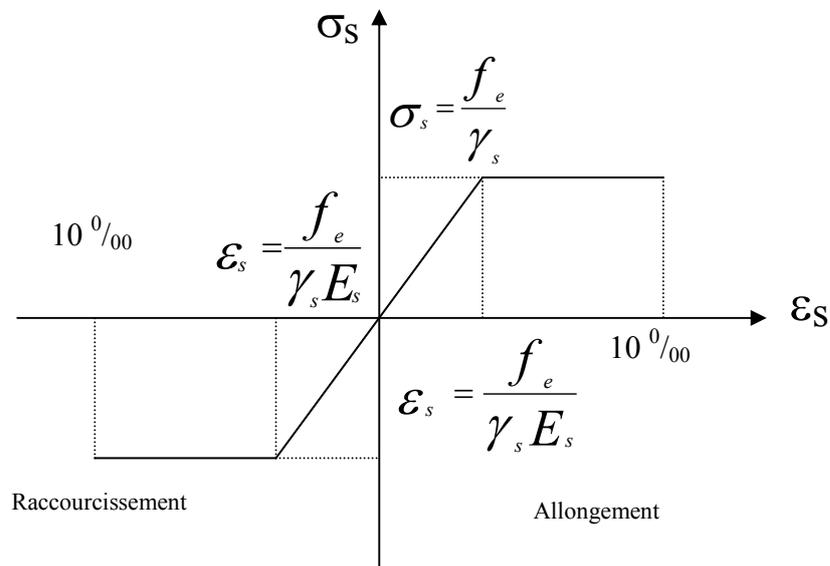
$$\varepsilon_{es} = \left( \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

$\gamma_s$  : 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.



**Fig. II.4 : diagramme contraintes déformations**

**II.2.1.2.L'état limite de service :**

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

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$  (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$  (MPa)

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1$  pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$  pour les aciers à haute adhérence (HA).

**II.2.2.Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est par convention le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

$n$  : coefficient d'équivalence.

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

$E_b$  : module de déformation du béton.

**II.3.BETON ARME :****II.3.1. Introduction :**

Le béton possède une grande résistance à la compression et une résistance moindre à la traction. Dans les structures en béton se développe un ensemble de contraintes générées par les diverses actions auxquelles elles sont soumises. La résistance à la compression du béton lui permet d'équilibrer correctement les contraintes de compression. Par contre, du fait de la relative faiblesse de sa résistance à la traction, il n'en est pas de même pour les contraintes de traction. C'est pourquoi l'on dispose dans les parties tendues d'une pièce en béton, des armatures (barres ou treillis soudés) en acier (matériau qui présente une bonne résistance à la traction). Chaque constituant joue ainsi son rôle au mieux de ses performances : le béton travaille en compression et l'acier en traction. Ce matériau est appelé béton armé.

### **II.3.2. Historique :**

L'idée d'associer au béton des armatures d'acier disposées dans les parties tendues revient à J. Lambot (1848) et à J. Monier (1849), qui déposa un brevet pour des caisses horticoles en ciment armé. Les premières applications du béton armé dans des constructions sont dues à E. Coignet, puis à F. Hennebique, qui a réalisé le premier immeuble entièrement en béton armé en 1900.

### **II.3.3. Principes du calcul du béton armé :**

Les règles de calcul sont conçues de façon à garantir la sécurité et la pérennité des structures. Ils précisent le niveau maximal des actions pouvant s'exercer sur un ouvrage pendant sa durée d'utilisation.

Ce niveau est atteint par la prise en compte dans les calculs de valeurs caractéristiques des actions et de coefficients de sécurité majorant les sollicitations qui résultent de ces actions.

### **II.3.4. Adhérence acier béton :**

La résistance d'un élément en béton armé et la maîtrise de la fissuration supposent que l'acier ne puisse pas glisser à l'intérieur du béton, c'est-à-dire qu'il y ait adhérence parfaite entre les deux matériaux.

L'adhérence des armatures est fonction de leur forme, de leur surface (les saillies ou les creux améliorent l'adhérence) et de la résistance du béton.



**Fig. II.5 : Armatures haute adhérence (HA).**

Le fonctionnement du béton armé suppose une « association » entre l'acier et le béton qui met en jeu l'adhérence des armatures au béton. Pour utiliser pleinement des aciers plus performants, il faut donc aussi que leur adhérence soit améliorée.

On a par conséquent évolué vers des aciers qui sont à Haute Adhérence (HA). La haute adhérence résulte de la création d'aspérités en saillie ou en creux.

L'adhérence est définie par deux coefficients :

- Le coefficient de fissuration qui est pris en compte pour les calculs de fissuration du béton.
- Le coefficient de scellement qui permet de dimensionner les ancrages des armatures.

Les valeurs de ces coefficients dépendent du type d'armatures (ronds lisses ou barres HA).

#### II.4.HYPOTHESES DE CALCUL :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation (hypothèse de Bernoulli)
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier. (hypothèse de Bernoulli)
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

#### À ELU :

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

[BAEL91Art 4.3.2]

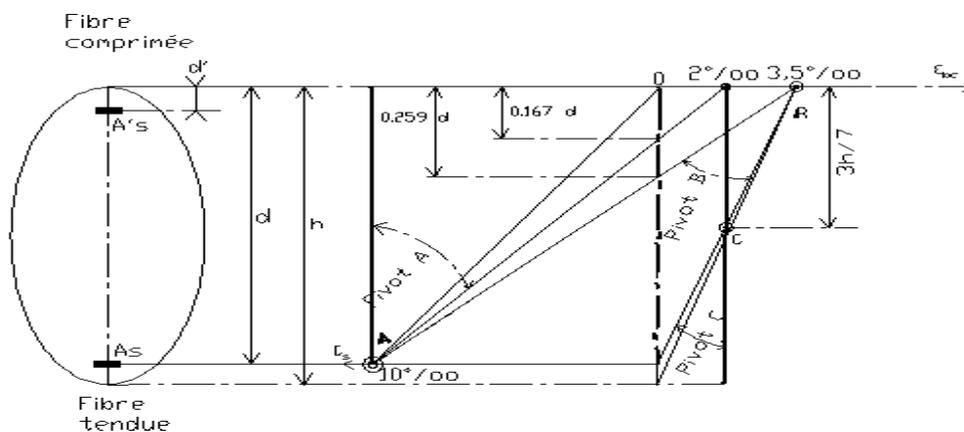


Fig. II.6 : Règle des trois pivots.

**À ELS :**

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton. Aussi Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s=15E_b$  ;  $n=15$ ).

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements :

**Le RPA99/version2003** : (Règles Parasismiques Algériennes)

C'est le code de calcul.

**Le règlement BAEL 91** : (Béton Armé aux Etats Limites)

Basé sur la théorie des états limites.

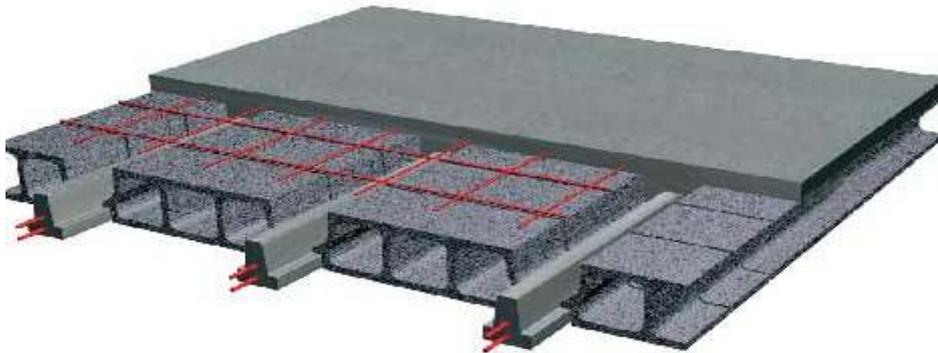
### III.1.INTRODUCTION :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé prédimensionnement, Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux et ce jusqu'au fondation.

- ✓ **Les charges permanentes** : il s'agit de l'équipement de l'ouvrage (les revêtements, les cloisons, les installations techniques) qui sera en permanence associé à la structure (pas de variation temporelle).
  
- ✓ **Les charges d'exploitation** : sont les charges issues de l'utilisation de l'ouvrage. Par exemple, le poids des usagers, l'utilisation des bureaux (personnes et mobilier). Il est également possible de considérer certaines de ces charges mobiles comme des charges variantes dans le temps et dans l'espace pour en tirer une analyse **dynamique**.

**III.2.PREDIMENSIONNEMENT :****III.2.1.Planchers :**

Le plancher à corps creux est le type le plus employé dans les immeubles d'habitation. Les corps creux sont composés d'hourdis et de poutrelle préfabriquée en BA



**Fig. III.1 : Schéma de plancher en corps creux.**

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec :}$$

L : portée de la poutrelle.

$$L = 440 - 30 = 410\text{cm}$$

$$16.4\text{cm} < h_t < 20.5\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 20\text{cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} d = 16\text{cm} \\ e = 4\text{cm} \end{cases}$$

**III.2.2.Les balcons :**

Le balcon est assimilé d'une dalle console encastré au niveau de la poutre, supporter les sollicitations suivantes :

G : Poids propre.

Q : La charge d'exploitation.

P : La charge concentré (garde corps).

**III.2.2.1.Condition de résistance au feu :**

$e_1 = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe feu.

$e_1 = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe feu.

On opte pour  $e_1 = 11\text{cm}$

**III.2.2.2.condition d'isolation acoustique :**

Selon les règles techniques CBA93 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$e_2 > 13\text{cm} \Rightarrow$  On opte pour  $e_2 = 14\text{cm}$

**III.2.2.3.Résistance à la flexion :**

$$\frac{L}{50} \leq e_3 \leq \frac{L}{40}$$

(Dalle repose sur trois cotés)

Avec  $L = 440\text{cm}$

$$8.8\text{cm} \leq e_3 \leq 11.0\text{cm}$$

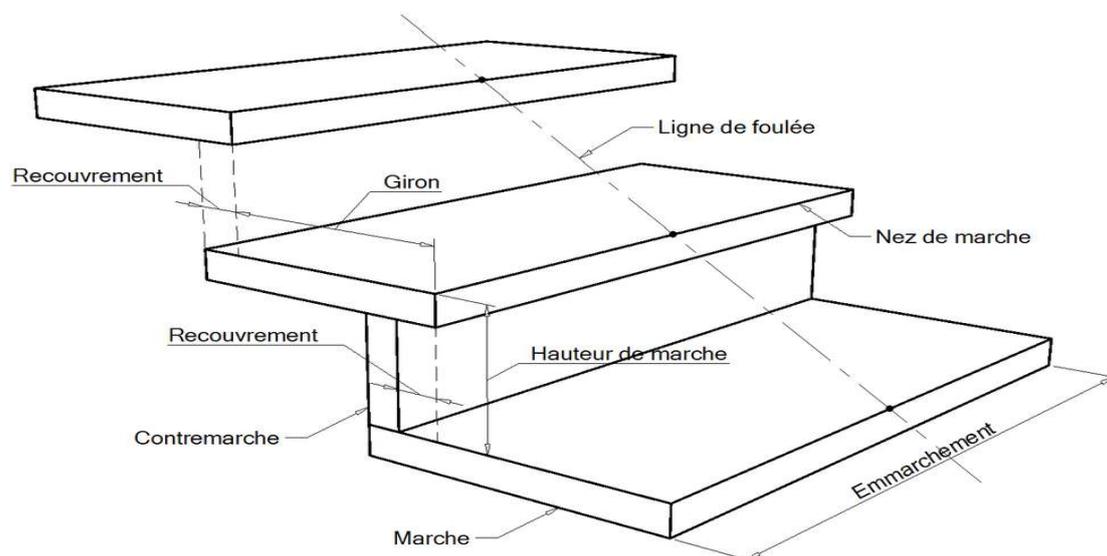
On opte pour  $e_3 = 10\text{cm}$

$$e = \max(e_1, e_2, e_3) = (11, 14, 10)$$

$$\Rightarrow \mathbf{e = 14\text{cm}}$$

**III.5. Escalier :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.



**Fig. III.2 : Schéma d'escalier.**

**III.5.1.Terminologie :**

- La volée : c'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- Le palier : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'embranchement.
- La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- La foulée : c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.
- L'embranchement : c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

**III.5.2. Pré dimensionnement des escaliers :**

Pour la détermination de la hauteur de la contre marche et la longueur de la marche ; on utilise la formule de « BLONDEL » :

$$59 \text{ cm} < 2h + g < 66 \text{ cm}$$

- h : varie entre 14 cm à 20 cm.
- g : varie entre 22 cm à 33 cm.

**Avec :**

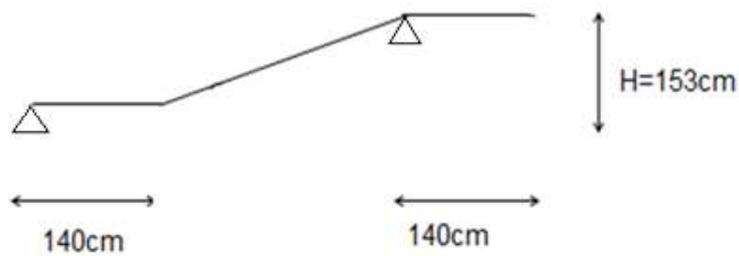
- h : hauteur de marche.
- g : giron.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir :

- h = 17cm.
- g = 30 cm.
- $2h + g = 64 \text{ cm}$

✓ **Condition de BLONDEL vérifié**

$$59 \text{ cm} < 2h + g = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$$



**On a :**

$$2.h+g = 64 \dots\dots\dots(1)$$

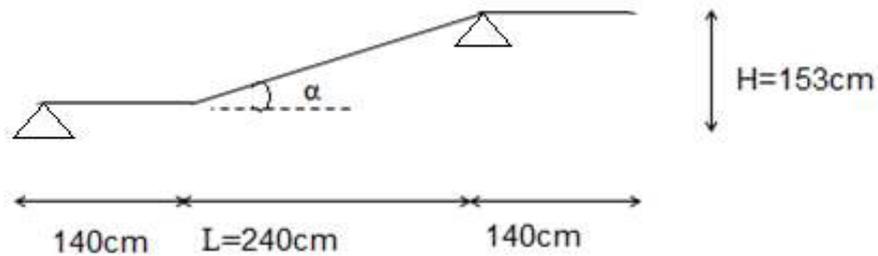
$$n.h = H \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

- h : hauteur de la marche.
- g : largeur de la marche
- H : hauteur verticale de la paillasse.
- n : le nombre des contre marches.
- n+1 : le nombre des marches.

$$\text{De (2)} \Rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ cm (contremarche).}$$

$$n - 1 = 8 \text{ cm (Marche).}$$



$$L = g(n - 1)$$

$$L = 30(9 - 1) = 240\text{cm.}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240}$$

$$\alpha = 32,51^\circ. \quad \Rightarrow \quad \text{On prend} \quad \alpha = 33^\circ.$$

- Condition de la flèche :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \quad \text{Avec : } L=520 \text{ cm.}$$

$$\frac{520}{30} = 17,33\text{cm} < e < \frac{520}{20} = 26\text{cm}$$

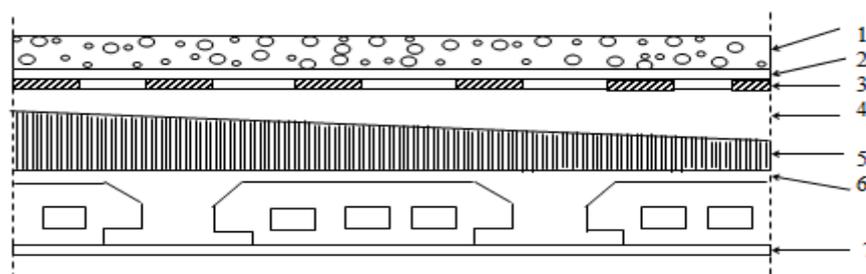
$$e = 20 \text{ cm} \quad (\text{Epaisseur de la paillasse}).$$

### III.3. DESENTE DE CHARGE :

Le DTR [Art.b.c. 2.2] charges et surcharges indique les poids volumiques des matériaux utilisés en construction des bâtiments et la valeur de la charge d'exploitation.

#### III.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.



**Fig. III.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.**

- 1 : Protection en gravillon.
- 2 : Multicouche d'étanchéité.
- 3 : Feuille de polyane.
- 4 : Isolation liège.
- 5 : Forme de pente.
- 6 : Plancher à corps creux.
- 7 : Enduit plâtre.

**III.3.1.1.Charge permanente :**

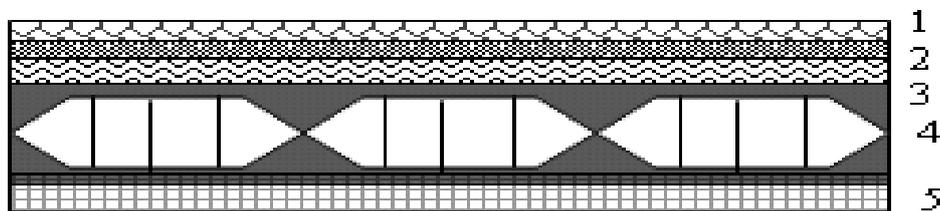
Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1. Protection en gravillon	5	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3. Feuille de polyane	/	/	0.01
4. Forme de pente	10	22	2.20
5. Isolation liège	4	4	0.16
6. Dalle de compression +corps creux	16 + 4	/	2.85
7. Enduit plâtre	2	10	0.2
$G = 6.39 \text{ kN/m}^2$			

**Tableau III.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.****III.3.1.2.Charge d'exploitation :**

- Le plancher terrasse inaccessible  $Q = 1.0 \text{ kN/m}^2$

**III.3.2.plancher étage courant :**

Les planchers étages courant sont en corps creux.

**Fig.III.3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.**

1 : Carrelage.

2 : Mortier de pose.

3 : Lit de sable.

4 : Dalle de compression +corps creux.

5 : Enduit plâtre.

### III.3.2.1.Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	2	20	0.40
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. Dalle de compression +corps creux	16+4	/	2.85
5. Enduit plâtre	2	10	0.20
6. cloison de distribution	/	/	1.00
$G = 5.39 \text{ kN/m}^2$			

**Tableau III.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.**

### III.3.2.2.Charge d'exploitation :

- Pour les étages courant à usage d'habitation  $Q = 1.5\text{kN/m}^2$
- Pour l'étage à usage bureaux  $Q = 2.5\text{kN/m}^2$

**III.3.3.Plancher RDC :****III.3.3.1.Charge permanente :**

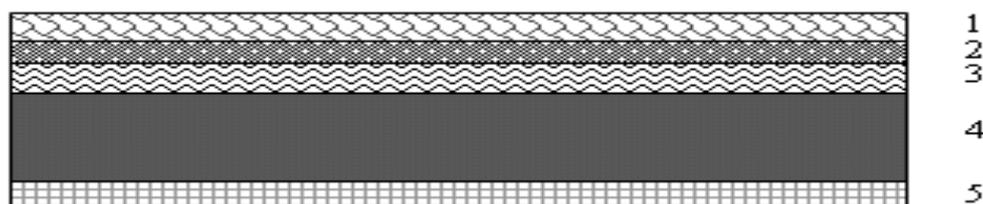
Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	2	20	0.40
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. Dalle de compression +corps creux	16+4	/	2.85
5. Enduit plâtre	2	10	0.20
6. cloison de distribution	/	/	1.00
$G = 5.39 \text{ kN/m}^2$			

**Tableau III.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher RDC.****III.3.3.2.Charge d'exploitation :**

- Le plancher RDC a usage commerce  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ .

**III.3.4 Balcons :**

les balcons sont en dalle pleine.

**Fig.III.4 : Coupe d'une dalle pleine pour balcon.**

- 1 : Carrelage.
- 2 : Mortier de pose.
- 3 : Lit de sable.
- 4 : Dalle en BA.
- 5 : Enduit ciment.

**III.3.4.1. Charge permanente :**

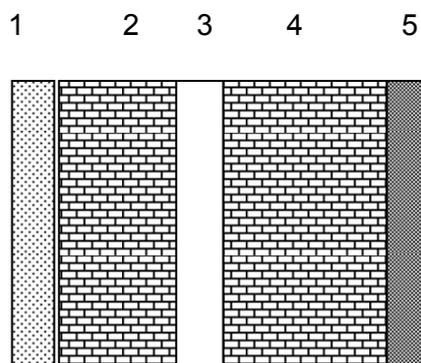
Matériaux	Epaisseur (cm)	d (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	2	20	0.40
2. Mortier de pose	2	20	0.40
3. Lit de sable	3	18	0.54
4. Dalle en BA	14	25	3.5
5. Enduit ciment	2	18	0.36
$G = 5.2 \text{ KN/m}^2$			

**Tableau.III.4: Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.****III.3.4.2. Charge d'exploitation :**

$$Q = 3.5 \text{ kN/ m}^2$$

**III.3.5. Mur extérieur :**

Les murs extérieurs solides sont en brique, ou en parpaings. S'ils procurent une bonne isolation phonique, ces matériaux de construction et leurs techniques de mise en œuvre ne garantissent pas une isolation thermique suffisante. Les cloisons et les murs creux protègent mieux de l'humidité et des pertes thermiques.

**Fig.III.5 : Constituants d'un mur extérieur.**

1 : Enduit ciment

2 : Brique

3 : Ame d'aire

4 : Brique

5 : Enduit plâtre

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit ciment	15	9	1.35
2. Brique	5	/	
3. Ame d'aire	10	9	0.9
4. Brique	1.5	10	0.15
5. Enduit plâtre	2	18	0.36
$G = 2.76 \text{ kN/m}^2$			

**Tableau.III.5 : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.**

### **III.3.6. Mur intérieur :**

Les cloisons intérieures sont des murs de séparation non porteurs.

L'espace intérieur d'une habitation est en principe séparé par ces cloisons. Le montage de cloisons d'intérieures fait partie intégrante des travaux de second œuvre et pour que l'isolation des pièces soit assurée.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Brique creuse	10	9	0.90
Enduit plâtre	1.5	10	0.15
$G = 1.05 \text{ kN/m}^2$			

**Tableau.III.6 : Evaluation des charges permanentes de mur intérieure.**

**III.3.7 Acrotère :**

Acrotère est un muret situé en bordure des toitures terrasses pour permettre la réalisation du relevé d'étanchéité.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :  $G = \rho \times S$

$\rho$  : Le poids volumique tel que  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

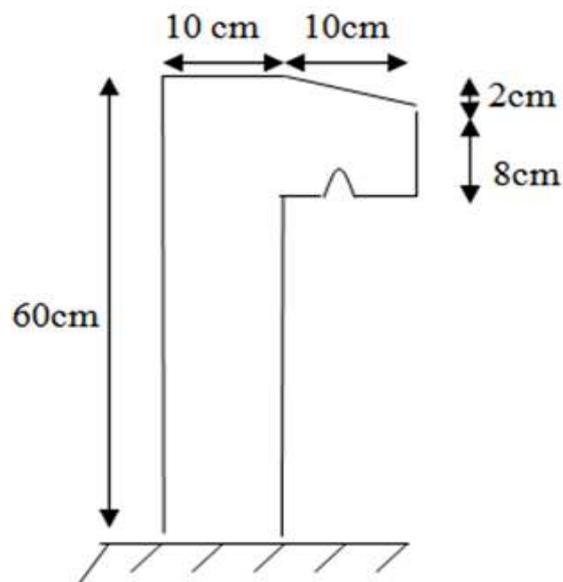
$S$  : la surface transversale totale de l'acrotère

- **Charge permanente :** poids propre = 1.725 KN/ml.

Revêtement = 0.392 KN/ml.

$$G_t = 2.117 \text{ KN/ml.}$$

- **Charge d'exploitation :**  $Q = 1 \text{ KN/m.}$



**Fig.III.6 : schéma d'un acrotère.**

**III.4.Prédimensionnement des poutres :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction.

Selon RPA, Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\text{Zone III} \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \end{array} \right.$$

**III.4.1.Poutres principales :**

D'après BAEEL :

$$l = 520\text{cm}$$

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 34.66 \leq h \leq 52\text{cm}$$

$$\Rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$0.2h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 9 \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

$$\Rightarrow b = 30\text{cm}$$

Vérification d'après RPA 99 article 7.5.1 :

$$\text{Zone III} \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.50 \leq 4.0 \end{array} \right.$$

**Condition de rigidité :**

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{520} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

**III.4.2.Poutres secondaires :**

D'après BAEEL :

$$l = 440\text{cm}$$

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 55\text{cm}$$

$$\Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$0.2h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 8 \leq b \leq 28\text{cm}$$

$$\Rightarrow b = 25\text{cm}$$

Vérification d'après RPA 99 article 7.5.1 :

$$\text{Zone III} \left\{ \begin{array}{l} b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1.60 \leq 4.0 \end{array} \right.$$

**Condition de rigidité :**

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{440} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

**Finalement :**

On opte pour :

✓ **Poutres principales :**

$$h = 45cm$$

$$b = 30cm$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$h = 40cm$$

$$b = 25cm$$

**III.6. Les poteaux :**

Sont des éléments élancés servant à :

- Supporter les charges verticales et les transmettre aux fondations.
- Participer dans la stabilité du bâtiment.

✓ **D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 :**

Le règlement béton armé permet la simplification on associe les critères de résistance et de stabilité en une seule formule sous forme :

$$N_u \leq \alpha \bar{N}_u$$

$$\bar{N}_u = N_{\text{béton}} + N_{\text{acier}}$$

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots (1)$$

Avec :

$N_u$  : La compression à l'ELU.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$\bar{N}_u$  : La capacité de résistance du poteau.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui prend en considération le phénomène du flambement.

$$0 < \alpha = f(\lambda) < 1$$

$\lambda$  : Elancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

$B$  : Surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ).

$I$  : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$ .

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1.5$ ). Situation durable et transitoire.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1.15$ ). Situation durable et transitoire.

$f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 400MPa$ ).

$f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25MPa$ ).

$A_s$  : Section d'acier comprimée.

$B_r$  : La section réduite d'un poteau.

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

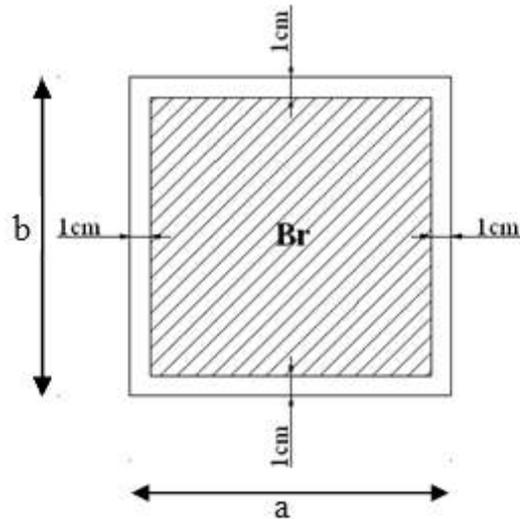


Fig.III.8 : section réduite du poteau.

✓ **Selon RPA99 version 2003 :**

Zone III =>  $A_s = 0.9\% B$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 0.9\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $B_r$  :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,064 N_u \Rightarrow \mathbf{B_r \geq 0.064 N_u}$$

**III.6.1. La loi de dégression DTR.B.C.2.2 (6.3) :**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  
 $Q_1 Q_2 Q_3 Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n  
 numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse.....  $Q_0$

Sous dernier étage (étage 1) .....  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) ....  $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

(étage 3) ...  $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage 4) ...  $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(étage n) ...  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

**Avec :**

$n$  : Nombres d'étage

$Q_0 = 1KN/m^2$  Terrasse inaccessible.

$Q_1$  jusqu'au  $Q_{11} = 1.5KN/m^2$  Étages courants usage habitations.

$Q_{12} = 2.5KN/m^2$  Usages bureaux.

$Q_{13} = 5KN/m^2$  Usages commerces.

$Q_{14} = 2.5KN/m^2$  Garage et parc de stationnement de voitures légères.

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	Charge Q	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Q <sub>0</sub>	$\Sigma_0=Q_0$	1	1
12	Q <sub>1</sub>	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	1.5	2.5
11	Q <sub>2</sub>	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	1.5	3.85
10	Q <sub>3</sub>	$\Sigma_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	1.5	5.05
9	Q <sub>4</sub>	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	1.5	6.1
8	Q <sub>5</sub>	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+6}{2 \times 6}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_6)$	1.5	6.625
7	Q <sub>6</sub>	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+7}{2 \times 7}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_7)$	1.5	7.428
6	Q <sub>7</sub>	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+8}{2 \times 8}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_8)$	1.5	8.218
5	Q <sub>8</sub>	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+9}{2 \times 9}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_9)$	1.5	9
4	Q <sub>9</sub>	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+10}{2 \times 10}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{10})$	1.5	9.775
3	Q <sub>10</sub>	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+11}{2 \times 11}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{11})$	1.5	10.545
2	Q <sub>11</sub>	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+12}{2 \times 12}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{12})$	2.5	11.937
1	Q <sub>12</sub>	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+13}{2 \times 13}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{13})$	2.5	13.307
RDC	Q <sub>13</sub>	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+14}{2 \times 14}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{14})$	5	16.178
Sous sol 1	Q <sub>14</sub>	$\Sigma_5=Q_0+\frac{3+15}{2 \times 15}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_{15})$	2.5	17.5

Tableau.III.7 : la dégression des surcharges.

**III.6.2. Les poteaux les plus sollicités :**

- **Poteaux d'angles :**

$$S = \frac{5.20}{2} \times \frac{3.00}{2} = 3.90 \text{ m}^2$$

- **Poteaux de rives :**

$$S = \left( \frac{4.40}{2} + \frac{3.45}{2} \right) \times \frac{5.20}{2} = 10.205 \text{ m}^2$$

- **Poteaux centraux :**

$$S = \left( \frac{4.40}{2} + \frac{3.45}{2} \right) \times \left( \frac{5.20}{2} + \frac{3.66}{2} \right) = 17.387 \text{ m}^2$$

✓ **Remarque :**

D'après l'article 7.4.1 dans RPA99 version 2003 :

Les poteaux de rive et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisations et de rapidité d'exécution et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

**III.6.3. Les charges permanentes :****Plancher terrasse :**

- ❖ Poids propre de plancher terrasse :

$$G_1 = 6,38 * 17,387 = 110,930 \text{ KN}$$

- ❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2 = 4,43 * 0,45 * 0,3 * 25 = 14,951 \text{ KN.}$$

- ❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3 = 3,925 * 0,4 * 0,25 * 25 = 9,812 \text{ KN}$$

$$G_T = 135,693 \text{ KN}$$

**Etage courant :**

- ❖ Poids propre de plancher :

$$G_1 = 5,39 * 17,387 = 93,715 \text{ KN}$$

- ❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2 = 4,43 * 0,45 * 0,3 * 25 = 14,951 \text{ KN.}$$

- ❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3 = 3,925 * 0,4 * 0,25 * 25 = 9,812 \text{ KN}$$

- ❖ Poids propre de poteau :

$$G_4 = 0,3 * 0,3 * 3,06 * 25 = 6,885 \text{ KN.}$$

- ❖ Poids de Mur intérieur :

$$G_5 = 1,05 * 6,63 * 3,06 = 21,302 \text{ KN .}$$

$$G_T = 146,665 \text{ KN}$$

### Plancher RDC :

- ❖ Poids propre de plancher :

$$G_1 = 5,39 * 17,387 = 93,715 \text{ KN}$$

- ❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2 = 4,43 * 0,45 * 0,3 * 25 = 14,951 \text{ KN.}$$

- ❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3 = 3,925 * 0,4 * 0,25 * 25 = 9,812 \text{ KN}$$

- ❖ Poids propre de poteau :

$$G_4 = 0,3 * 0,3 * 3,57 * 25 = 8,032 \text{ KN.}$$

- ❖ Poids de Mur intérieur :

$$G_5 = 1,05 * 6,63 * 3,57 = 24,852 \text{ KN .}$$

$$G_T = 151,362 \text{ KN}$$

**Sous sol 1 :**

- ❖ Poids propre de plancher :

$$G_1 = 5,39 * 17,387 = 93,715 \text{ KN}$$

- ❖ Poids propre de poutre principale :

$$G_2 = 4,43 * 0,45 * 0,3 * 25 = 14,951 \text{ KN.}$$

- ❖ Poids propre de poutre secondaire :

$$G_3 = 3,925 * 0,4 * 0,25 * 25 = 9,812 \text{ KN}$$

- ❖ Poids propre de poteau :

$$G_4 = 0,3 * 0,3 * 3,06 * 25 = 6,885 \text{ KN.}$$

$$G_T = 125,363 \text{ KN}$$

**Sous sol 2:**

- ❖ Poids propre de poteau :

$$G = 0,3 * 0,3 * 3,06 * 25 = 6,885 \text{ KN}$$

NIVEAUX	N <sub>G</sub> (KN)	N <sub>Q</sub> (KN)	N <sub>U</sub> (KN)	B <sub>R</sub> (CM <sup>2</sup> )	A=B (CM)	MIN (RPA)	LE CHOIX
Terrasse	135.693	17.387	209.266	133.930	13.572	30×30	30*30
12	282.358	43.467	446.22	285.580	18.699	30×30	30*30
11	429.024	66.94	679.592	434.938	22.855	30×30	30*30
10	575.69	87.804	908.887	581.687	26.118	30×30	35*35
9	722.356	106.06	1134.27	725.932	28.943	30×30	35*35
8	869.022	115.188	1345.961	861.415	31.350	30×30	35*35
7	1015.688	129.150	1564.903	1001.537	33.647	30×30	40*40
6	1162.354	142.886	1783.506	1141.443	35.785	30×30	40*40
5	1390.02	156.483	2111.319	1951.244	38.760	30×30	40*40
4	1455.686	169.957	2220.111	1420.871	39.694	30×30	45*45
3	1602.352	183.345	2438.192	1560.442	41.502	30×30	45*45
2	1749.98	196.681	2657.50	1700.800	43.240	30×30	45*45
1	1900.381	220.675	2896.526	1853.776	45.055	30×30	50*50
RDC	2051.744	270.732	3175.952	2032.609	47.084	30×30	50*50

Tableau.III.8 : choix des sections des poteaux.

✓ **Vérification selon le RPA 99 version 2003 :**

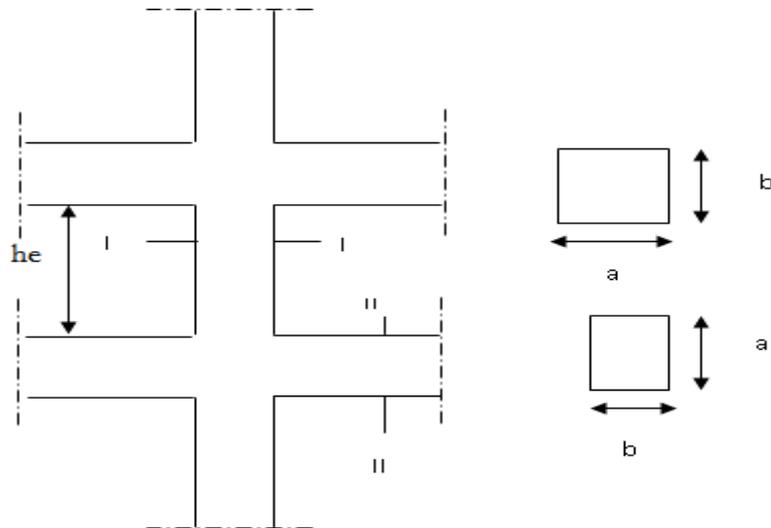
- Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur  $h_e$  en une seule fois.
- Les dés de calage sont interdits.

Pour un en zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

**Avec :**

- (a ; b): Dimensions de la section.
  - $h_e$ : Hauteur d'étage ( $h_e$  la plus défavorable = 4.08m).
  - On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).
- ⇒ **Toutes les conditions sont vrifiés**



**Fig.III.9 : coffrage des poteaux**

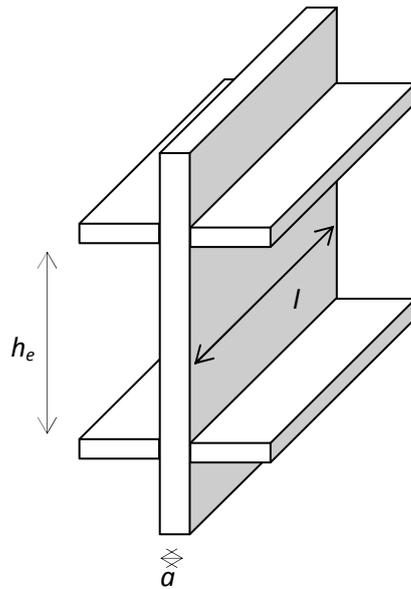
**Finalment :**

ETAGES	CHOIX
Ss/sol 1 Ss/sol 2 RDC 1 <sup>er</sup> étage	50*50
2 <sup>ème</sup> étage, 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	45*45
5 <sup>ème</sup> étage au 7 <sup>ème</sup> étage	40*40
8 <sup>ème</sup> étage au 10 <sup>ème</sup> étage	35*35
11 <sup>ème</sup> et 12 <sup>ème</sup> étage	30*30

**Tableau.III.9 : les sections adoptées pour les poteaux.**

**III.7.Voile :****Article 7.7.1 de RPA99 VERSION 2003**

Sont comme voiles les éléments satisfaisant à la condition  $l \geq 4a$



**Fig.III.10: Coupe de voile en élévation.**

L'épaisseur minimale est de :

$$a \geq 15 \text{ cm} \dots \dots (1)$$

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure :

$$a = \text{Max} \left( \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) \dots \dots (2)$$

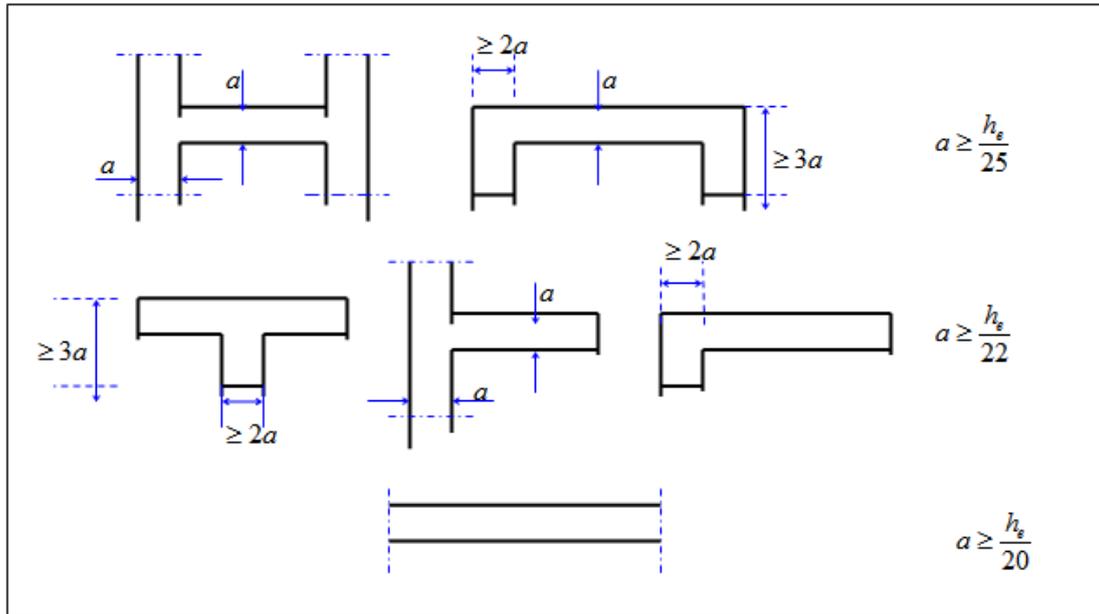


Fig.III.11 : Coupe de voile en plan

De (1) et (2) :

$$a = \text{Max}\left(15\text{cm}, \frac{h_e}{25}\right)$$

$h = 4,08\text{m}$  (RDC le plus défavorable).

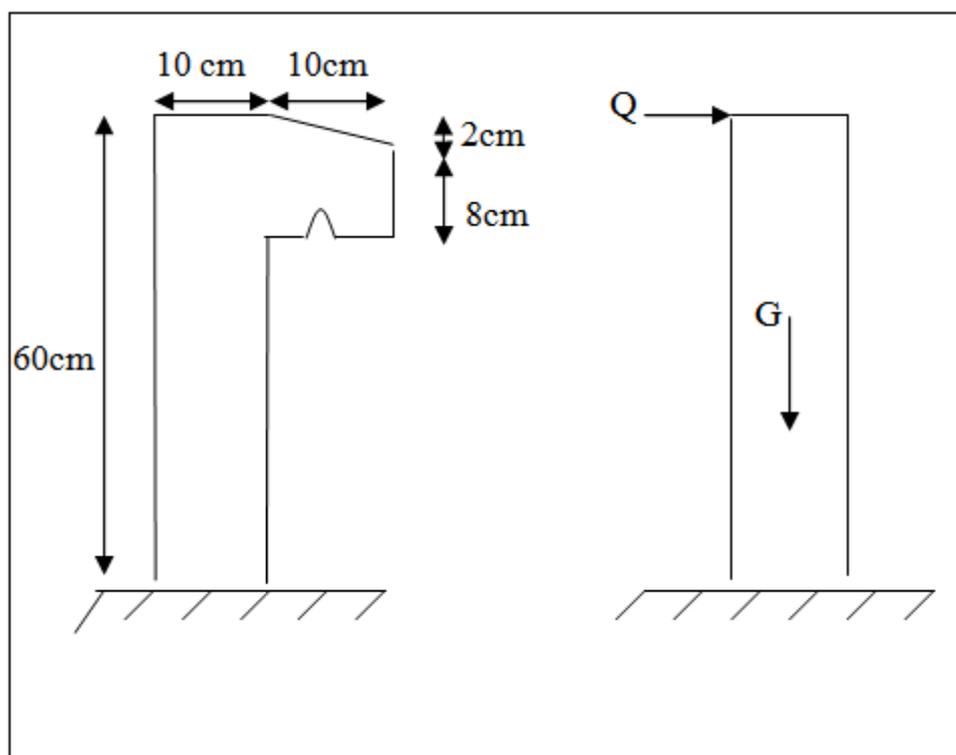
$$h_e = 4,08 - 0,45 = 3,63\text{m}$$

$$a = (15\text{cm}, 14,52\text{cm}).$$

$$a = 15\text{cm}$$

**IV.1. ACROTÈRE :****IV.1.1. Définition :**

L'acrotère est un élément secondaire surmontant le bâtiment en Béton –Armé, ayant pour but la protection de l'immeuble, elle sera assimilée à une console encadrée à sa base (plancher terrasse), sollicitée en flexion composée sous l'action verticale de son poids propre « G » et l'action horizontale due à la main courante, elle reçoit une charge d'exploitation  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .



**Fig IV.1 : coupe transversale d'un acrotère.**

**IV.1.2. VÉRIFICATION AU SEISME :**

Selon [R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3] les éléments non structuraux et les équipements encrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

**Avec :**

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

$$\left. \begin{array}{l} \text{ZONE III} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,25$$

$C_p$  : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans RPA 99 tableau 6-1.

$$C_p = 0,8$$

$W_p$  : poids de l'élément considéré

$$W_p = 2,117 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117 = 1,693 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,693 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = 1,693 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,117 \text{ kN/ml} \text{ et } Q = 1,693 \text{ kN/ml}$$

**IV.1.3. Détermination des efforts :**

- ELU : pour une bande de 1 m de largeur

$$N_u = 1,35 \cdot G = 2,858 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot H = 1,523 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q = 2,540 \text{ kN}$$

- ELS :

$$N_{ser} = G = 2,117 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \cdot H = 1,015 \text{ kN}$$

$$T_{ser} = Q = 1,693 \text{ kN}$$

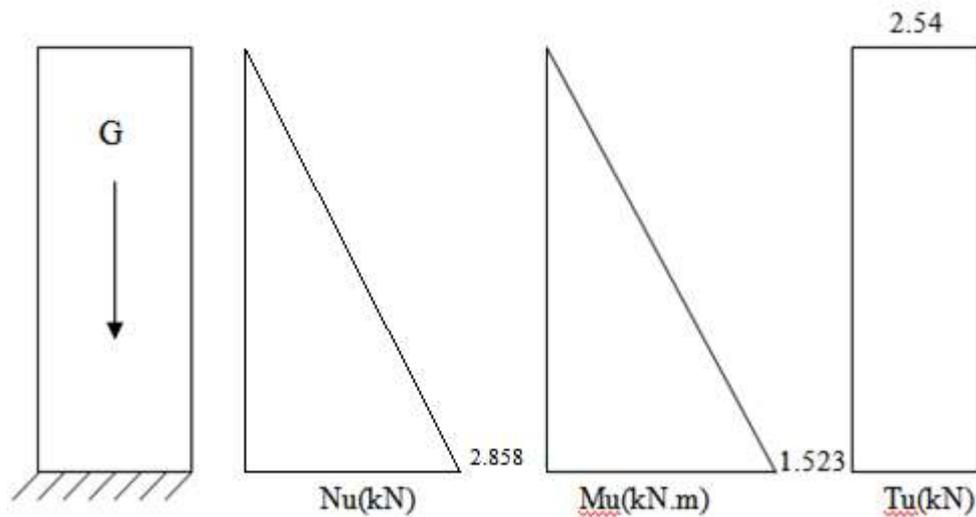


Fig IV.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

#### IV.1.4. Ferrailage de l'acrotère :

$h = 10\text{cm}$  ;  $d = 0,9.h = 9\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$  ;  $c = c' = 2\text{cm}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$

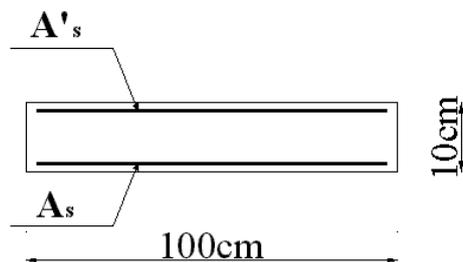


Fig IV.3: Ferrailage de l'acrotère.

On opte 5T6 ( $A_s = 1,41\text{cm}^2$ )

Avec un espacement  $S_t = \frac{100}{5} = 25\text{cm}$

- Armatures de Répartitions :

On choisit 4T6 ( $A_s = 1,13\text{cm}^2$ )

Avec un espacement  $S_t = \frac{60 - 4}{3} = \frac{56}{3} \approx 18\text{cm}$

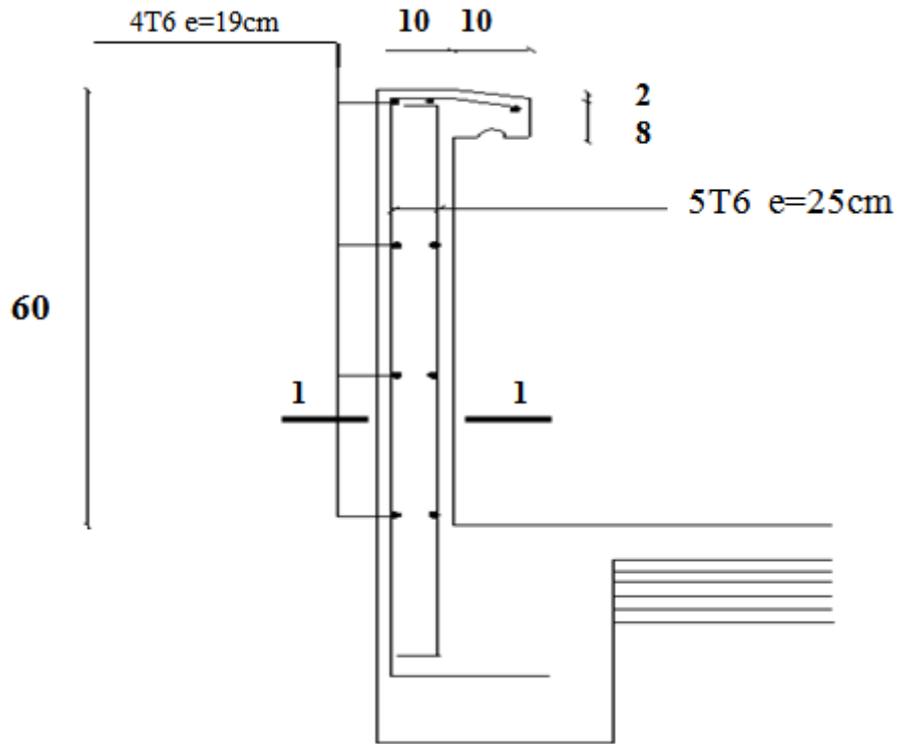


Fig. IV.4. Ferrailage de l'acrotère.

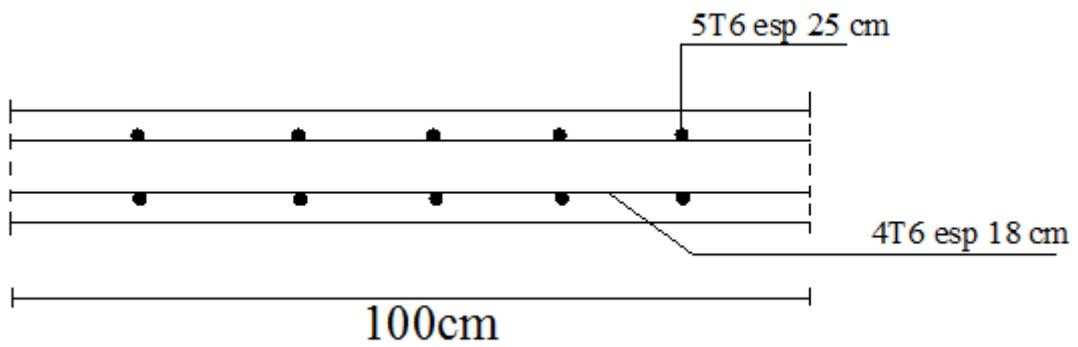


Fig. IV.5. Coupe 1-1.

**IV.2. Balcon :****IV.2.1. Introduction :**

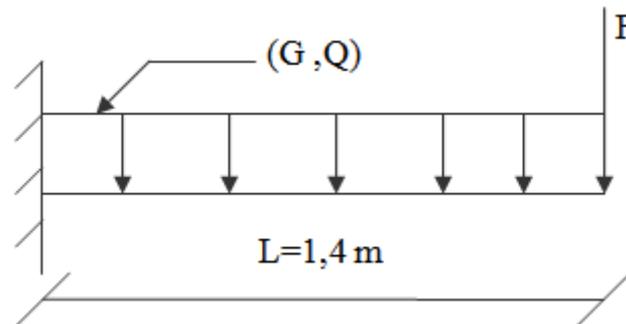
Le balcon se calcul comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentré à son extrémité libre due au poids du garde du corps en acier.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

On a déjà prédimensionner le balcon dans chapitre 3:

$e = 14\text{cm}$ .



**Fig. IV.6. Schéma statique du balcon.**

**IV.2.2. Evaluation des charges :**

Charge permanente :  $G = 5.2 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Charge concentrée :  $F = 0.6 \text{ kN/ml}$

$$\Rightarrow G = 5.2 \times 1.0 = 5.2 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow Q = 3.5 \times 1.0 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

**IV.2.3. Combinaison des charges****ELU**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 12.25 \text{ KN/ml}$$

$$F = 1.35 \cdot 0.6 = 0.81 \text{ KN}$$

**ELS**

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 8.7 \text{ KN/ml}$$

$$F = 0.6 \text{ KN}$$

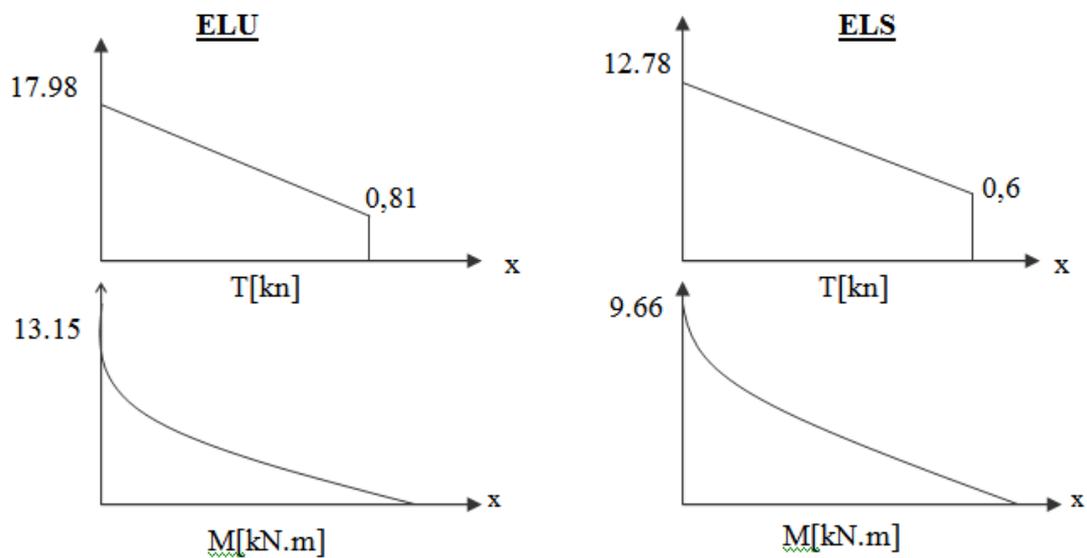
**IV.2.4. Les efforts internes :**

- **Moment fléchissant :**

$$M(x) = - \left[ q \frac{x^2}{2} + F \cdot x \right]$$

- **Effort tranchant :**

$$T(x) = q \cdot x + F$$



**Fig. IV.7. Diagramme des efforts internes.**

**IV.2.5. Calcul de ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $F_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 14 \text{ cm}$  ;  $d = 12.6 \text{ cm}$  ;

$f_e = 400 \text{ MPa}$ .

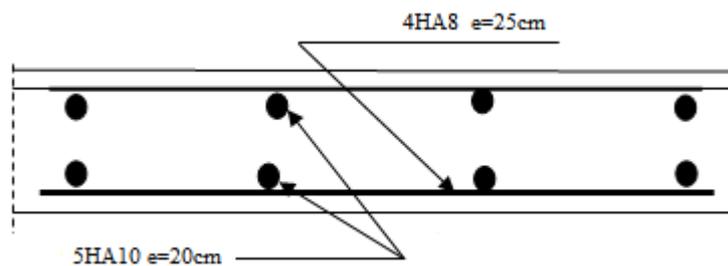
Mu (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	A's(cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(mm)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	esp(cm)
13.15	0.0584	oui	0	0.0753	122.202	3,09	<b>5T10</b>	3,93	<b>20</b>

**Tableau. IV.1 : Résultats de Ferrailage pour balcon.**

- **Armatures de répartition :**

On adopte **4 T 8=2,01 cm<sup>2</sup>**

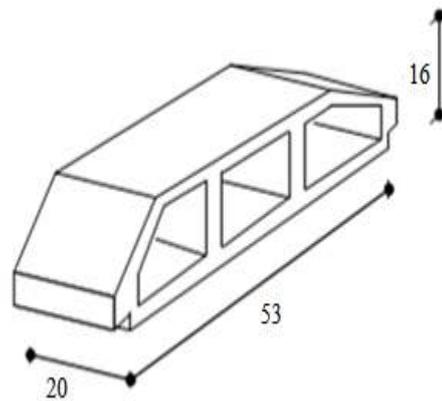
Avec : **esp = 25 cm**



**Fig. IV.8. Schéma de ferrailage d'un balcon.**

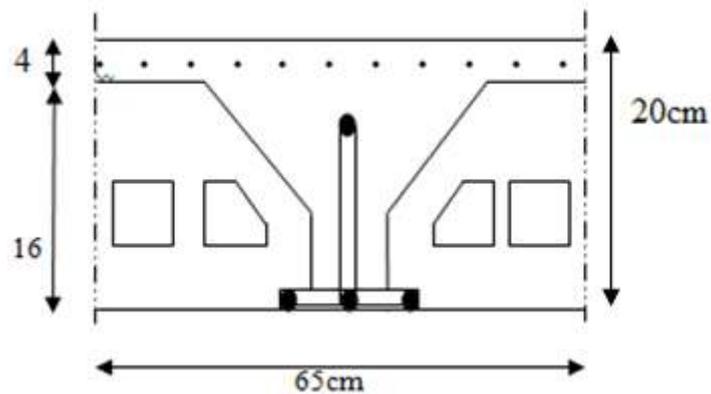
**IV.3. Plancher à corps creux :**

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimensions ( 16 x 20 x 65 ) avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

**IV.3.1. Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

on opte pour :  $h=20\text{cm}$  ;  $h_0=4\text{cm}$  ;  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$



**Fig. IV.9. Schéma représentant la poutrelle.**

**IV.3.1.1. Calcul des moments :**

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se fera selon l'une des méthodes suivantes :

**1. Méthode forfaitaire :**

Domaine d'application :

$$H_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

$H_2$  : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans la différente travée en continuité.

$H_3$  : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$H_4$  : Fissuration non préjudiciable.

On utilise la méthode forfaitaire si les hypothèses sont vérifiées :

- $Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (2.G = 2 \times 5.39 = 10.78 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$   
 $Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.78 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$  Vérifié
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité..... Vérifié
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

On a :

- $\frac{3.00}{3.30} = 0.91 \dots\dots\dots$  ok
- $\frac{3.3}{3.2} = 1.03 \dots\dots\dots$  ok
- $\frac{4.4}{3.45} = 1.27 \dots\dots\dots$  n'est pas vérifié

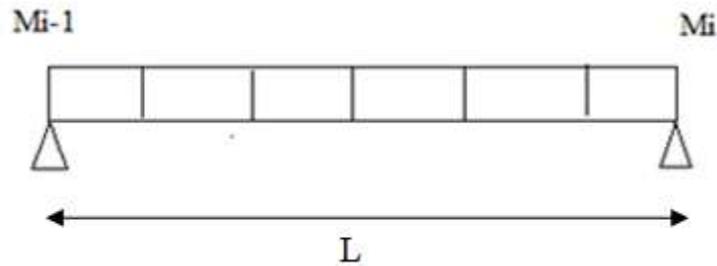
La troisième hypothèse n'est pas vérifiée, on ne peut pas utiliser la méthode forfaitaire. Donc on passe pour la méthode de Caquot :

## 2. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

### ❖ Exposé de la méthode:



#### a) Moment sur appuis :

Cas de même charge et même inertie.

- Appuis intermédiaire

$$M_a^{\text{int}} = - \left( \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5 (l_w + l_e)} \right)$$

- Pour appuis de rive les moments sont nuls.

#### b) Moment en travée :

$$M_{\text{travée}} = M_0 + \frac{M_i + M_{i-1}}{2}$$

$$M_{\text{travée}}^{\text{max}} = M_0 + \frac{M_i + M_{i-1}}{2} + \frac{(M_i - M_{i-1})^2}{16 M_0}$$

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée

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

$q_w$  = charge répartie à gauche de l'appui considéré.

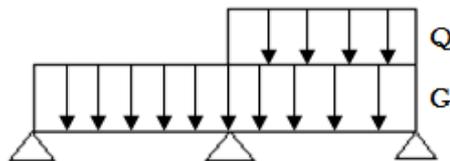
$q_e$  = charge reparte à droite de l'appui considéré.

$l_w$  et  $l_e$  représentent les portées libres respectivement à gauche et à droite de l'appui considéré.

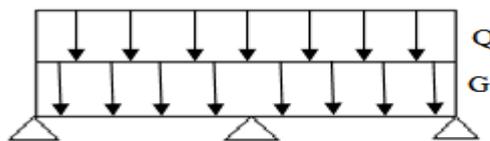
$l'$  représente la portée réduite d'une travée (égale à  $0.8 l$  sauf pour une travée de rive ou  $l' = l$ ).

✓ **Règle :**

- Pour chercher le  $M^{\max}$  en travée on charge la travée et on décharge les travées voisines



- Pour chercher le  $M^{\max}$  sur appui on charge les travées à droite et à gauche de l'appui.



**• Calcul des poutrelles :**

Le calcul se fait en deux étapes:

- 1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression :

On prévoit des étaielements chaque 80 cm pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la dalle de compression.

- 2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression :

Après coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une section en "Te".

**• Plancher terrasse :**

$$G = 0.65 \times 6.38 = 4.147 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.65 \times 1.0 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

ELU :

$$q_u = 6.573 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{ser} = 4.797 \text{ KN/ml}$$

**• Plancher étage courant :**

$$G = 5.39 \times 0.65 = 3.503 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$$

⇒ RDC le plus défavorable

ELU :

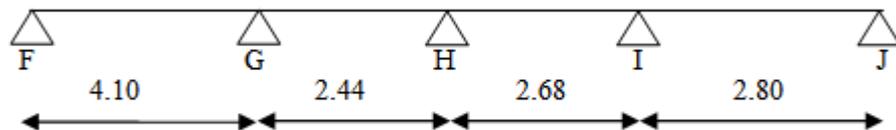
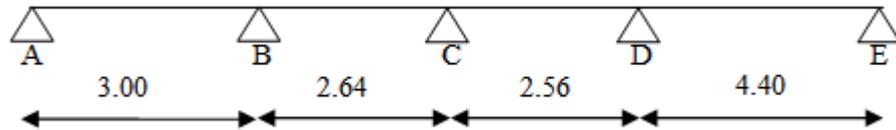
$$q_u = 9.604 \text{ KN/ml}$$

ELS :

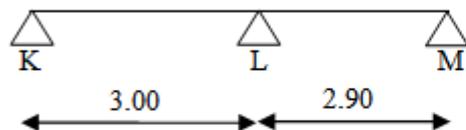
$$q_{\text{ser}} = 6.753 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul de moment :**

- Poutrelle à quatre travées :



- Poutrelle à deux travées :



Les sont résultats regroupés dans le tableau suivant :

TRAVEES	MOMENTS (KNM)	APPUIS	MOMENTS (KNM)
AB	7.192	$M_A$	0
BC	7.003	$M_B$	-9.095
CD	5.931	$M_C$	-7.643
DE	15.656	$M_D$	-16.552
FG	13.608	$M_E$	0
GH	5.36	$M_F$	0
HI	7.458	$M_G$	-14.416
IJ	6.172	$M_H$	-7.453
KL	7.069	$M_I$	-8.494
LM	6.481	$M_J$	0
		$M_K$	0
		$M_L$	-9.840
		$M_M$	0

**Tableau. IV.2 : Résultats des moments des poutrelles.**

⇒ Moment max sur appuis :

$$\mathbf{M_D = -16.552 \text{ kNm}}$$

⇒ Moment max sur travée :

$$M_{\text{travée}}^{\max} = M_0 + \frac{M_i + M_{i-1}}{2} + \frac{(M_i - M_{i-1})^2}{16 M_0}$$

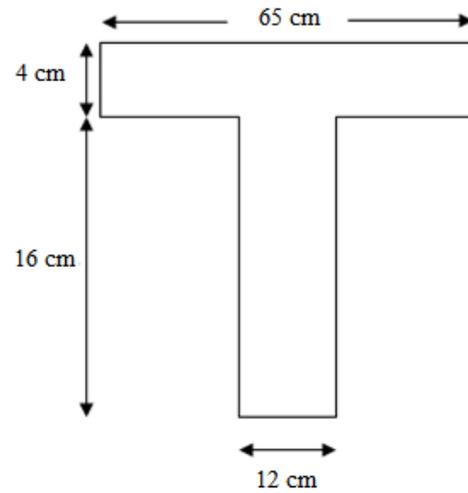
$$\mathbf{M_{\text{travée}}^{\max} = 16.274 \text{ kNm}}$$

**IV.3.1.2. Calcul de ferrailage :**

Le calcul de ferrailage se fait à l'ELU en flexion simple.

$h=20$  cm;  $h_0=4$  cm;  $b=65$  cm;  $b_0=12$  cm;  $d=0,9h=18$  cm;  $\sigma_{bc} = 14,17MPa$ ;  $f_e=400MPa$

$f_{c28}=25$  MPa;  $f_{t28}=2,1$  MPa.



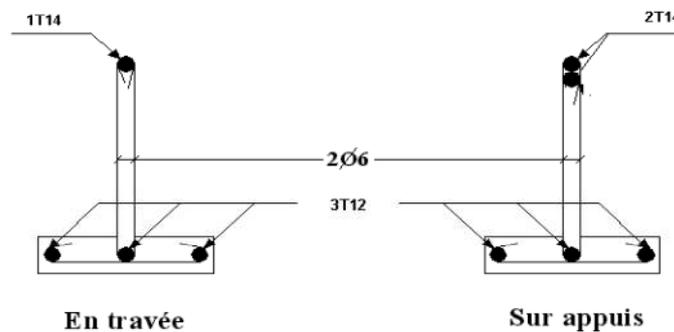
**Fig. IV.10. Dimensions de la poutrelle.**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	M [KN.M]	$\mu$	A	Z [CM]	$A_S'$ [CM <sup>2</sup> ]	$A_S$ [CM <sup>2</sup> ]	$A_S^{CHOISIT}$ [CM <sup>2</sup> ]	$A_S^{ADOPTÉ}$ [CM <sup>2</sup> ]
Travée	16.274	0.054	0.070	174.95	0	2.67	3T12	3.39
Appui	16.552	0.055	0.0713	174.861	.72	0	2T14	3.08

**Tableau. IV.3 : Résultats de ferrailage des poutrelles.**

**IV.1.3.3. Dessin de ferrailage des poutrelles :**



**Fig. IV.10: ferrailage des poutrelles en travées et sur appuis.**

**IV.4. Ferrailage de la table de compression :**

D'après C.B.A article (b.6.8.4.2.3) :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

$A_1$  : armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_2$  : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$L=65\text{cm}$  ;  $f_e=520\text{ MPa}$  (quadrillage de TS, TIE520  $\rightarrow \Phi \leq 6\text{ mm}$ )

Donc on obtient :  $A_1 = 0.5\text{cm}^2/\text{ml}$ .

On prend :  $6T5=1,18\text{cm}^2$

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

- **Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,59\text{cm}^2$$

Soit :  $6T5=1,18\text{cm}^2$   $S_t=20\text{cm}$ .

✓ **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

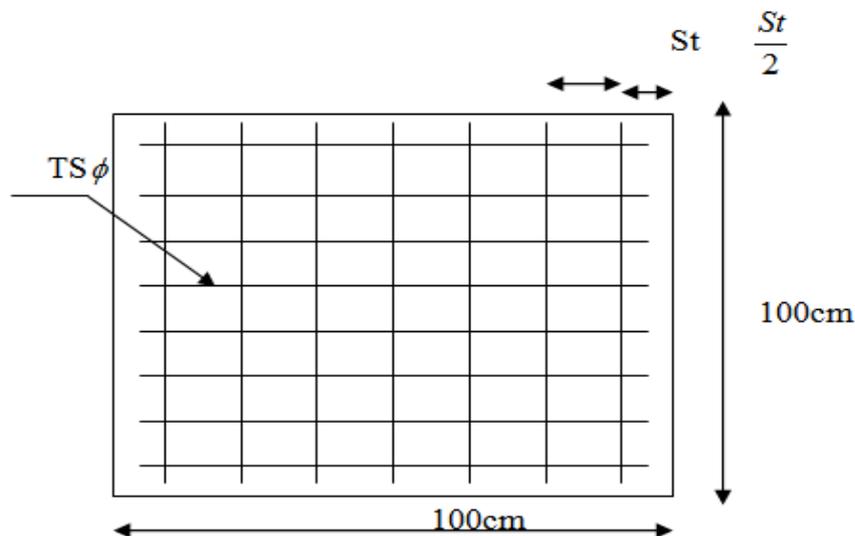


Fig. IV.11. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**IV.5. Les escaliers :****IV.5.1. Evaluation des sollicitations :**• **Charge permanente :**

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)		G (KN/m <sup>2</sup> )	
		Paillasse	Palier	Paillasse	Palier
Carrelage	22	0,02	0,02	0,44	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,02	0,40	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,02	0,36	0,36
Marche	22	0,083 <sup>(1)</sup>	/	1,87	/
Dalle en BA	25	0,14 <sup>(2)</sup>	0,2	3,50	5,00
Enduit ciment	20	2	0,02	0,40	0,40
Garde corps+son revêtement	/	/	/	1,34	/
TOTAL				8,525	7,3

Tableau. IV.4 : Evaluation des charges permanentes de l'escalier.

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

#### **IV.5.2. Combinaison des charges :**

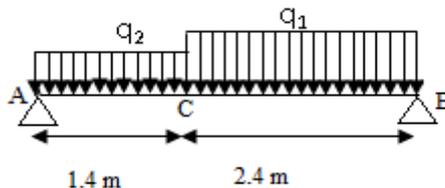
Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

$$\text{A l'état limite ultime : } q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{A l'état limite service : } q_{\text{ser}} = G + Q$$

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>ser</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
Palier	7,3	2,5	13,605	9.8
Paillasse	8,525	2,5	15,258	11,025

**Tableau IV.5 : Combinaison des charges de l'escalier.**



**Fig. IV.12. Schéma statique de l'escalier.**

#### **IV.5.3. Calcul des efforts internes (M et T) :**

l'état	les efforts	Travée	Appuis	
<b>ELU</b>	T (KN)	0	28,56	27,10
	M (KN.m)	26,74	0	0
<b>ELS</b>	T (KN)	0	19,54	20,63
	M (KN.m)	19,3	0	0

**Tableau IV.6 : les efforts internes (M et T).**

**IV.5.4. Ferrailage des escaliers:**

- **Longitudinal :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de 1m. Cependant, on doit prendre en compte un encastrement partiel au niveau des appuis. Le règlement **BAEL91** préconise une réduction du moment isostatique d'où :

Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_t^{\max}$$

Moment sur appui :

$$M_a = 0,5 M_t^{\max}$$

l'état	$M_{\text{appui}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)
ELU	13,37	22,729
ELS	9,65	16,405

**Tableau. IV.7 : Moments de flexion à l'ELU et à l'ELS.**

La section du béton (bxh) est (100x20) cm<sup>2</sup>.

$f_{c28}$ (MPa)	$\theta$	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d (m)	$f_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)
25	1	2,1	1,5	1,15	0,18	14,17	347,82	400

**Tableau. IV.8 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.**

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,adopt}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$S_t$ cm	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,adopt}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$S_t$ cm
<b>Travée</b>	22,729	0.0495	0.063	0.175	3,72	3,93	5HA10	20	0,98	2,51	5HA8	20
<b>Appui</b>	13,37	0.029	0.036	0.177	2,16	3,14	4HA14	25	0,98	2,51	5HA8	20

**Tableau. IV.9 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.**

- **Transversal :**

D'après Art A.5.2 du C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

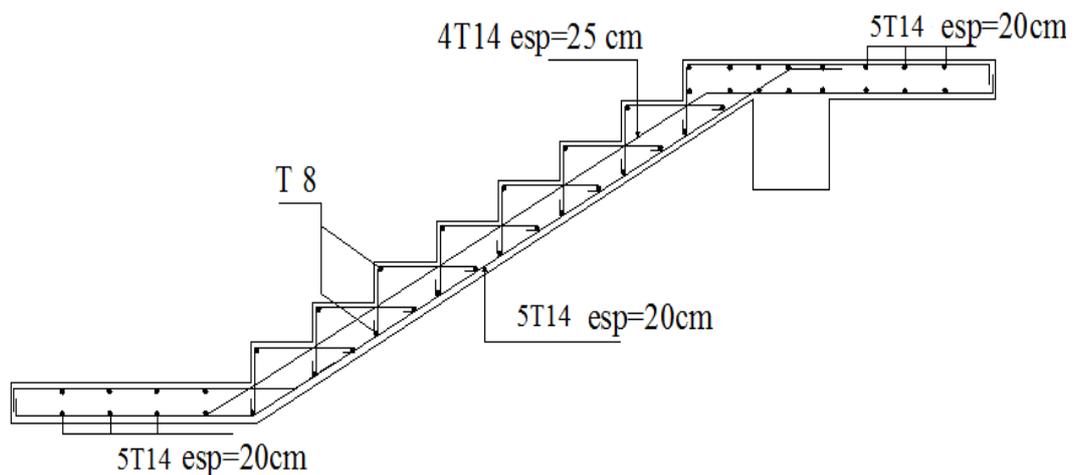
1.  $\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{bd} < 0,07 f_{c28} = 1,75 MPa$

2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

Nous avons :  $\bar{\tau}_u = \frac{28,56 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,158 MPa < 1,75 MPa \Rightarrow$  Condition est vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas alors nécessaires, néanmoins nous prévoyons des cadres pour relever les armatures principales.

#### **IV.5.5. Dessin de Ferrailage :**



**Fig. IV. Schéma de ferrailage d'escalier.**

**IV.6. Poutre palière :**

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL 91 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

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

$$\frac{345}{15} = 23\text{cm} < h < \frac{345}{10} = 34.5\text{cm}$$

$$\Rightarrow h = 30\text{ cm}$$

$$0.3h < b < 0.7h$$

$$0.3 \times 30 = 9\text{cm} < b < 0.7 \times 30 = 21\text{cm}$$

$$\Rightarrow b = 20\text{ cm}$$

Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 ; h = 30 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ b \geq 20 : b = 20 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h/b = 30/20 = 1.5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**IV.6.2. Chargement de la poutre palière :**

La poutre palière est soumise à :

Son poids propre :  $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1.5\text{ kN/ml}$ .

Poids de la maçonnerie :  $G_{\text{maço}} = 2.76 \times 3.05 = 8.418\text{ kN/ml}$ .

Réaction d'appui provenant de la paillasse et du palier :

$$G_{\text{escalier}} = R_{\text{ult}} = 28.564\text{ kN}$$

$$R_{\text{ser}} = 20.631\text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_{\text{ult}} = 28.564/3.45 = 8.279\text{ kN/ml}$$

$$R_{\text{ser}} = 20.631/3.45 = 5.98\text{ kN/ml}$$

**IV.6.3. Combinaison de charges:**

$$q_u = 1.35 (1.5 + 8.418) + 8.279 = 21.668 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = (1.5 + 8.418) + 5.98 = 15.898 \text{ kN/ml}$$

**IV.6.4. Ferrailage de la poutre palière (ELU) :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M [KN.M]	$\mu$	A	Z [CM]	$A_S'$ [CM <sup>2</sup> ]	$A_S$ [CM <sup>2</sup> ]	$A_S^{\text{CHOISIT}}$ [CM <sup>2</sup> ]	$A_S^{\text{ADOPTÉ}}$ [CM <sup>2</sup> ]
Travée	27.402	0.123	0.178	250.717	0	3.14	3T12	3.39
Appui	16.119	0.078	0.101	259.02	1.78	0	3T10	2.36

Tableau. IV.10 : Résultats de ferrailage de la poutre palière.

- **Armature transversale :**

$$\varphi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_{\min} \right\}$$

$$\varphi_t = \min \{ 8.57, 20, 12 \}$$

$$\Rightarrow \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

- ❖ **C.B.A 93 :**

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d, 40 \text{ cm} \}$$

$$\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

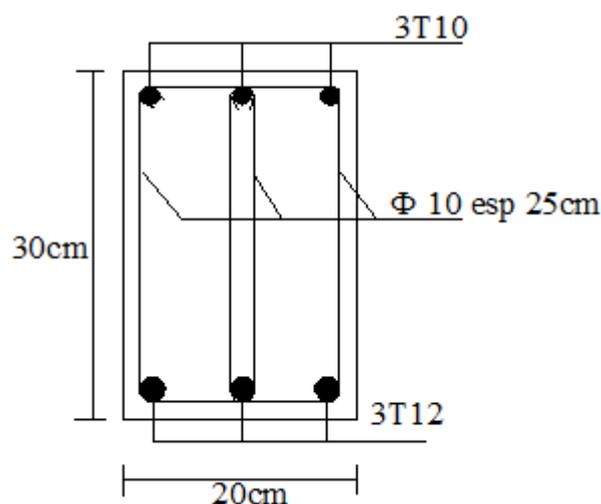


Fig. IV. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**V.1. INTRODUCTION :**

L'étude sismique de structures en béton armé est un domaine qui nécessite des analyses spécifiques. Même si le règlement **RPA99/v2003** donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, celui-ci ne donne pas pour autant toutes les indications permettant d'atteindre l'objectif de manière aisée. Cela peut concerner autant le type de modélisation d'une structure que les paramètres de l'analyse modale, la détermination des efforts statiques équivalents ou bien l'étude du contreventement de bâtiments.

**V.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

**V.3. CARACTERISTIQUE DYNAMIQUE PROPRES:**

L'étude des oscillations libres de notre structure modélisée et supposée non amortie, donne une bonne approximation du mouvement réel et fournit tous les éléments nécessaires pour le calcul des oscillations forcées.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement est :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$\{\ddot{X}\}, \{X\}$  : Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

[M] : matrice masse de la structure.

[K] : matrice de rigidité de la structure.

Une solution particulière est donnée par l'expression :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Où :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$  : Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont données :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

L'équation (4) doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues  $A_i$  ; c'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non -nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est-à-dire :

$$\det [[K] - \omega^2 [M]] = 0 \rightarrow \text{« équation caractéristique »} \dots\dots\dots (6)$$

En développant cette équation. On obtient une équation polynomiale de degré (2n) en ( $\omega$ ).

Les (n) solutions ( $\omega^2_1, \omega^2_2, \dots, \omega^2_n$ ) sont les carrés des pulsations des (n) modes de vibration possible.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental

$$(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n).$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}$  ou forme modale.

**V.4. MODELISATION DE LA STRUCTURE :**

L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP 2000** », Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP 2000 version 14.2.2** du fait qu'il présente une grande facilité d'exécution et d'utilisation.

**V.4.1. Présentation du logiciel « SAP 2000 » :**

**SAP 2000** est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau....) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

**V.4.2. Modélisation de la structure par le SAP 2000 :**

Le **SAP 2000** présente une nouvelle vision dans le domaine des logiciels de calcul et celui de la conception des ouvrages divers, plus particulièrement aux bâtiments en béton armé, ou en charpentes métalliques.

Le logiciel enchaîne les éléments de la structure par la saisie graphique d'une part et à partir de sa bibliothèque standard d'autre part, offrant à la fois plusieurs possibilités d'analyse statique, dynamique et l'option ferrailage pour les structures en béton armé.

**V.4.2.1. Modélisation de la rigidité:**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

**a) Les planchers :**

Les planchers auront une rigidité infinie dans leur plan, cela se fait en leur assignant un élément "**DIAPHRAGM**".

Le diaphragme c'est tout plan horizontal (plancher) ou incliné (versant de toiture) capable de transmettre les charges horizontales aux éléments verticaux de contreventement.

Son rôle est de transmettre les charges sur les éléments verticaux du contreventement et raidir le niveau aussi de coupler les éléments porteurs verticaux (même déplacement en tête des éléments d'une file).

**b) Les éléments de portique :**

Les poteaux et les poutres de la structure ont été modélisés par des éléments de barres "**FRAME**".

**c) Les voiles:**

Les voiles ont été modélisés par des éléments "**Shell**" à 04 nœuds. Leur rôle est d'assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales et raidir la structure.

**V.4.2.2. Modélisation de la masse :**

- La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta Q)$  imposée par le "RPA99 version 2003".
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.
- En choisissant l'option (Mass source / from loads), le SAP 2000 calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, et ce en utilisant la formule  $(G + \beta Q)$  imposée par le « RPA99 v2003 ».

Tel que :  $\beta=0,2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

**V.5. ETUDE SISMIQUE :****V.5.1. Introduction :**

Un séisme provoque des contraintes et déformations quand il agisse sur un bâtiment pour cela il faut le contrôler en comprenant bien le comportement des éléments de la construction, ainsi le calcul de ces derniers vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrés lors du séisme, dans le cadre de notre projet, le calcul de ces efforts a été conduit par le logiciel de calcul SAP (ver 14.2.2).

Ce logiciel utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basé sur le principe de la superposition modale.

**V.5.2. Choix de la méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
  - Par la méthode d'analyse modale spectrale.
  - Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées vue son irrégularité en plan et sa hauteur qui dépasse les 30 m.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisé au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.
- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Alors, la méthode que nous pouvons utilisée dans le cadre de notre PFE est la méthode d'analyse modale spectrale.

**V.5.3. Méthode dynamique modale spectrale :****V.5.3.1. Principe :**

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.

**V.5.3.2. Spectre de réponse de calcul :**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas, l'ouvrage est du "groupe 2" (bâtiment à usage administratif dont la hauteur ne dépasse pas 48m). Le bâtiment sera implanté à BLIDA (zone III).

Donc :  $A=0,25$ .

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi=7\%$ ).

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.  $R=5$  (Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (4.a)).

T, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 3 : T<sub>1</sub>=0,15s et T<sub>2</sub>=0,50s).

Q : Facteur de qualité ( $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ ).

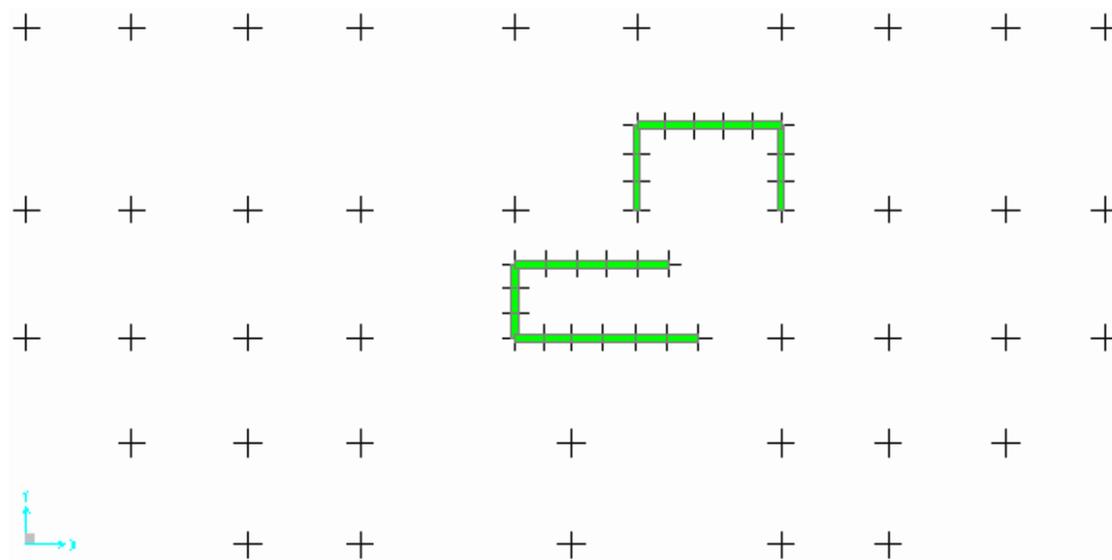
critère q	P <sub>q</sub>			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1-conditions minimales sur les files de contreventement	0	-	-	0,05
2-Redondances en plan	-	0,05	-	0,05
3-Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4-Régularité en élévation	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
	Σ	1,10		1,15

Tableau V.1 : les valeurs des pénalités P<sub>q</sub>.

**V.5.3.3. Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismiques à la base V<sub>t</sub> 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.

Si V<sub>t</sub> < 0,8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ .

**V.5.4. Modèle Initial :****V5.4.1. Dessin de disposition des voiles :****Fig. V.1. Disposition des voiles de model initial.**

Etages	Section des poteaux (cm)	Section des voiles (cm)
11 <sup>iem</sup> / 12 <sup>iem</sup> /	30*30	15
8 <sup>iem</sup> / 9 <sup>iem</sup> /10 <sup>iem</sup>	35*35	15
5 <sup>iem</sup> / 6 <sup>iem</sup> /7 <sup>iem</sup>	40*40	15
2 <sup>iem</sup> / 3 <sup>iem</sup> /4 <sup>iem</sup>	45*45	15
RDC/1 <sup>ier</sup>	50*50	15

**Tableau V.2: Dimensions des éléments verticaux pour le modèle initial.**

Les résultats des Caractéristiques dynamiques propres à partir du fichier de sortie du SAP :

MODES	PERIODE(S)	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	ΣU <sub>z</sub>
1	1.35	0.0816	0.6984	0,000001093	0,00816	0,6984	0,000001093
2	1.26	0.00058	0.00105	0,0000002177	0,00874	0,69945	0,00000131
3	1.041	0.674	0.00897	0,0000002263	0,68294	0,70842	0,000001537
4	0.41	0.00018	0.00413	0,000001935	0,68312	0,71255	0,000003471
5	0.398	0.0008	0.15794	0,0000001182	0,68392	0,8705	0,00000359
6	0.271	0.184	0.00073	0,000000008217	0,86845	0,87123	0,000003598
7	0.219	0.00019	0.00112	0,0000003287	0,86864	0,87235	0,000003927
8	0.188	0.00035	0.587	0,000006679	0,86899	0,93112	0,00001061
9	0.143	0.00029	0.00069	0,00001985	0,86928	0,93181	0,00003045
10	0.127	0,000002673	0.00000	0,14328	0,86928	0,93189	0,14331
11	0.122	0.00068	0.00013	0,18283	0,86996	0,93202	0,32614
12	0.121	0.0641	0.00027	0.00284	0,93414	0,93229	0,32898

**Tableau V.3 : Résultats de l'analyse modale du modèle initial.**

**Remarque :**

Ce modèle initial ne comporte que les voiles de la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.

**Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T=1.35 s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 12<sup>ème</sup>.
- Le mode 01 est un mode de translation parallèlement à l'axe Y-Y.
- Le mode 02 est un mode de rotation.
- Le mode 03 est un mode de translation parallèlement à l'axe X-X.

**V.5.4.2. Calculs de la force sismique :**

Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par le SAP :

$$V_{tx}=5457.158\text{kN}$$

$$V_{ty}=4987.378 \text{ kN.}$$

Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la Méthode Statique Equivalente :

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

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

Avec :

$W$  : poids totale de la structure.

$W=54278.483 \text{ KN}$  (calculs automatiques).

$Q$  : facteur de qualité.

$R$  : coefficient de comportement global de la structure.

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

Dans notre cas :

$A=0,25$  (groupe 2, zone III).

$$Q_x=1,10$$

$$Q_y= 1,15$$

$$R=5$$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "**RPA99 version 2003**", nous choisirons la formule la plus

pénalisante dans les deux directions ; soit :  $T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$ .

Où :

$h_N$  : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$L$  : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a :

$$h_N = 40.8\text{m.}$$

Sens x-x :  $L_x = 30.65m \Rightarrow T_x = 0,65s$

Selon y-y :  $L_y = 14.76m \Rightarrow T_y = 0,665s$

$$\text{Site 03} \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

$$T_2 < (T_x) < 3.0 \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2 / T)^{2/3}$$

Alors :  $D_x=1.828.$

$$T_2 < (T_y) < 3.0 \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2 / T)^{2/3}$$

Alors :  $D_y=1,598.$

A.N:

$$v_x = \frac{0,25 \cdot (1.828) \cdot (1,1)}{5} \times 54278.483 = 5457.158KN$$

$$v_y = \frac{0,25 \cdot (1.598) \cdot (1,15)}{5} \times 54278.483 = 4987.378 KN$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 3933.033KN < 0,8V_x = 4365.726kN \\ V_{yx} = 3525.129kN > 0,8V_y = 3989.902kN \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1.11 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1.13 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,11 \\ r_y = 1,13 \end{cases}$$

### **Remarque :**

D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient  $r_x$ (ou  $r_y$ ) selon la direction.

### **V.5.4.3. Vérification des déplacements latéraux inters étage :**

**(RPA99 v 2003 art 4.43)**

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

$$\delta_k = R \cdot r \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ ( y compris l'effet de torsion ).

R : coefficient de comportement.

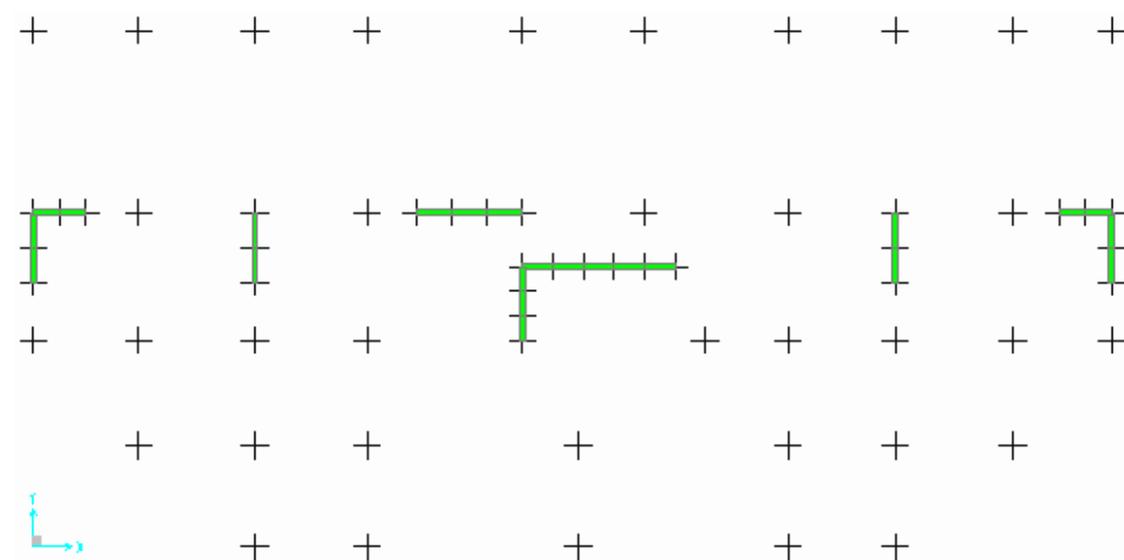
Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

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

Niv	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
12	38.21	56.7	191.05	283.50	18.93	31.08	30.6	Non vérifié
11	34.8	51.2	174.00	256.00	19.37	22.15	30.6	vérifié
10	31.31	47.28	156.55	236.40	19.48	25.82	30.6	vérifié
9	27.8	42.71	139.00	213.55	19.70	27.06	30.6	vérifié
8	24.25	37.92	121.25	189.60	19.70	27.97	30.6	vérifié
7	20.7	32.97	103.50	164.85	19.20	27.35	30.6	vérifié
6	17.24	28.13	86.20	140.65	18.70	27.57	30.6	vérifié
5	13.87	23.25	69.35	116.25	17.76	27.29	30.6	vérifié
4	10.67	18.42	53.35	92.10	16.26	25.48	30.6	vérifié
3	7.74	13.91	38.70	69.55	14.60	24.13	30.6	vérifié
2	5.11	9.64	25.55	48.20	12.32	21.81	30.6	vérifié
1	2.89	5.78	14.45	28.90	9.32	17.85	30.6	vérifié
RDC	1.21	2.62	6.05	13.10	6.72	14.80	40.8	vérifié

**Tableau V.4 : Vérification des déplacements inter-étages de modèle initial.**

- Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

**V.5.6. Modèle01 :****V.5.6.1. Dessin de disposition des voiles :****Fig. V.1. Disposition des voiles de model 01.**

Les résultats des Caractéristiques dynamiques propres à partir du fichier de sortie du SAP :

Mode	Période	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	1.320	0.00797	0.72087	0.0000	0.00797	0.72087	0.0000
2	1.227	0.71338	0.00642	0.0000	0.72135	0.72729	0.0000
3	1.269	0.00117	0.00009	0.0000	0.72252	0.72739	0.0000
4	0.417	0.01173	0.13381	0.0000	0.73425	0.8612	0.0000
5	0.381	0.10421	0.01188	0.0000	0.83846	0.87308	0.0000
6	0.353	0.3731	0.00252	0.000013	0.87577	0.8756	0.000057
7	0.212	0.00657	0.04572	0.0000	0.88234	0.92132	0.000058
8	0.192	0.0213	0.00558	0.0000	0.90364	0.92691	0.000066
9	0.173	0.02967	0.00294	0.0000	0.93332	0.92958	0.000084
10	0.132	0.00338	0.2227	0.00283	0.9367	0.95212	0.00292
11	0.129	0.00033	0.00103	0.16242	0.93703	0.95315	0.16533
12	0.125	0.0000	0.00001	0.14177	0.93711	0.95317	0.3071

**Tableau V.8 : Résultats de l'analyse modale du modèle 01.**

**Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=1.320$  s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le mode 01 est un mode de translation parallèlement à l'axe global y-y
- Le mode 02 est un mode de translation parallèlement à l'axe global x-x.
- Le mode 03 est un mode de rotation.

**V.5.6.2. Calculs de la force sismique :**

Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par le SAP :

$$V_{tx}=3461.339 \text{ kN}$$

$$V_{ty}=3515.231 \text{ kN}$$

Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la Méthode Statique Equivalente :

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

Pour ce modèle :

$$W=53045.431 \text{ KN (calcul automatique).}$$

A.N :

$$v_x = \frac{0,25 \cdot (1,828) \cdot (1,1)}{5} \cdot 53045.431 = 5333.18 \text{ KN}$$

$$v_y = \frac{0,25 \cdot (1,598) \cdot (1,15)}{5} \cdot 53045.431 = 4874.07 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 3461.339 \text{ kN} < 0,8V_x = 4266.54 \text{ kN} \\ V_{yx} = 3515.231 \text{ kN} < 0,8V_y = 3899.256 \text{ kN} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1.23 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1.10 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,23 \\ r_y = 1,10 \end{cases}$$

<i>niv</i>	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	<i>Observation</i>
12	46.36	53.00	231.80	265.00	18.81	19.19	30.6	<i>vérifié</i>
11	43.24	49.58	216.20	247.90	20.57	20.73	30.6	<i>vérifié</i>
10	39.87	45.84	199.35	229.20	21.89	21.65	30.6	<i>vérifié</i>
9	36.35	41.86	181.75	209.30	23.65	23.25	30.6	<i>vérifié</i>
8	32.57	37.56	162.85	187.80	25.03	24.48	30.6	<i>vérifié</i>
7	28.59	33.01	142.95	165.05	25.36	24.66	30.6	<i>vérifié</i>
6	24.58	28.4	122.90	142.00	26.07	25.28	30.6	<i>vérifié</i>
5	20.47	23.66	102.35	118.30	26.24	25.58	30.6	<i>vérifié</i>
4	16.31	18.89	81.55	94.45	25.30	24.35	30.6	<i>vérifié</i>
3	12.35	14.29	61.75	71.45	24.37	23.49	30.6	<i>vérifié</i>
2	8.53	9.86	42.65	49.30	22.33	21.53	30.6	<i>vérifié</i>
1	5.03	5.8	25.15	29.00	18.21	17.47	30.6	<i>vérifié</i>
RDC	2.19	2.49	10.95	12.45	13.70	13.47	40.8	<i>vérifié</i>

Tableau V.9 : Vérification des déplacements inter-étages pour le modèle 01.

**V.5.7. Vérification spécifique aux sollicitations normales :****(RPA99 v2003 art7.4.3.1)**

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

NIVEAUX	$N_D$ (KN)	$B_C$ (CM <sup>2</sup> )	$v$	OBS	SECTION CORRIGEE (CM <sup>2</sup> )	$v$	OBS
12	170.136	30*30	0.075	<0,3	35*35	0.075	<0,3
11	309.084	30*30	0.137	<0,3	35*35	0.10	<0,3
10	473.53	35*35	0.154	<0,3	40*40	0.09	<0,3
9	667.002	35*35	0.217	<0,3	40*40	0.16	<0,3
8	863.459	35*35	0.281	<0,3	45*45	0.17	<0,3
7	1067.145	40*40	0.266	<0,3	45*45	0.21	<0,3
6	1274.942	40*40	0.318	<0,3	50*50	0.20	<0,3
5	1485.348	40*40	0.37	>0,3	50*50	0.23	<0,3
4	1702.933	45*45	0.33	>0,3	55*55	0.22	<0,3
3	1923.377	45*45	0.37	>0,3	55*55	0.25	<0,3
2	2144.893	45*45	0.42	>0,3	60*60	0.23	<0,3
1	2416.518	50*50	0.38	>0,3	65*65	0.22	<0,3
RDC	3522.619	50*50	0.56	>0,3	70*70	0.28	<0,3

**Tableau V.10 : Vérification spécifique aux sollicitations normales.**

Résultats de l'analyse dynamique du modèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales :

Mode	Période	FACTEUR DE PARTICIPATION MASSIQUE (%)					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.181	0.01463	0.69995	0.0000	0.01463	0.69995	0.0000
2	1.111	0.69791	0.01258	0.0000	0.71254	0.71253	0.0000
3	1.103	0.0000	0.00013	0.0000	0.71256	0.71266	0.0000
4	0.380	0.01383	0.13052	0.0000	0.7264	0.84319	0.0000
5	0.349	0.11306	0.01472	0.0000	0.83946	0.85791	0.0000
6	0.327	0.02293	0.00226	0.0000	0.86239	0.86017	0.0000
7	0.196	0.00769	0.04745	0.0000	0.87008	0.90762	0.0000
8	0.178	0.02452	0.0063	0.0000	0.89459	0.91392	0.0000
9	0.164	0.02713	0.00339	0.0000	0.92173	0.91731	0.0000
10	0.123	0.00449	0.02535	0.0000	0.92622	0.94266	0.0000
11	0.112	0.00993	0.0032	0.0002	0.93615	0.94587	0.0000
12	0.108	0.00000	0.00005	0.16149	0.93615	0.94593	0.00011

**Tableau V.11: Résultats de l'analyse modale du modèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales.**

### V.5.7.1. Calcul de la force sismique :

Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux fournis par le SAP :

$$V_{tx}=3892.647 \text{ kN}$$

$$V_{ty}=3931.496 \text{ kN}$$

Efforts tranchant à la base dans les 02 sens globaux calculés par la Méthode Statique Equivalente :

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

Pour ce modèle :

$$W=57198.233 \text{ KN (calcul automatique).}$$

A.N :

$$v_x = \frac{0,25 \cdot (1,826) \cdot (1,10)}{5} \cdot 57198.233 = 5750.71 \text{ KN}$$

$$v_y = \frac{0,25 \cdot (1,598) \cdot (1,15)}{5} \cdot 57198.233 = 5255.65 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_{tx} = 3892.647kN < 0,8V_x = 4600.56kN \\ V_{yx} = 3931.496kN < 0,8V_y = 4204.52kN \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,18 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,06 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,18 \\ r_y = 1,06 \end{cases}$$

Niv	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
12	40.38	45.68	201.90	228.40	15.99	14.73	30.6	vérifié
11	37.67	42.9	188.35	214.50	17.35	16.54	30.6	vérifié
10	34.73	39.78	173.65	198.90	21.06	18.02	30.6	vérifié
9	31.16	36.38	155.80	181.90	17.05	19.72	30.6	vérifié
8	28.27	32.66	141.35	163.30	20.41	20.67	30.6	vérifié
7	24.81	28.76	124.05	143.80	21.36	21.78	30.6	vérifié
6	21.19	24.65	105.95	123.25	21.42	22.00	30.6	vérifié
5	17.56	20.5	87.80	102.50	21.65	22.37	30.6	vérifié
4	13.89	16.28	69.45	81.40	20.83	21.68	30.6	vérifié
3	10.36	12.19	51.80	60.95	19.82	20.83	30.6	vérifié
2	7	8.26	35.00	41.30	17.52	18.55	30.6	vérifié
1	4.03	4.76	20.15	23.80	17.10	15.00	30.6	vérifié
RDC	1.64	1.93	8.20	90.65	9.68	10.23	40.8	vérifié

**Tableau V.12 : Vérification des déplacements inter-étages pour le modèle 02 après la vérification spécifique aux sollicitations normales.**

**Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : T =1.104 s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le mode 01 est un mode de translation parallèlement à l'axe global y-y.
- Le mode 02 est un mode de translation parallèlement à l'axe global x-x.
- Le mode 03 est un mode de rotation.

**V.5.7.2. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA99 v2003 art 5.9)**

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10.$$

Avec :

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

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

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

**Sens x :**

Etage	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_k$ (m)	$\theta$	vérif.
12 <sup>ème</sup>	3987.78	15.99	835.81	40.8	0.001	<0,1 ok
11 <sup>ème</sup>	7902.89	17.35	1199.33	37.74	0.003	<0,1 ok
10 <sup>ème</sup>	11959.085	21.06	1639.23	34.68	0.004	<0,1 ok
9 <sup>ème</sup>	16019.57	17.05	2013.39	31.62	0.004	<0,1 ok
8 <sup>ème</sup>	20211.73	20.41	2322.55	28.56	0.006	<0,1 ok
7 <sup>ème</sup>	24408.77	21.36	2618.79	25.5	0.007	<0,1 ok
6 <sup>ème</sup>	28752.88	21.42	2881.20	22.44	0.009	<0,1 ok
5 <sup>ème</sup>	33102.65	21.65	3122.43	19.38	0.011	<0,1 ok
4 <sup>ème</sup>	37614.96	20.83	3342.89	16.32	0.0143	<0,1 ok
3 <sup>ème</sup>	42133.3	19.82	3542.93	13.26	0.017	<0,1 ok
2 <sup>ème</sup>	46829.79	17.52	3711.39	10.2	0.021	<0,1 ok
1 <sup>er</sup>	51546.91	17.10	3830.10	7.14	0.032	<0,1 ok
RDC	57198.233	9.68	3892.647	4.08	0.034	<0,1 ok

Tableau V.13: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens x.

**Sens-y :**

Etage	$P_k$ (kN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (kN)	$h_k$ (m)	$\theta$	vérif.
12 <sup>ème</sup>	3987.78	14.73	967.05	40.8	0.001	<0,1 ok
11 <sup>ème</sup>	7902.89	16.54	1227.87	37.74	0.002	<0,1 ok
10 <sup>ème</sup>	11959.085	18.02	1662.15	34.68	0.003	<0,1 ok
9 <sup>ème</sup>	16019.57	19.72	2036.67	31.62	0.004	<0,1 ok
8 <sup>ème</sup>	20211.73	20.67	2355.24	28.56	0.006	<0,1 ok
7 <sup>ème</sup>	24408.77	21.78	2634.13	25.5	0.007	<0,1 ok
6 <sup>ème</sup>	28752.88	22.00	2891.05	22.44	0.009	<0,1 ok
5 <sup>ème</sup>	33102.65	22.37	3134.60	19.38	0.012	<0,1 ok
4 <sup>ème</sup>	37614.96	21.68	3359.41	16.32	0.014	<0,1 ok
3 <sup>ème</sup>	42133.3	20.83	3561.50	13.26	0.018	<0,1 ok
2 <sup>ème</sup>	46829.79	18.55	3734.73	10.2	0.022	<0,1 ok
1 <sup>er</sup>	51546.91	15.00	3862.10	7.14	0.028	<0,1 ok
RDC	57198.233	10.23	3931.496	4.08	0.036	<0,1 ok

Tableau V.14 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  sens y.**V.5.7.2. Justification du choix du coefficient du comportement :**

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par l'RPA99 v2003, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

**a) Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :**

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 64823.63$  kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 8126.51$  kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 12.53 \% < 20\%$ .

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

b) **Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques :**

**Sens-y :**

Etage	V <sub>Tot</sub> (kN)	V <sub>port</sub> (kN)	V <sub>port</sub> (%)
12 <sup>ème</sup>	835.81	651.58	77.95
11 <sup>ème</sup>	1199.33	778.00	64.86
10 <sup>ème</sup>	1639.23	1231.32	75.11
9 <sup>ème</sup>	2013.39	1338.77	66.49
8 <sup>ème</sup>	2322.55	1685.93	72.58
7 <sup>ème</sup>	2618.79	1653.68	63.14
6 <sup>ème</sup>	2881.20	2065.48	71.68
5 <sup>ème</sup>	3122.43	1952.44	62.52
4 <sup>ème</sup>	3342.89	2223.85	66.52
3 <sup>ème</sup>	3542.93	2044.37	57.70
2 <sup>ème</sup>	3711.39	2203.96	59.38
1 <sup>er</sup>	3830.10	2054.01	53.62
RDC	3892.647	1997.62	51.31

**Tableau V.15: Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques sens x.**

**Sens-y :**

Etage	V <sub>Tot</sub> (kN)	V <sub>port</sub> (kN)	V <sub>port</sub> (%)
12 <sup>ème</sup>	967.05	678.55	70.16
11 <sup>ème</sup>	1227.87	712.31	58.01
10 <sup>ème</sup>	1662.15	1142.85	68.75
9 <sup>ème</sup>	2036.67	1136.51	55.80
8 <sup>ème</sup>	2355.24	1560.31	66.24
7 <sup>ème</sup>	2634.13	1640.44	62.27
6 <sup>ème</sup>	2891.05	2026.11	70.08
5 <sup>ème</sup>	3134.60	1838.82	58.66
4 <sup>ème</sup>	3359.41	2043.25	60.82
3 <sup>ème</sup>	3561.50	1899.82	53.34
2 <sup>ème</sup>	3734.73	1980.47	53.02
1 <sup>er</sup>	3862.10	1911.78	49.50
RDC	3931.496	2073.70	52.74

**Tableau V.16: Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques sens y.**

On remarque que les portiques reprennent plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

**Remarque :**

Dans la suite les composantes du spectre sont multipliées par  $r_x$  et/ou  $r_y$  selon le cas.

**V.5.7.3. Sections adoptées pour les poteaux après la vérification spécifique aux sollicitations normales :**

NIVEAU	SECTIONS ADOPTEES (CM)	SECTION DES VOILES (CM)
12ème/11ème	35*35	15
10ème/9ème	40*40	15
8ème/7ème	45*45	15
6ème/5ème	50*50	15
4ème/3ème	55*55	15
2ème	60*60	15
1 <sup>ier</sup>	65*65	15
RDC	70*70	15

**Tableau V.17: Sections adoptées pour les éléments verticaux.****V.5.8. Conclusion :**

Etant donné que :

-les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

-les portiques reprennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

**VI.1. LES POTEAUX:****VI.1.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux. Ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- ✓ Section entièrement tendue SET.
- ✓ Section entièrement comprimée SEC.
- ✓ Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

❖ **Situation durable:**

- **Béton:**  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
- **Acier:**  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance FeE400 ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$

❖ **Situation accidentelle:**

- **Béton:**  $\gamma_b=1,15$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
- **Acier:**  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance FeE400 ;  $\sigma_s=400\text{MPa}$

**VI.1.2. Combinaison d'action :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

❖ **Selon BAEL 91 :****VIS -A-VIS de l'E.L.U :**

- $1,35G+1,5Q\dots\dots\dots$  S.D.T

**VIS -A-VIS l'E.L.S:**

- G+Q

❖ **Selon RPA 99/v2003 :**

- G+Q+E..... S.A
- $0,8G\pm E\dots\dots\dots$  S.A

**Avec:**

G: Charges permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

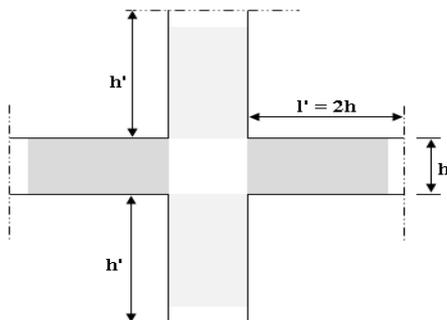
E: Action du séisme.

**A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:**1-  $N^{\max}$ ,  $M_x^{\text{corr}}$ ,  $M_y^{\text{corr}}$ 2-  $M_x^{\max}$ ,  $M_y^{\text{corr}}$ ,  $N^{\text{corr}}$ 3-  $M_y^{\max}$ ,  $M_x^{\text{corr}}$ ,  $N^{\text{corr}}$ 4-  $N^{\min}$ ,  $M_x^{\text{corr}}$ ,  $M_y^{\text{corr}}$ **VI.1.3. Calcul du Ferrailage :****VI.1.3.1. Calcul du Ferrailage Longitudinal :**

Le ferrailage longitudinal des poteaux sera calculé aux états limites ultimes, par le logiciel PROKON par utilisation du règlement **Eurocode 2 - 2004**.

**D'après le RPA 99 (article 7.4.2) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.9 % (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  en zone III.
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

**Fig.VI.1: Zone nodale.**

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$h_e$  : la hauteur d'étage.

❖ Types de Poteaux :

- Poteau d'angle 
- Poteau central. 
- Poteau de rive 

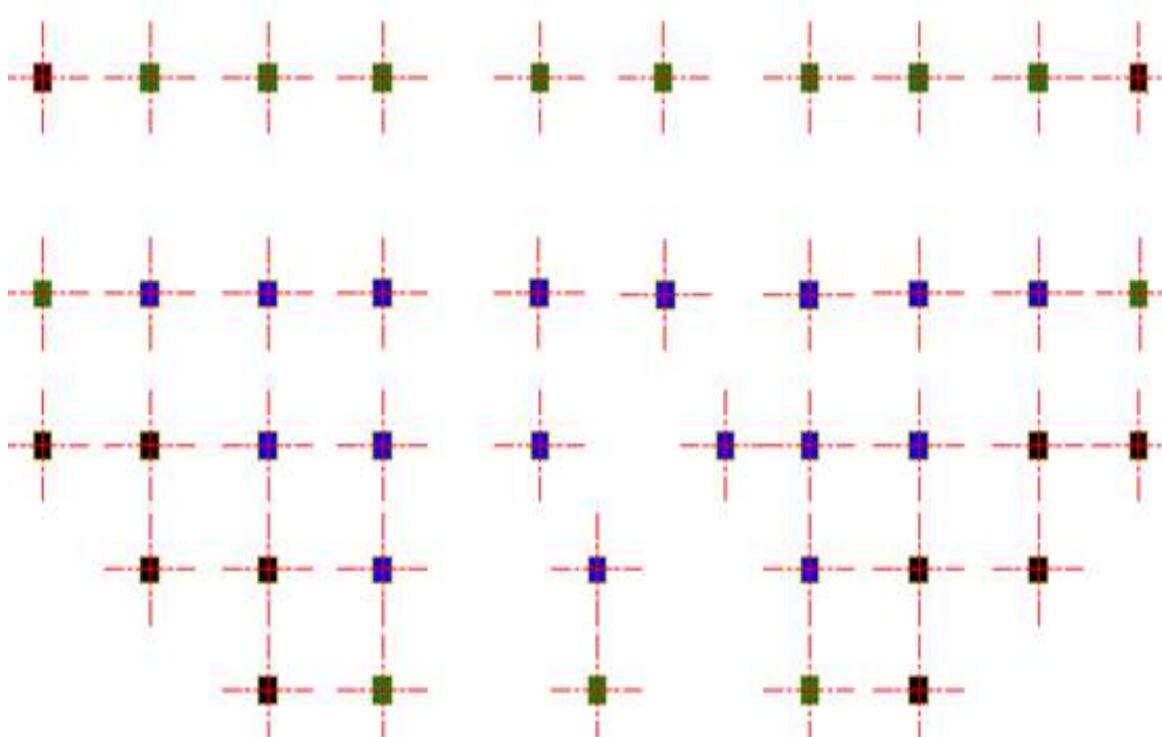


Fig.VI.2: Types des poteaux.

a) Poteau central :• Situation durable ELU :

✓ Combinaison : 1,35G+1,5Q

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	Mx haut (KNm)	My haut (KNm)	Mx bas (KNm)	My bas (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )		$A_s^{\min}$ (RPA) (cm <sup>2</sup> )
						x-x	y-y	
35*35	-18,04	-11,10	13,02	6,80	-11,48	5.00	4.43	11.025
	-409,24	-11,06	4,12	11,19	11,19	2.45	5.00	11.025
	-147,32	32,25	10,27	-17,43	-9,026	3.19	5.00	11.025
	-158,60	-2,085	51,65	0,62	-45,30	5.00	5.73	11.025
40x40	-136,35	-9,574	13,55	5,42	-12,95	6.53	3.20	14.40
	-809,25	-13,36	4,45	12,24	-4,434	3.20	6.53	14.40
	-293,76	26,61	10,49	-18,58	-10,00	3.20	6.53	14.40
	-447,59	-0,693	54,07	0,68	-51,12	6.53	6.53	14.40
45x45	-313,43	-10,92	14,34	2,96	-13,85	8.26	4.05	18.225
	-1229,13	-11,30	4,12	10,19	-4,335	4.05	8.26	18.225
	-531,21	31,74	10,41	-17,85	-10,02	4.05	8.26	18.225
	-746,02	-0,764	58,06	0,88	-54,70	8.26	8.26	18.225
50*50	-523,63	-22,24	-11,56	21,49	9,686	5.00	10.20	22.50
	-1670,73	-6,81	3,34	6,18	-3,917	5.00	10.20	22.50
	-758,09	-36,85	-14,35	35,18	12,16	5.00	10.20	22.50
	-1058,03	-0,415	57,41	0,78	-54,06	10.20	10.20	22.50
55*55	-801,90	-12,74	12,42	-5,63	-12,75	12.34	12.34	27.22
	-2135,37	-0,67	2,21	0,96	-3,244	12.34	12.34	27.22
	-1138,17	41,87	6,31	-12,27	-6,737	12.34	12.34	27.22
	-1388,85	0,48	53,13	0,44	-50,18	12.34	12.34	27.22
60*60	-1119,29	-11,54	10,33	-13,71	-11,04	14.68	14.68	32.40
	-2377,60	3,58	1,88	-1,97	-3,339	7.20	14.68	32.40
	-1506,52	46,45	3,13	-7,51	-4,225	14.68	14.68	32.40
	-1742,58	2,38	46,02	-0,05	-42,64	14.68	14.68	32.40
65*65	-1367,96	-13,76	9,88	-20,74	-13,16	8.45	17.23	38.025
	-2659,41	7,39	0,79	-7,85	-3,698	17.23	17.23	38.025
	-1763,63	55,79	0,95	-7,80	-3,584	17.23	17.23	38.025
	-1995,64	2,40	47,91	-1,46	-50,15	17.23	17.23	38.025
70*70	-1638,36	-19,22	5,4	-24,33	-6,683	9.80	19.99	44.10
	-2967,81	6,78	-0,98	-3,91	-3,219	19.99	19.99	44.10
	-2025,81	57,55	-1,41	22,97	-3,106	9.80	19.99	44.10
	-2136,01	0,90	-34,36	-1,07	12,43	19.99	19.99	44.10

Tableau VI.1: Ferrillages des poteaux centraux situation durable.

- **Situation accidentelle N° 01 :**  
 ✓ Combinaison : G + Q + E

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	Mx haut (KNm)	My haut (KNm)	Mx bas (KNm)	My bas (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
						x-x	y-y	
35*35	181,97	7,6576	47,71	-3,61	-45,63	5.00	4.98	11.025
	-283,94	-14,38	-38,47	7,71	36,79	5.00	2.45	11.025
	-90,58	57,95	35,8408	-49,98	-32,40	16.50	5.00	11.025
	-91,39	-29,53	-82,06	28,48	74,64	5.00	20.57	11.025
40x40	230,53	-18,51	-61,33	10,76	57,68	6.53	5.84	14.40
	-476,62	-21,53	-60,96	13,39	56,75	6.53	3.20	14.40
	-320,24	-89,26	-82,63	84,19	77,27	20.26	6.53	14.40
	-284,66	-54,61	-113,62	50,81	108,10	6.53	19.77	14.40
45x45	234,94	-23.42	-84,30	15,34	78,71	8.26	7.94	18.225
	-768,82	90,76	134,17	-85,11	-127,66	8.26	12.53	18.225
	-408,40	-129,04	-116,12	123,29	109,15	25.59	8.26	18.225
	-571,03	-78,72	-152,21	73,58	144,07	8.26	17.84	18.225
50*50	271,56	-29,86	-92,33	25,38	89,59	10.20	6.50	22.50
	-1236,90	104,05	158,31	-101,21	-154,09	10.20	9.05	22.50
	-164,06	163,62	136,76	-157,17	-130,73	35.64	13.32	22.50
	-973,73	-95,26	-181,58	91,17	172,89	10.20	10.19	22.50
55*55	669,016	-28,75	-89,57	38,82	99,45	12.34	12.34	27.22
	-1823,62	103,00	162,27	-113,61	-171,01	12.34	12.34	27.22
	-79,74	187,19	145,58	-185,16	-145,51	38.34	15.18	27.22
	-1501,07	-99,92	-194,53	102,81	190,79	12.35	6.05	27.22
60*60	1128,18	-23,89	-84,41	53,49	109,72	14.68	7.20	32.40
	-2349,33	12,34	94,28	-68,01	-119,89	14.68	7.20	32.40
	-1507,90	174,80	123,22	-188,79	-145,22	7.20	14.68	32.40
	467,825	-79,77	-170,56	108,43	182,79	14.68	17.72	32.40
65*65	1801,77	-25,35	-55,09	99,05	122,76	17.23	17.23	38.025
	-3285,40	11,43	63,83	-120,31	-134,64	17.23	17.23	38.025
	-3285,40	11,43	63,83	-120,31	-134,64	17.23	17.23	38.025
	583,87	-49,06	-130,39	122,19	191,50	17.23	10.61	38.025
70*70	2780,585	-69,72	-6,90	283,66	224,05	9.80	19.99	44.10
	-4536,802	50,42	11,84	-308,30	-230,14	13.04	19.99	44.10
	-4536,802	50,42	11,84	-308,30	-230,14	13.04	19.99	44.10
	-2753,81	17,76	40,51	-227,59	-243,02	19.99	9.80	44.10

Tableau VI.2: Ferrillages des poteaux centraux situation accidentelle N01.

- **Situation accidentelle N° 02 :**  
✓ Combinaison : G + 0.8E

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	Mx haut (KNm)	My haut (KNm)	Mx bas (KNm)	My bas (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )		$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
						x-x	y-y	
35*35	169,76	-16,16	-36,02	8,90	34,48	5.00	4.35	11.025
	-325,16	33,47	48,33	-29,92	-44,80	5.00	6.28	11.025
	-128,88	65,41	28,87	-56,02	-26,48	15.33	5.00	11.025
	-117,30	-23,61	-84,77	23,78	77,09	5.00	18.82	11.025
40x40	202,67	-20,91	-57,97	12,22	54,46	6.53	6.06	14.40
	-628,91	52,85	68,87	-47,93	-63,14	6.53	5.47	14.40
	-419,72	-89,89	-83,43	86,06	79,25	17.41	6.53	14.40
	-367,95	-49,04	-116,33	45,62	110,56	6.53	17.33	14.40
45x45	168,10	-26,14	-80,71	16,28	75,25	8.26	9.31	18.225
	-955,81	43,79	96,46	-39,63	-89,52	8.26	4.05	18.225
	-535,63	-129,46	-117,14	123,73	109,96	21.38	8.26	18.225
	-718,52	-72,63	-154,70	67,90	146,26	8.26	13.61	18.225
50*50	130,39	-32,75	-89,54	24,65	86,78	10.02	12.30	22.50
	-1497,48	109,37	156,74	-106,00	-153,03	10.02	6.76	22.50
	-349,54	163,82	135,98	-157,16	-130,26	30.04	10.20	22.50
	-1192,39	-88,92	-183,62	85,34	174,61	10.20	10.96	22.50
55*55	463,29	-31,82	-87,16	37,18	96,90	12.34	6.05	27.22
	-2166,11	108,40	161,00	-118,14	-170,37	12.34	12.34	27.22
	-327,02	187,88	145,21	-185,39	-145,56	30.20	12.34	27.22
	-1797,64	-93,52	-196,12	97,02	192,02	12.34	6.05	27.22
60*60	874,27	-26,53	-81,84	50,70	106,80	14.68	14.68	32.40
	-2604,62	9,70	96,85	-70,80	-122,81	14.68	7.49	32.40
	-1825,77	175,94	123,37	-188,99	-146,02	7.20	14.68	32.40
	81,74	-73,17	-171,78	102,19	183,64	14.68	29.11	32.40
65*65	1482,73	-28,44	-52,33	94,52	119,18	17.23	17.23	38.025
	-3606,05	8,34	66,60	-124,84	-138,22	17.23	17.23	38.025
	-2124,86	139,72	90,22	-205,45	-159,69	17.23	17.23	38.025
	139,49	-39,82	-132,61	113,37	192,93	17.26	26.15	38.025
70*70	2395,46	-74,09	-5,43	278,22	222,26	9.80	19.99	44.10
	-4923,92	46,05	13,32	-313,75	-231,93	14.15	19.99	44.10
	-4923,92	46,05	13,32	-313,75	-231,93	14.15	19.99	44.10
	-1999,19	219,14	218,29	-221,14	-245,10	19.99	9.80	44.10

Tableau VI.3: Ferrillages des poteaux centraux situation accidentelle N02.

❖ **Choix d'armatures :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
	x-x	y-y					
35*35	5.00	20.57	11.025	36.75	73.5	8T20+4T14	31.29
40*40	20.26	6.53	14.40	48	96	8T20+4T14	31.29
45*45	25.59	8.26	18.22	60.75	121.5	12T20	37.70
50*50	35.64	13.32	22.50	75	150	8T25+4T16	47.31
55*55	38.34	15.18	27.22	90.75	181.5	8T25+4T16	47.31
60*60	14.68	12.11	32.40	108	216	4T25+8T16	35.72
65*65	17.26	26.15	38.025	126.75	253.5	4T25+8T20	44.77
70*70	19.99	19.99	44.10	147	294	4T25+8T20	44.77

**Tableau VI.4: Choix des armatures des poteaux centraux.**

**Remarque :**

A<sub>s</sub><sup>cal</sup> : La section d'armatures calculée pour la section totale du poteau.

A<sub>s</sub><sup>min</sup> : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau.

A<sub>s</sub><sup>max</sup> : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau.

❖ Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes admissibles sont données par :

❖ Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

❖ Acier :

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8 \xi$

**Avec :**

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	M (KNm)	choix	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
35*35	-11,23	-3,63	P <sub>max</sub>	SPC	5.9	201.63	0.5	15	OK
	-298,45	7,98	P <sub>min</sub>	SEC	38.9	201.63	2.8	15	OK
	-107,65	23,53	My	SPC	37.3	201.63	3.2	15	OK
	-116,03	37,57	Mx	SPC	54.6	201.63	4.9	15	OK
40*40	-99,90	-4,41	P <sub>max</sub>	SEC	11.7	201.63	0.7	15	OK
	-589,08	8,71	P <sub>min</sub>	SEC	54.3	201.63	3.7	15	OK
	-214,1	19,29	My	SEC	33.4	201.63	2.5	15	OK
	-326,25	39,22	Mx	SPC	60.9	201.63	4.7	15	OK
45*45	-229,26	-4,81	P <sub>max</sub>	SEC	17.2	201.63	1.2	15	OK
	-894,26	7,22	P <sub>min</sub>	SEC	60.1	201.63	4.1	15	OK
	-387,30	23,02	My	SEC	37.8	201.63	2.7	15	OK
	-543,43	42,11	Mx	SEC	58.8	201.63	4.3	15	OK
50*50	-392,21	-4,84	P <sub>max</sub>	SEC	19.1	201.63	1.3	15	OK
	-1215,42	4,34	P <sub>min</sub>	SEC	64.5	201.63	4.3	15	OK
	-593,81	26,66	My	SEC	42.5	201.63	3.0	15	OK
	-770,62	41,63	Mx	SEC	58.3	201.63	4.1	15	OK
55*55	-586,09	3,11	P <sub>max</sub>	SEC	26.7	201.63	1.8	15	OK
	-1553,58	-2,34	P <sub>min</sub>	SEC	68.6	201.63	4.6	15	OK
	-830,02	30,40	My	SEC	47.0	201.63	3.3	15	OK
	-1034,7	-36,38	Mx	SEC	58.0	201.63	4.0	15	OK
60*60	-817,85	-8,41	P <sub>max</sub>	SEC	33.0	201.63	2.2	15	OK
	-1730,02	-2,41	P <sub>min</sub>	SEC	65.3	201.63	4.4	15	OK
	-1098,80	33,74	My	SEC	50.7	201.63	3.7	15	OK
	-1269,54	33,35	Mx	SEC	50.7	201.63	3.9	15	OK
65*65	-998,71	-10,04	P <sub>max</sub>	SEC	34.1	201.63	2.3	15	OK
	-1933,61	-5,67	P <sub>min</sub>	SEC	62.9	201.63	4.2	15	OK
	-1285,51	40,26	My	SEC	50.1	201.63	3.4	15	OK
	-1453,31	-36,07	Mx	SEC	54.5	201.63	3.7	15	OK
70*70	-1195,36	-14,02	P <sub>max</sub>	SEC	36.0	201.63	2.4	15	OK
	-2156,90	-2,82	P <sub>min</sub>	SEC	60.6	201.63	4.0	15	OK
	-1476,07	41,59	My	SEC	49.0	201.63	3.3	15	OK
	-1554,09	-24,73	Mx	SEC	48.0	201.63	3.2	15	OK

Tableau VI.5: Vérification des contraintes pour les poteaux centraux.

- **Poteaux de d'angle :**
  - **Situation durable :**
    - ✓ Combinaison : 1,35G+1,5Q

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	Mx haut (KNm)	My haut (KNm)	Mx bas (KNm)	My bas (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (RPA) (cm <sup>2</sup> )
						x-x	y-y	
35*35	35,939	4,8759	-16,158	-4,3625	14,0276	5.00	2.47	11.025
	55,357	-25,1973	-13,688	19,5852	11,3646	6.07	5.00	11.025
	48,557	13,9854	32,4129	10,7618	-28,6535	5.00	7.97	11.025
	207,115	9,2276	23,4169	-8,5379	-22,2482	5.00	2.45	11.025
40x40	152,335	6,3424	-16,2742	-5,9716	14,9135	6.53	3.20	14.40
	201,538	-20,8246	-12,4789	19,4275	11,2731	3.20	6.53	14.40
	206,89	11,4124	33,4366	10,3841	-31,4361	6.53	3.20	14.40
	420,043	10,2506	27,9241	-9,2981	-26,2801	6.53	3.20	14.40
45x45	286,452	8,5063	-16,7604	-7,6977	14,9919	8.26	4.05	18.225
	358,29	-21,8873	-12,4618	20,7739	10,9421	4.05	8.26	18.225
	510,766	12,7679	35,4956	11,6393	-33,4378	8.26	4.05	18.225
	643,911	10,2029	28,5311	-9,0371	-26,707	8.26	4.05	18.225
50*50	434,758	10,317	-15,7339	-8,8418	13,5885	10.20	5.00	22.50
	565,638	-22,3203	15,0641	21,3692	-14,5824	5.00	10.20	22.50
	735,515	11,968	33,0781	10,5736	-30,9876	10.20	5.00	22.50
	879,161	9,5472	25,4303	-8,0297	-23,8064	10.20	5.00	22.50
55*55	592,384	11,4368	-13,5418	-9,041	10,968	12.34	12.34	27.225
	748,86	-22,1256	12,3359	21,6204	-12,4333	12.34	12.34	27.225
	971,224	10,6828	26,8632	-8,8045	-25,1429	12.34	12.34	27.225
	1125,978	8,561	19,2987	-6,2917	-18,234	12.34	12.34	27.225
60*60	754,485	12,0979	-10,1569	-8,0038	6,5236	14.68	14.68	32.40
	936,023	-20,5501	8,987	20,1884	-9,5901	14.68	14.68	32.40
	1218,109	9,4454	17,7228	-6,2955	-16,2314	14.68	14.68	32.40
	1255,288	9,4454	17,7228	-6,2955	-16,2314	14.68	14.68	32.40
65*65	839,864	11,1471	-9,4141	-8,5462	5,5039	8.45	17.23	38.025
	1081,87	-22,8734	7,5334	24,2462	-10,4736	8.45	17.23	38.025
	1367,964	15,7635	14,0062	14,3078	-15,6419	8.45	17.23	38.025
	1402,016	9,1783	13,1243	-7,597	-13,9351	17.23	8.45	38.025
70*70	924,294	5,922	-7,062	-3,301	-0,411	19.99	9.80	44.10
	1144,403	-17,7368	3,5252	7,3655	-5,4986	9.80	19.99	44.10
	1445,131	10,0894	-9,8549	-5,2936	0,8983	19.99	19.99	44.10
	1572,344	5,1105	5,0998	-3,2592	-6,0718	19.99	9.80	44.10

Tableau VI.6: Ferrailages des poteaux d'angle situation durable.

- Situation accidentelle N° 01 :  
 ✓ Combinaison : G + Q + E

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	Mx haut (KNm)	My haut (KNm)	Mx bas (KNm)	My bas (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (RPA) (cm <sup>2</sup> )
						x-x	y-y	
35*35	3,497	28,16	20,5547	-27,038	-19,2185	10.15	5.00	1.025
	46,383	61,6471	33,2234	-53,716	-30,0493	18.44	5.38	1.025
	44,244	44,0927	65,6452	-40,085	-60,0869	7.68	21.73	1.025
	191,287	51,3293	59,7944	-47,301	-56,4113	5.00	17.10	1.025
40x40	36,883	53,1961	54,5346	-50,546	-50,0753	8.28	18.00	14.40
	152,775	81,1551	55,7043	-74,715	-52,7184	19.27	6.53	14.40
	129,084	69,3407	94,0616	-64,602	-88,9377	8.03	24.84	14.40
	409,242	53,1961	54,5346	-50,546	-50,0753	6.53	5.71	14.40
45x45	144,086	82,86	45,819	-79,301	-43,667	15.09	8.26	8.225
	265,616	103,719	83,619	-95,803	-79,444	20.39	8.26	8.225
	210,815	95,510	125,491	-89,099	-118,394	8.26	27.61	8.225
	750,884	79,825	67,492	-76,739	-62,934	4.05	8.26	8.225
50*50	361,772	109,833	54,922	-107,971	-55,975	9.19	10.20	22.50
	384,674	116,828	107,737	-109,682	-104,036	18.69	10.20	22.50
	294,657	13,4411	147,827	-107,424	-140,835	10.20	26.39	22.50
	1202,23	104,6737	75,2446	-103,687	-73,593	5.00	10.20	22.50
55*55	694,446	126,8661	54,6256	-137,349	-68,948	6.05	12.34	7.225
	1406,86	137,922	60,831	-138,390	-66,200	12.34	12.34	7.225
	390,465	119,7784	55,0272	-119,512	-154,027	12.34	21.11	7.225
	1749,228	119,348	71,940	-130,499	-83,434	12.34	12.34	7.225
60*60	890,946	137,311	49,405	-156,267	-82,792	7.20	14.68	32.40
	2024,078	137,311	49,405	-156,267	-82,792	7.20	14.68	32.40
	1232,028	101,574	131,302	-124,099	-152,115	14.68	7.20	32.40
	2042,297	128,569	66,470	-148,120	-95,980	7.20	14.68	32.40
65*65	1079,779	108,965	26,834	-179,326	-100,927	8.45	17.23	8.025
	2342,81	108,965	26,834	-179,326	-100,927	17.23	17.23	8.025
	1368,85	72,9079	97,232	-142,875	-166,020	17.23	17.23	8.025
	2342,81	108,965	26,834	-179,326	-100,927	17.23	17.23	8.025
70*70	1221,416	32,9083	11,315	-246,816	-220,450	9.80	19.99	44.10
	2625,999	32,9083	11,315	-246,816	-220,450	9.80	19.99	44.10
	1365,922	13,862	24,7435	-222,394	-241,879	19.99	9.80	44.10
	2625,999	32,908	11,315	-246,816	-220,450	9.80	19.99	44.10

Tableau VI.7: Ferrillages des poteaux d'angle situation accidentelle N01.

- Situation accidentelle N° 02 :

✓ Combinaison : G + 0.8E

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	Mx haut (KNm)	My haut (KNm)	Mx bas (KNm)	My bas (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (RPA) (cm <sup>2</sup> )
						x-x	y-y	
35*35	25,149	26,3753	34,4028	-25,4021	-31,814	5.00	11.74	11.025
	27,557	58,9004	37,4944	-51,2171	-34,082	19.40	6.91	11.025
	27,079	41,8286	59,5013	-37,8742	-54,409	7.68	20.57	11.025
	146,559	49,1893	53,8543	-45,3319	-50,747	5.38	16.90	11.025
40x40	89,517	51,6581	50,278	-49,0544	-46,060	6.53	16.99	14.40
	88,087	78,2493	61,0241	-72,0202	-57,704	22.05	8.03	14.40
	69,62	66,2931	86,943	-61,7084	-82,163	9.53	25.09	14.40
	354,16	51,6581	50,278	-49,0544	-46,060	6.61	6.53	14.40
45x45	228,819	77,864	63,2538	-74,8796	-58,904	14.48	8.26	18.225
	153,07	100,7476	89,4706	-93,1089	-84,771	24.06	8.58	18.225
	106,745	91,9413	117,8774	-85,7784	-111,191	10.48	28.87	18.225
	661,388	77,864	63,2538	-74,8796	-58,904	4.16	8.26	18.225
50*50	468,293	107,8056	57,8433	106,2135	-58,387	6.76	10.20	22.50
	222,475	113,9806	113,2842	107,2006	-108,91	23.96	10.20	22.50
	142,961	109,6341	140,594	-103,969	-133,996	10.20	29.31	22.50
	1076,402	102,4289	71,4319	-101,649	-69,898	5.00	10.20	22.50
55*55	832,958	124,6469	57,0703	-135,655	-70,790	6.05	12.34	27.225
	1279,822	135,3	64,0957	-136,336	-68,838	12.34	12.34	27.225
	187,685	115,9398	148,8963	-116,171	-148,187	12.34	26.37	27.225
	1586,752	116,9774	68,8867	-128,5481	-80,364	12.34	12.34	27.225
60*60	1045,294	134,4702	51,882	-154,410	-84,434	7.20	14.68	32.40
	1864,222	134,4702	51,882	-154,410	-84,434	7.20	14.68	32.40
	968,822	97,6937	126,8017	-120,888	-147,704	14.68	7.20	32.40
	1864,222	134,4702	51,882	-154,410	-84,434	7.20	14.68	32.40
65*65	1251,57	106,1985	29,3222	-177,191	-102,357	8.45	17.23	38.025
	2164,554	106,1985	29,3222	-177,191	-102,357	17.23	17.23	38.025
	1067,238	68,2035	93,1184	-138,586	-161,490	17.23	8.45	38.025
	2164,554	106,1985	29,3222	-177,191	-102,357	17.23	17.23	38.025
70*70	1409,872	31,4894	13,1843	-245,944	-220,303	9.80	19.99	44.10
	2427,547	31,4894	13,1843	-245,944	-220,303	9.80	19.99	44.10
	1013,979	12,3736	23,2211	-221,418	-240,151	19.99	10.93	44.10
	2427,547	31,4894	13,1843	-245,944	-220,303	9.80	19.99	44.10

Tableau VI.8: Ferrailages des poteaux d'angle situation accidentelle N01.

❖ **Choix d'armatures :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )		$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ Z.C)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
	x-x	y-y					
35*35	7.68	21.73	11.025	36.75	73.5	8T20+4T14	31.29
40*40	9.53	25.09	14.40	48	96	12T20	37.70
45*45	10.48	28.87	18.22	60.75	121.5	4T25+8T20	44.77
50*50	10.20	29.31	22.5	75	150	4T25+8T20	44.77
55*55	12.34	26.37	27.22	90.75	181.5	4T25+8T20	44.77
60*60	14.68	14.68	32.4	108	216	4T25+8T20	44.77
65*65	17.23	17.23	38.025	126.75	253.5	4T25+8T20	44.77
70*70	19.99	19.99	44.1	147	294	4T25+8T20	44.77

**Tableau VI.9: Choix des armatures des poteaux d'angle.**

**Remarque :**

$A_s^{cal}$  : La section d'armatures calculée pour la section totale du poteau.

$A_s^{min}$  : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau.

$A_s^{max}$  : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau.

❖ Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes admissibles sont données par :

❖ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

❖ **Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

**Avec :**

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 201.63MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	M (KNm)	choix	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
35*35	26,295	-11,7761	P <sub>max</sub>	SPC	18.1	201.63	1.7	15	OK
	151,412	-16,1419	P <sub>min</sub>	SPC	34.5	201.63	2.7	15	OK
	35,419	23,4434	My	SPC	34.1	201.63	3.3	15	OK
	40,53	-18,4308	Mx	SPC	28.3	201.63	2.7	15	OK
40*40	111,485	-11,8453	P <sub>max</sub>	SPC	17.8	201.63	1.3	15	OK
	306,705	-19,0583	P <sub>min</sub>	SEC	38.0	201.63	2.8	15	OK
	150,835	24,165	My	SPC	31.8	201.63	2.5	15	OK
	147,319	-15,1635	Mx	SPC	23.1	201.63	1.7	15	OK
45*45	209,667	-12,1949	P <sub>max</sub>	SEC	19.2	201.63	1.4	15	OK
	470,072	-19,3613	P <sub>min</sub>	SEC	38.7	201.63	2.7	15	OK
	372,679	25,7366	My	SEC	36.4	201.63	2.6	15	OK
	261,886	-15,9364	Mx	SEC	24.4	201.63	6.9	15	OK
50*50	318,3	-11,4462	P <sub>max</sub>	SEC	20.9	201.63	1.5	15	OK
	641,864	-17,2517	P <sub>min</sub>	SEC	39.7	201.63	2.7	15	OK
	536,693	23,975	My	SEC	37.3	201.63	2.6	15	OK
	413,314	-16,2493	Mx	SEC	27.8	201.63	1.9	15	OK
55*55	433,853	-9,8512	P <sub>max</sub>	SEC	21.9	201.63	1.5	15	OK
	822,243	-13,2049	P <sub>min</sub>	SEC	39.7	201.63	2.7	15	OK
	708,831	19,4608	My	SEC	37.0	201.63	2.5	15	OK
	547,365	-16,1091	Mx	SEC	28.9	201.63	2.0	15	OK
60*60	552,796	8,8116	P <sub>max</sub>	SEC	22.8	201.63	1.5	15	OK
	916,816	-11,7344	P <sub>min</sub>	SEC	36.9	201.63	2.5	15	OK
	889,276	12,8222	My	SEC	36.2	201.63	2.5	15	OK
	684,437	-14,948	Mx	SEC	29.3	201.63	2.0	15	OK
65*65	615,355	8,0978	P <sub>max</sub>	SEC	21.4	201.63	1.4	15	OK
	1023,511	-10,0505	P <sub>min</sub>	SEC	34.9	201.63	2.3	15	OK
	791,309	17,5009	My	SEC	29.2	201.63	2.0	15	OK
	966,85	11,3382	Mx	SEC	33.4	201.63	2.2	15	OK
70*70	677,301	-5,1139	P <sub>max</sub>	SEC	19.8	201.63	1.3	15	OK
	1147,699	-4,3792	P <sub>min</sub>	SEC	32.8	201.63	2.2	15	OK
	1054,64	7,2675	My	SEC	30.8	201.63	2.1	15	OK
	836,504	-12,807	Mx	SEC	25.7	201.63	1.7	15	OK

Tableau VI.10: Vérification des contraintes pour les poteaux d'angle.

c) Poteaux de rive :

## • Situation durable :

✓ Combinaison : 1,35G+1,5Q

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	Mx haut (KNm)	My haut (KNm)	Mx bas (KNm)	My bas (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
						x-x	y-y	
35*35	85,769	10,5138	-41,2647	0,117	36,5633	5.00	6.98	11.025
	121,294	-50,204	13,2883	32,391	-10,6504	8.40	5.00	11.025
	87,181	10,9632	49,3563	-43,868	-43,8681	6.15	15.14	11.025
	362,388	-26,5516	2,9701	22,311	-2,9245	2.45	5.00	11.025
40x40	305,897	-34,5397	-15,456	32,082	14,1666	3.20	6.53	14.40
	305,897	-34,5397	-15,456	32,082	14,1666	3.20	6.53	14.40
	383,309	-7,0433	52,5826	7,212	-49,5877	6.53	3.20	14.40
	827,383	-25,9162	3,1324	24,164	-3,209	3.20	6.53	14.40
45x45	526,44	-36,07	-15,7825	34,015	14,0116	4.05	8.26	18.225
	526,44	-36,07	-15,7825	34,015	14,0116	4.05	8.26	18.225
	676,755	-9,0906	55,039	8,869	-51,5383	8.26	4.05	18.225
	1294,337	-27,669	2,8123	26,096	-3,1214	4.05	8.26	18.225
50*50	758,09	-36,8559	-14,3551	35,189	12,1646	5.00	10.20	22.50
	758,09	-36,8559	-14,3551	35,189	12,1646	5.00	10.20	22.50
	976,999	-10,0888	51,9964	10,048	-48,5185	10.20	5.00	22.50
	1771,272	-28,1951	2,1569	27,179	-2,8135	5.09	10.20	22.50
55*55	1001,503	-36,6538	-11,7011	35,634	9,0657	12.34	12.34	27.225
	1001,503	-36,6538	-11,7011	35,634	9,0657	12.34	12.34	27.225
	1291,509	-10,4618	44,8592	10,491	-41,8322	12.34	12.34	27.225
	2264,213	-28,9219	1,2193	32,513	-2,2951	12.34	12.34	27.225
60*60	1257,244	-34,9249	-8,0306	34,058	4,4341	14.68	14.68	32.40
	1287,315	-35,3217	9,5783	34,029	-9,5864	14.68	14.68	32.40
	1626,659	-7,098	34,5543	-2,275	-31,1599	14.68	7.20	32.40
	2520,427	-25,1149	0,8565	4,040	-2,3975	14.68	14.68	32.40
65*65	1403,438	-40,1605	-7,0788	42,625	3,0162	8.45	17.23	38.025
	2138,431	-48,9808	5,5422	48,602	-8,8211	17.23	17.23	38.025
	1800,989	16,0067	31,8275	-11,576	-33,2345	17.23	8.45	38.025
	2688,328	18,9265	-0,2314	-2,626	-11,604	17.23	17.23	38.025
70*70	1556,506	-30,689	-5,4606	13,826	-1,2854	9.80	19.99	44.10
	2314,724	-33,5996	2,5435	15,044	-5,0383	9.80	19.99	44.10
	1878,534	6,4454	-21,8753	-3,674	6,6164	19.99	9.80	44.10
	2882,359	4,8569	-1,6907	-3,012	-2,8475	9.80	19.99	44.10

Tableau VI.11: Ferrillages des poteaux de rive situation durable.

- Situation accidentelle N° 01 :  
 ✓ Combinaison : G + Q + E

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	Mx haut (KNm)	My haut (KNm)	Mx bas (KNm)	My bas (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
						x-x	y-y	
35*35	49,241	30,183	9,8959	-17,9285	-9,2633	6.61	5.00	11.025
	92,841	-71,816	-56,3774	52,6417	49,5611	23.67	8.63	11.025
	51,235	30,753	76,5703	-18,5595	-68,3081	5.00	20.96	11.025
	296,962	0,411	46,8269	-0,362	-43,2891	5.00	5.00	11.025
40x40	154,205	19,504	47,2802	-15,5273	-43,7594	6.53	5.47	14.40
	292,107	-69,696	-69,586	62,138	64,1996	15.33	6.53	14.40
	208,171	27,044	99,5788	-22,3303	-93,1017	6.53	14.60	14.40
	699,588	12,093	66,5608	-9,1064	-60,8827	6.53	3.20	14.40
45x45	247,971	28,087	65,6654	-23,6416	-61,2405	8.26	5.11	18.225
	519,816	-80,484	-88,442	73,0523	81,455	8.26	9.60	18.225
	331,538	35,494	124,4896	-30,8437	-116,189	8.26	13.02	18.225
	1128,295	53,702	70,5864	-17,081	-76,7273	8.26	4.05	18.225
50*50	339,05	32,068	79,1003	-29,3798	-76,1415	10.20	5.00	22.50
	766,627	-85,600	-99,8225	80,4894	93,692	10.20	5.00	22.50
	431,964	40,516	139,4842	-37,8004	-131,610	10.20	10.20	22.50
	1581,2	23,781	87,6306	-24,9794	-85,179	10.20	5.00	22.50
55*55	433,972	29,814	82,7312	-34,5327	-87,6035	12.34	6.05	27.225
	457,113	-83,045	-99,6321	86,2701	100,687	12.34	8.48	27.225
	521,883	40,020	141,4544	-45,1493	139,9452	12.34	6.05	27.225
	2052,673	19,826	81,3439	-31,9379	-92,5682	12.34	12.34	27.225
60*60	257,191	23,072	68,6059	-58,9489	-99,1883	14.68	9.36	32.40
	424,753	-57,386	-73,3569	92,2754	100,8791	14.68	8.12	32.40
	1353,82	32,509	108,4091	-70,3711	-131,437	14.68	7.20	32.40
	1613,413	25,853	73,6388	-68,0639	-102,096	14.68	7.20	32.40
65*65	613,981	-12,094	38,6607	-62,5038	-113,225	17.23	8.45	38.025
	1786,938	-11,790	41,8805	-64,4555	-116,259	17.23	17.23	38.025
	1937,337	25,517	86,6261	-96,5325	157,7029	17.23	17.23	38.025
	2463,883	27,205	44,2668	-96,9621	-117,364	17.23	17.23	38.025
70*70	672,226	35,407	-3,5301	-216,322	-230,249	19.99	21.01	44.10
	749,831	-52,109	13,9125	227,5227	215,161	18.49	19.99	44.10
	2110,189	34,678	25,424	-212,227	-243,651	19.99	9.80	44.10
	2642,817	34,154	9,2539	-213,297	-230,598	19.99	9.80	44.10

Tableau VI.12: Ferrailages des poteaux de rive situation accidentelle N01.

- Situation accidentelle N° 02 :

✓ Combinaison : G + 0.8E

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	Mx haut (KNm)	My haut (KNm)	Mx bas (KNm)	My bas (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (RP4) (cm <sup>2</sup> )
						x-x	y-y	
35*35	32,848	16,8273	36,519	-14,1899	-32,0387	5.00	9.85	11.025
	71,699	-64,4445	-53,074	48,0401	46,6046	22.51	8.83	11.025
	34,982	29,6289	63,5979	-20,5298	-56,5708	5.00	18.17	11.025
	208,499	11,6896	46,0877	-10,0446	-42,5618	5.00	4.73	11.025
40x40	84,849	28,0458	51,6419	-23,4962	-47,7739	6.53	11.42	14.40
	266,692	-62,7659	-68,6137	55,7865	63,2173	6.53	14.55	14.40
	113,985	31,5474	85,2559	-26,7095	-79,5936	6.53	16.99	14.40
	482,471	23,3169	65,7669	-19,5263	-60,0737	6.53	3.20	14.40
45x45	127,547	37,071	70,1206	-32,1201	-65,2184	8.26	12.53	18.225
	483,072	-74,1827	-86,9323	67,1279	80,0036	8.26	9.65	18.225
	161,515	40,6037	109,4677	-35,699	-102,1436	8.26	17.98	18.225
	783,062	31,1224	80,0785	-28,0879	-74,3157	8.26	4.05	18.225
50*50	165,775	41,2684	83,1333	-38,1711	-79,5894	10.20	11.51	22.50
	716,06	-79,4377	-97,3708	74,5467	91,4711	10.20	5.00	22.50
	185,284	45,7992	125,3437	-42,8759	-118,453	10.20	17.45	22.50
	1105,733	35,5667	87,0574	-36,1757	-84,4463	10.20	5.00	22.50
55*55	172,845	45,7062	91,7121	-50,3046	-94,6156	12.34	12.03	27.225
	340,033	-76,471	-95,9494	79,8934	97,515	12.34	10.80	27.225
	195,512	45,211	129,3715	-50,1113	-128,72	12.34	15.45	27.225
	1442,905	31,6691	80,9982	-44,8093	-91,9505	12.34	12.34	27.225
60*60	185,36	33,1219	79,6412	-71,2002	-107,853	14.68	13.77	32.40
	424,753	-57,3867	-73,3569	92,2754	100,879	14.68	8.12	32.40
	1353,82	32,5099	108,4091	-70,3711	-131,437	14.68	7.20	32.40
	1613,413	25,8534	73,6388	-68,0639	-102,096	14.68	7.20	32.40
65*65	184,215	20,7997	52,1298	-94,7362	-123,8548	17.23	15.94	38.025
	467,051	-37,4718	-43,754	114,7842	113,3737	8.51	17.23	38.025
	1488,676	20,6324	77,3094	-93,1079	-148,167	17.23	17.23	38.025
	1743,884	21,3145	44,3266	-93,5636	-116,6522	17.23	17.23	38.025
70*70	202,016	33,6813	2,6753	-215,279	-232,153	19.99	34.97	44.10
	380,215	-42,9558	-12,3671	223,4456	215,4855	28.76	19.99	44.10
	1624,688	32,972	19,9044	-211,159	-240,058	19.99	9.80	44.10
	1877,699	33,0365	9,7186	-212,522	-229,810	19.99	9.80	44.10

Tableau VI.13: Ferrillages des poteaux de rive situation accidentelle N02.

❖ **Choix d'armatures :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )		$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
	x-x	y-y					
35*35	23.67	8.63	11.025	36.75	73.5	4T25+8T16	35.72
40*40	16.99	6.53	14.40	48	96	12T16	24.13
45*45	8.26	17.98	18.22	60.75	121.5	4T20+8T16	28.65
50*50	10.20	17.45	22.5	75	150	4T20+8T16	28.65
55*55	12.34	15.45	27.22	90.75	181.5	4T20+8T16	28.65
60*60	14.68	14.68	32.4	108	216	4T25+8T20	44.77
65*65	17.23	17.23	38.025	126.75	253.5	4T25+8T20	44.77
70*70	19.99	34.97	44.1	147	294	12T25	58.90

Tableau VI.14: Choix des armatures des poteaux de rive.

❖ **Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes admissibles sont données par :

❖ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

❖ **Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec :

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm <sup>2</sup> )	P (KN)	M (KNm)	choix	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
35*35	63,067	-29,8747	P <sub>max</sub>	SPC	59.3	201.63	3.6	15	OK
	263,467	15,616	P <sub>min</sub>	SEC	39.8	201.63	3.0	15	OK
	64,102	35,7516	My	SPC	74.6	201.63	4.2	15	OK
	88,743	-36,7626	Mx	SPC	69.6	201.63	4.4	15	OK
40*40	223,156	-25,0958	P <sub>max</sub>	SPC	41.1	201.63	3.1	15	OK
	599,37	16,9228	P <sub>min</sub>	SEC	63.6	201.63	4.5	15	OK
	278,59	38,0168	My	SPC	59.1	201.63	4.6	15	OK
	223,156	-25,0958	Mx	SPC	41.4	201.63	3.1	15	OK
45*45	383,894	-26,1985	P <sub>max</sub>	SEC	40.9	201.63	3.0	15	OK
	936,843	18,3105	P <sub>min</sub>	SEC	71.6	201.63	4.9	15	OK
	491,334	39,7888	My	SEC	56.3	201.63	4.1	15	OK
	383,894	-26,1985	Mx	SEC	40.9	201.63	3.0	15	OK
50*50	552,839	-26,7664	P <sub>max</sub>	SEC	42.4	201.63	3.0	15	OK
	1281,617	19,1087	P <sub>min</sub>	SEC	77.6	201.63	5.3	15	OK
	709,14	37,5962	My	SEC	55.9	201.63	4.0	15	OK
	552,839	-26,7664	Mx	SEC	42.4	201.63	3.0	15	OK
55*55	730,489	-26,6152	P <sub>max</sub>	SEC	42.9	201.63	3.0	15	OK
	1638,005	22,9335	P <sub>min</sub>	SEC	82.4	201.63	5.6	15	OK
	937,382	32,4523	My	SEC	54.4	201.63	3.8	15	OK
	730,489	-26,6152	Mx	SEC	42.9	201.63	3.0	15	OK
60*60	917,276	-25,3232	P <sub>max</sub>	SEC	40.7	201.63	2.8	15	OK
	1823,268	2,7481	P <sub>min</sub>	SEC	67.7	201.63	4.5	15	OK
	1180,651	25,0082	My	SEC	67.7	201.63	4.5	15	OK
	939,045	-25,6091	Mx	SEC	41.6	201.63	2.8	15	OK
65*65	1023,36	-28,821	P <sub>max</sub>	SEC	39.2	201.63	2.7	15	OK
	1945,393	-8,3556	P <sub>min</sub>	SEC	63.9	201.63	4.3	15	OK
	1308,088	-23,9593	My	SEC	47.1	201.63	3.2	15	OK
	1552,067	-35,1413	Mx	SEC	57.4	201.63	3.9	15	OK
70*70	1134,535	-22,0744	P <sub>max</sub>	SEC	35.0	201.63	2.4	15	OK
	2086,78	-2,1843	P <sub>min</sub>	SEC	57.4	201.63	3.8	15	OK
	1364,091	-15,7804	My	SEC	40.1	201.63	2.7	15	OK
	1679,938	-24,1691	Mx	SEC	50.3	201.63	3.4	15	OK

Tableau VI.15: Vérification des contraintes pour les poteaux de rive.

**VI.1.3.2. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :****a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  (C.B.A.93 art 5.1.1)

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  ..... Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon RPA99/version 2003 (art 7.4.3.2)

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  ..... si l'élançement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... si l'élançement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élançement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
35*35	52.9	0.47	6.12	0.075	1.875	2.50	OK
40*40	74.15	0.51	5.35	0.075	1.875	2.50	OK
45*45	98.35	0.53	4.76	0.040	1.00	2,50	OK
50*50	117.05	0.52	4.28	0.040	1.00	2,50	OK
55*55	126.80	0.46	3.89	0.040	1.00	2,50	OK
60*60	116.08	0.35	3.57	0.040	1.00	2,50	OK
65*65	106.29	0.27	3.29	0.040	1.00	2,50	OK
70*70	70.92	0.16	4.08	0.040	1.00	2,50	OK

Tableau.VI.16: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

**b) Ferrailage transversal des poteaux :**

(Art 7.4.2.2 RPA99/version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$  ..... Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$  ..... Zone courante (zone III).

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme

suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400\text{MPa}$  (FeE40).

❖ Exemple de calcul :Espacement :

D'après le RPA 99 article 7.4.22.

La valeur maximale est fixée comme suit :

En zone nodale : (zone III)

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

On prend une valeur de  $S_t=10\text{cm}$

Calcul de  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3,06 \times 100}{35} = 6.12 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Détermination de  $A_t$  :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{a \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u}{A \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 52.9 \cdot 10^3 \times 100}{350 \times 400} = 0.944 \text{cm}^2$$

$A_t = 0.944 \text{ cm}^2$  soit 3cadres T8  $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$

Vérification des cadres des armatures minimales :

Soit la quantité d'armature minimale :

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas } \lambda_g = 5 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} = 0.674\% \geq 0.3\%$$

Alors la condition est vérifiée.

- **En zone courante : (zone III)**

$$S_t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\Phi)$$

$\Phi$ : diamètre minimal longitudinal

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

Calcul de  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{A} = \frac{0.7 \times 3.06 \times 100}{35} = 6.12 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Détermination de  $A_t$  :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u}{a \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 52.9 \times 10^3 \times 150}{350 \times 400} = 141.69 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 3 \Phi 8 \text{ } A_t = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des cadres des armatures minimales :**

Soit la quantité d'armature minimale :

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas } \lambda_g = 5 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} = 0.449\% \geq 0.3\%$$

Alors la condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_{\max} = 52.9 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = 0.479 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \text{min} (0.10 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau < \bar{\tau}$  Conditions vérifiées.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux centraux :

Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
35*35	8T20+4T14	20	10	15
40*40	8T20+4T14	20	10	15
45*45	12T20	20	10	15
50*50	8T25+4T16	25	10	15
55*55	8T25+4T16	25	10	15
60*60	4T25+8T16	25	10	15
65*65	4T25+8T20	25	10	15
70*70	4T25+8T20	25	10	15

**Tableau VI.17: Espacements maximales (poteau central) selon RPA.**

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux d'angles :

Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
35*35	8T20+4T14	20 et 14	10	15
40*40	12T20	20	10	15
45*45	4T25+8T20	25 et 20	10	15
50*50	4T25+8T20	25 et 20	10	15
55*55	4T25+8T20	25 et 20	10	15
60*60	4T25+8T20	25 et 20	10	15
65*65	4T25+8T20	25 et 20	10	15
70*70	4T25+8T20	25 et 20	10	15

**Tableau VI.18: Espacements maximales (poteau d'angle) selon RPA.**

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux de rives :

Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
35*35	4T25+8T16	25 et 16	10	15
40*40	12T16	16	10	15
45*45	4T20+8T16	20 et 16	10	15
50*50	4T20+8T16	20 et 16	10	15
55*55	4T20+8T16	20 et 16	10	15
60*60	4T25+8T20	25 et 20	10	15
65*65	4T25+8T20	25 et 20	10	15
70*70	12T25	25	10	15

**Tableau V.19 : Espacements maximales (poteau de rive) selon RPA.**

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
35*35	2.142	6.12	2.50	52.9	N	10	0.94	3T10	2.36
					C	15	1.41	3T10	2.36
40*40	2.142	5.35	2.50	74.15	N	10	1.15	3T10	2.36
					C	15	1.73	3T10	2.36
45*45	2.142	4.76	3,75	98.35	N	10	1.36	3T10	2.36
					C	15	2.04	3T10	2.36
50x50	2.142	4.28	3,75	117.05	N	10	1.46	3T10	2.36
					C	15	2.19	3T10	2.36
55x55	2.142	3.89	3,75	126.8	N	10	1.44	3T10	2.36
					C	15	2.16	3T10	2.36
60*60	2.142	3.57	3,75	116.08	N	10	1.20	3T10	2.36
					C	15	1.81	3T10	2.36
65*65	2.142	3.29	3.75	106.29	N	10	1.02	3T10	2.36
					C	15	1.53	3T10	2.36
70*70	2.856	4.08	3.75	70.92	N	10	0.63	3T10	2.36
					C	15	0.94	3T10	2.36

**Tableau.VI.20: Choix d'armatures transversales pour les poteaux.**

- **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :L<sub>r</sub>=50Ø<sub>1</sub> en zone III.

Pour :

T25.....L<sub>r</sub>=125 cm

T20.....L<sub>r</sub>=100 cm

T16.....L<sub>r</sub>=80 cm

T14.....L<sub>r</sub>=70 cm

**VI.1.3.3. Ferrailage des poteaux du sous-sol :**

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- $B_r$  : Section réduite du poteau considéré ( $B_r=(a-2)(b-2)$ )  $\text{cm}^2$   
 $B_r=4624 \text{ cm}^2$
- $\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .
- $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.
- $B$  : Section du poteau ( $B=a \times b$ ).
- $N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.
- La longueur de flambement  $L_f=0,7l_0$ .

**a) Calcul de l'effort normal pondéré :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de :

$$G_{\text{total}}=2422.938 \text{ KN}$$

$$Q=304.272 \text{ kN}$$

$$N_{u1} = 1,35G+1,5Q = 3727.37 \text{ kN}$$

b) Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 18.76 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,40 \cdot 10^2}{18.86} = 12.68 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $Br = (70 - 2)^2 = 4624 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{3727.37 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{4624 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -117.07 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

 $A_s^{\min} = 0,9\%B$  selon RPA99 version 2003
❖ CONCLUSION :

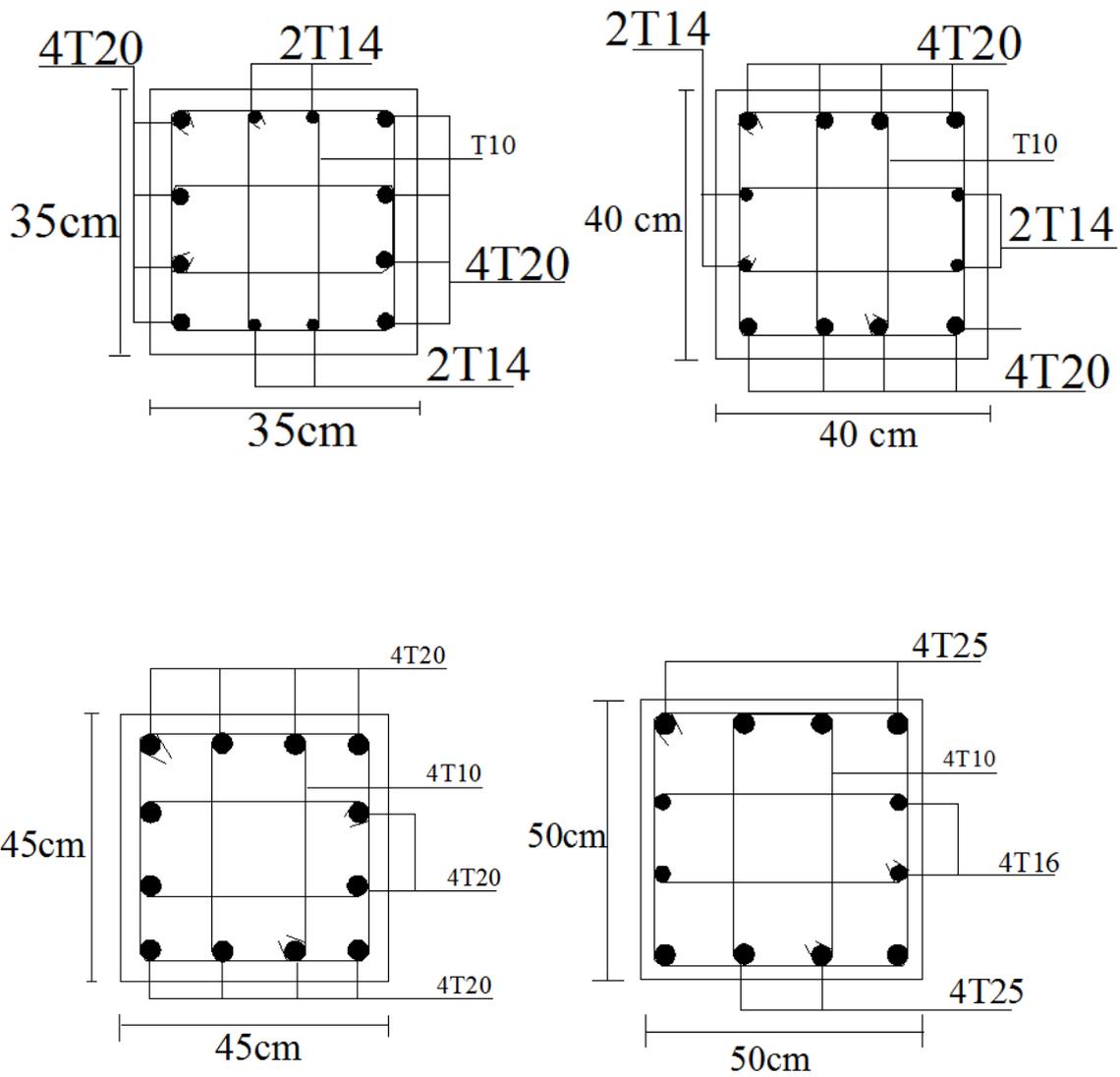
Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donné une section inférieur à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferrailage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC, soit :

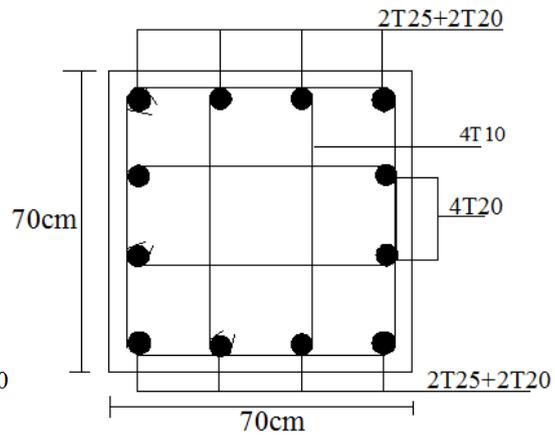
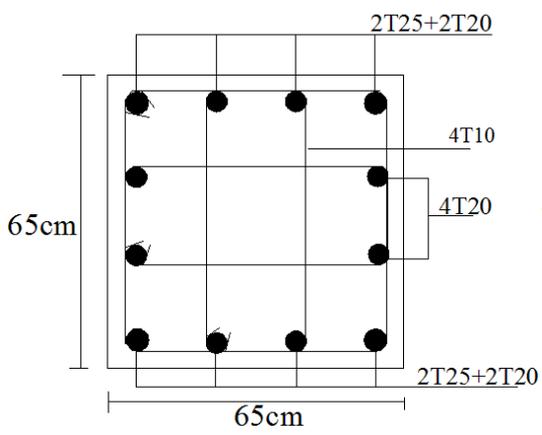
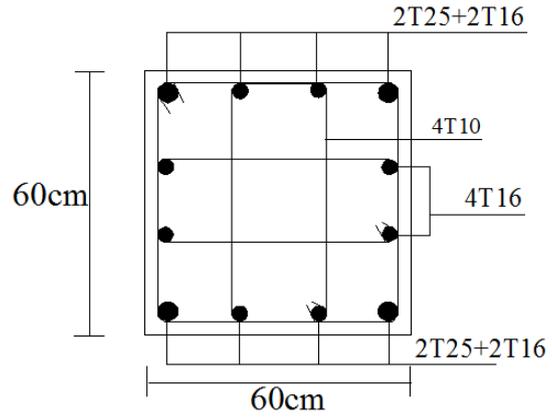
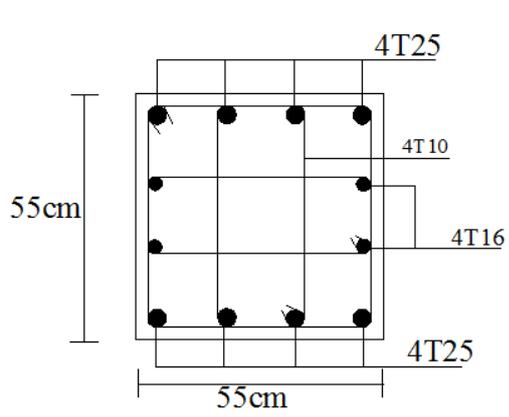
section	$A_s^{\text{cal}}$	$A_s^{\text{min}}$	Chois	$A_s^{\text{adopté}}$
$\text{cm}^2$	$\text{cm}^2$	$\text{cm}^2$		$\text{cm}^2$
70*70	-117.07	44.1	12T25	58.90

Tableau.VI.21: Ferrailage des Poteaux du Sous-sol.

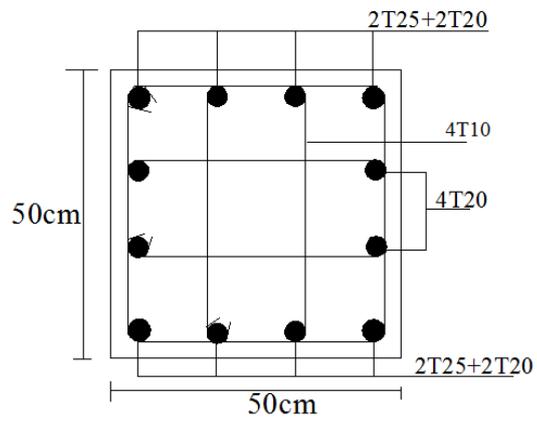
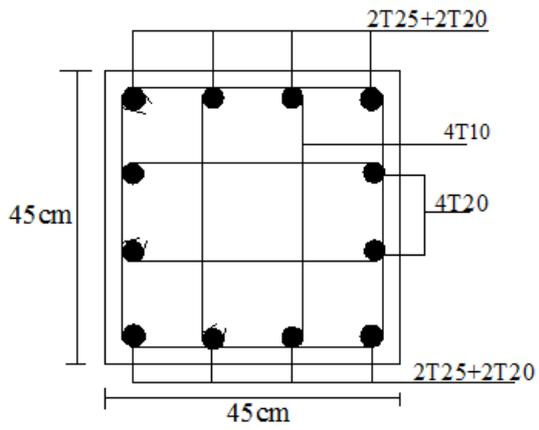
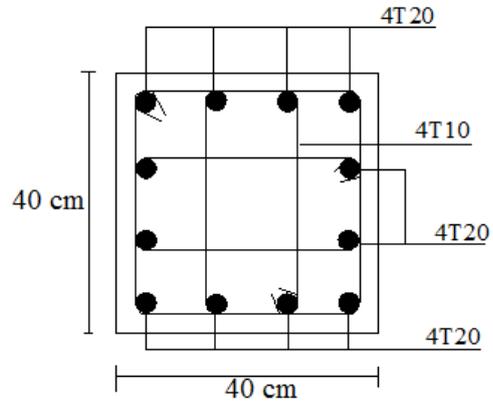
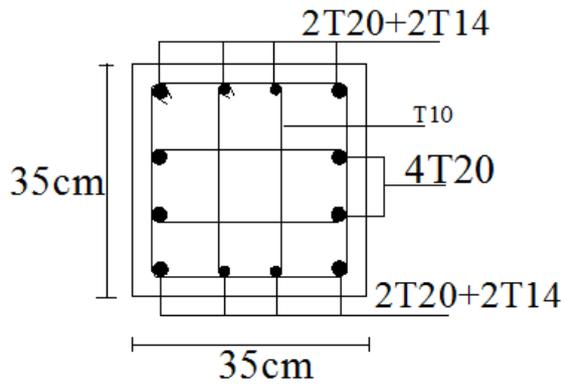
VI.1.3.4. Dessin de ferrailage :

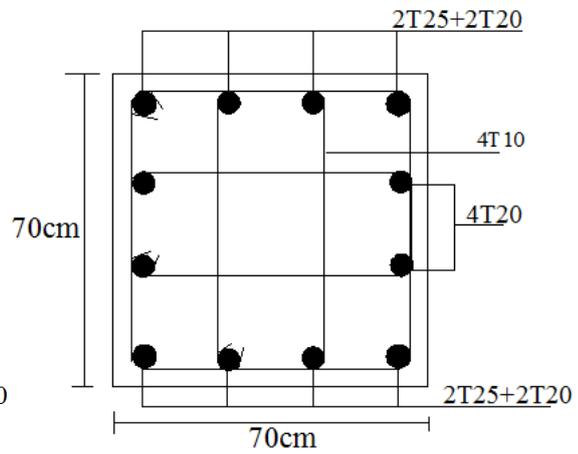
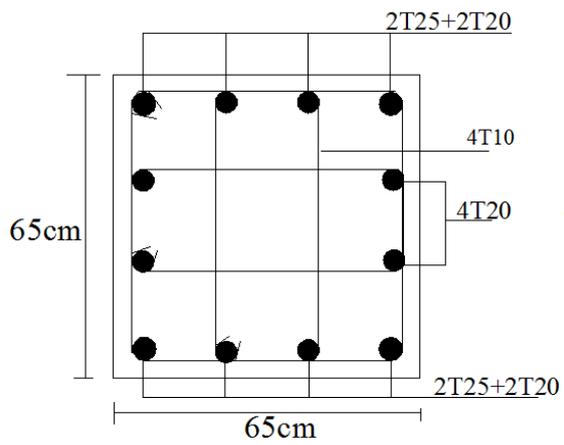
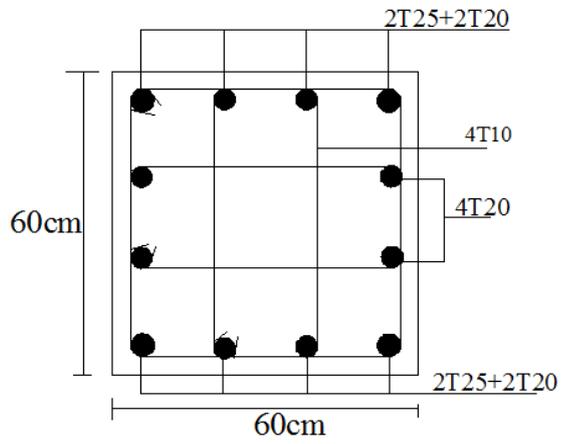
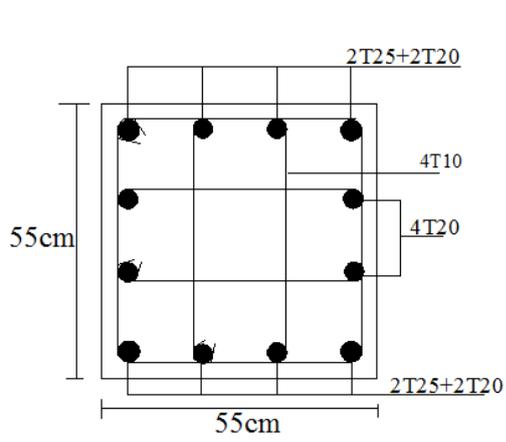
❖ Poteaux central :



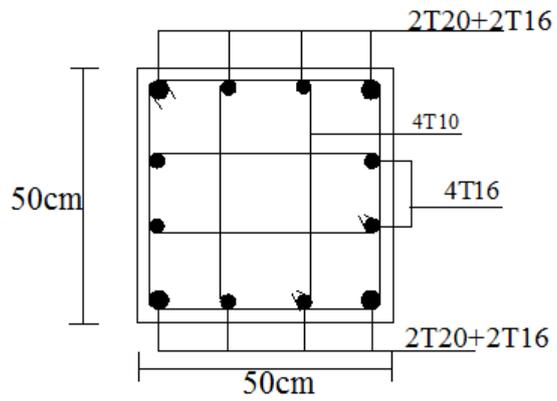
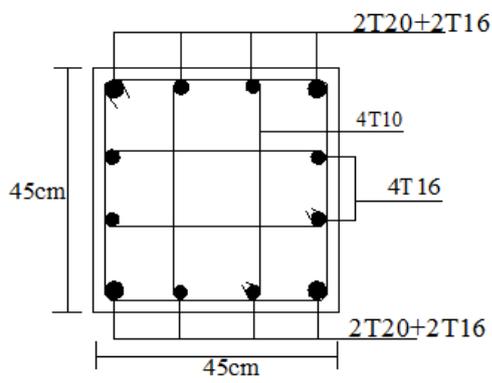
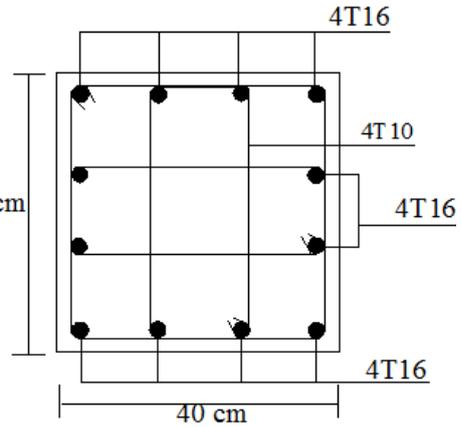
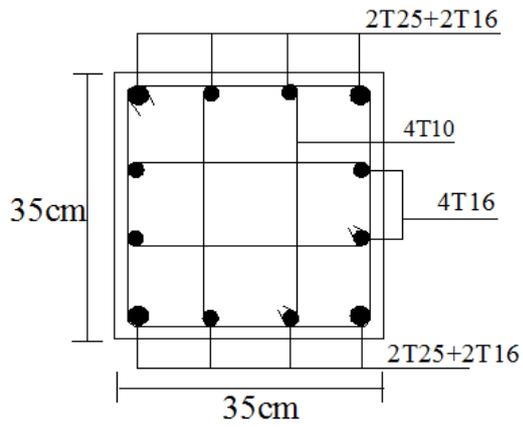


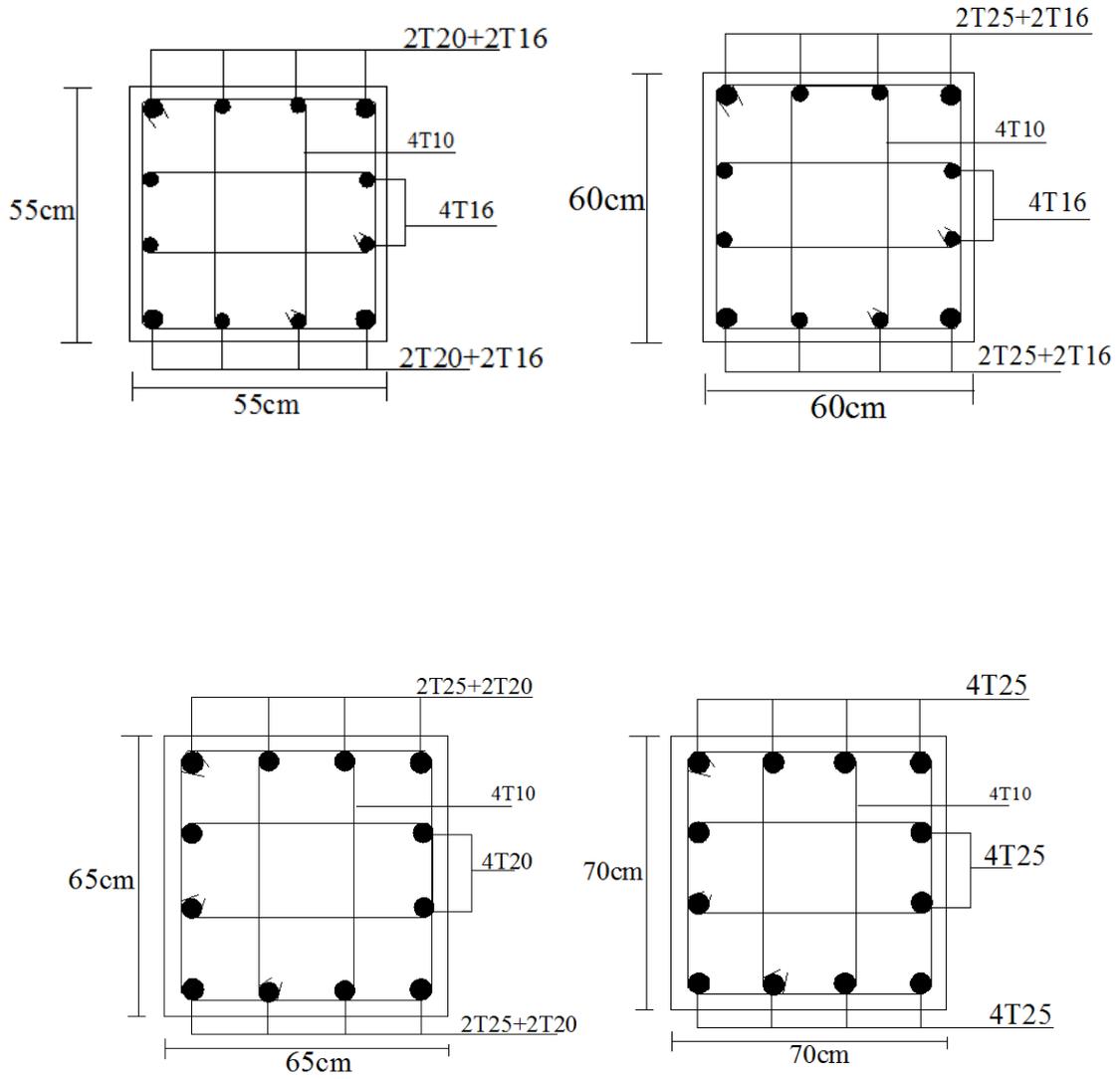
❖ Poteaux angles :





❖ Poteaux de rives :





**VI.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :****VI.2.1. Introduction :**

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

**❖ Selon CBA 93 :**

Situation durable → ELU:  $1,35G+1,5Q$

→ ELS:  $G+Q$

**❖ Selon RPA 99/v2003 :**

Situation accidentelle →  $G+Q+E$  (1)

→  $0.8G+E$  (2)

**VI.2.2. Calcul de ferrailage :**

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

**❖ Recommandations selon RPA99 version 2003 :**

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**VI.2.2.1. Exemple d'étude de la poutre :**

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au 2 eme plancher représenté sur la figure ci-dessous :

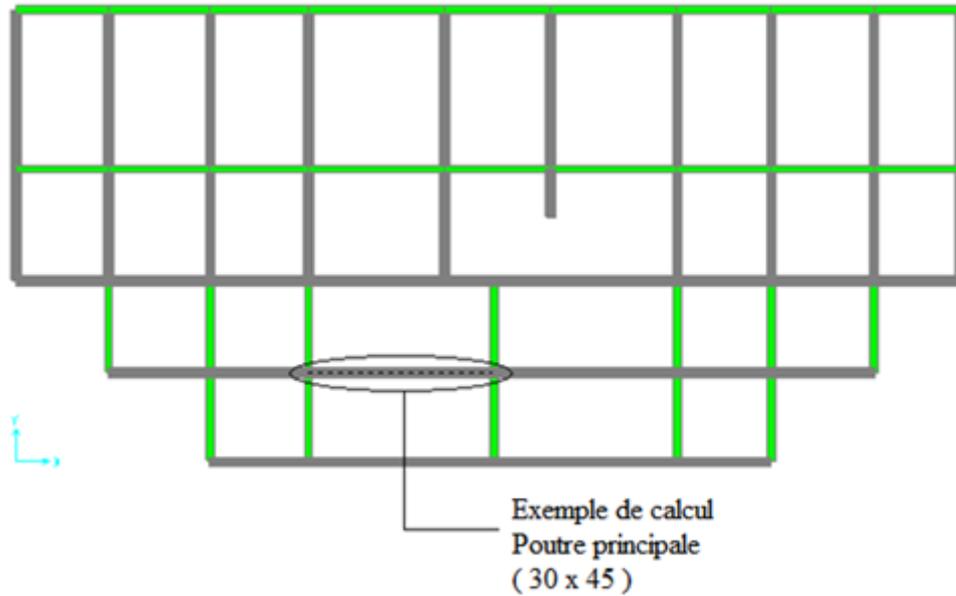
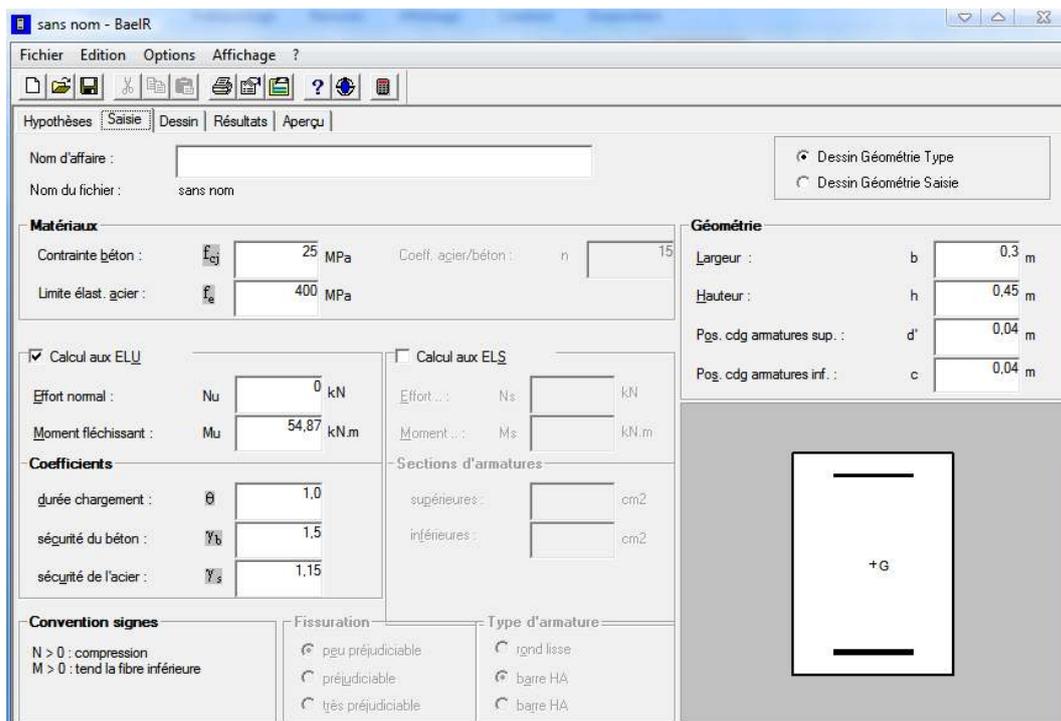


Figure V.1 : les poutres principales et les poutres secondaires.

- Situation durable : 1.35G+1.5Q
- ✓ **En travée :**

**Données introduites :**



**Résultats :**

**Résultats aux ELU : Sections d'armatures**

supérieures : 0,00 cm<sup>2</sup>

inférieures : 4,01 cm<sup>2</sup>

Position de l'axe neutre : y<sub>0</sub> = 0,041 m

**Résultats aux ELS : Contraintes**

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

✓ **En appuis :**

**Données introduites :**

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

**Matériaux**

Contrainte béton :  $f_{cj}$  25 MPa Coeff. agier/béton : n 15

Limite élast. acier :  $f_e$  400 MPa

**Géométrie**

Largeur : b 0,3 m

Hauteur : h 0,45 m

Pgs. cdg armatures sup. : d' 0,04 m

Pgs. cdg armatures inf. : c 0,04 m

Calcul aux ELU

Effort normal : Nu 0 kN

Moment fléchissant : Mu 103,82 kN.m

Calcul aux ELS

Effort... : Ns  kN

Moment... : Ms  kN.m

**Coefficients**

durée chargement :  $\theta$  1,0

sécurité du béton :  $\gamma_b$  1,5

sécurité de l'acier :  $\gamma_s$  1,15

**Sections d'armatures**

supérieures :  cm<sup>2</sup>

inférieures :  cm<sup>2</sup>

**Convention signes**

N > 0 : compression

M > 0 : tend la fibre inférieure

**Fissuration**

peu préjudiciable

préjudiciable

très préjudiciable

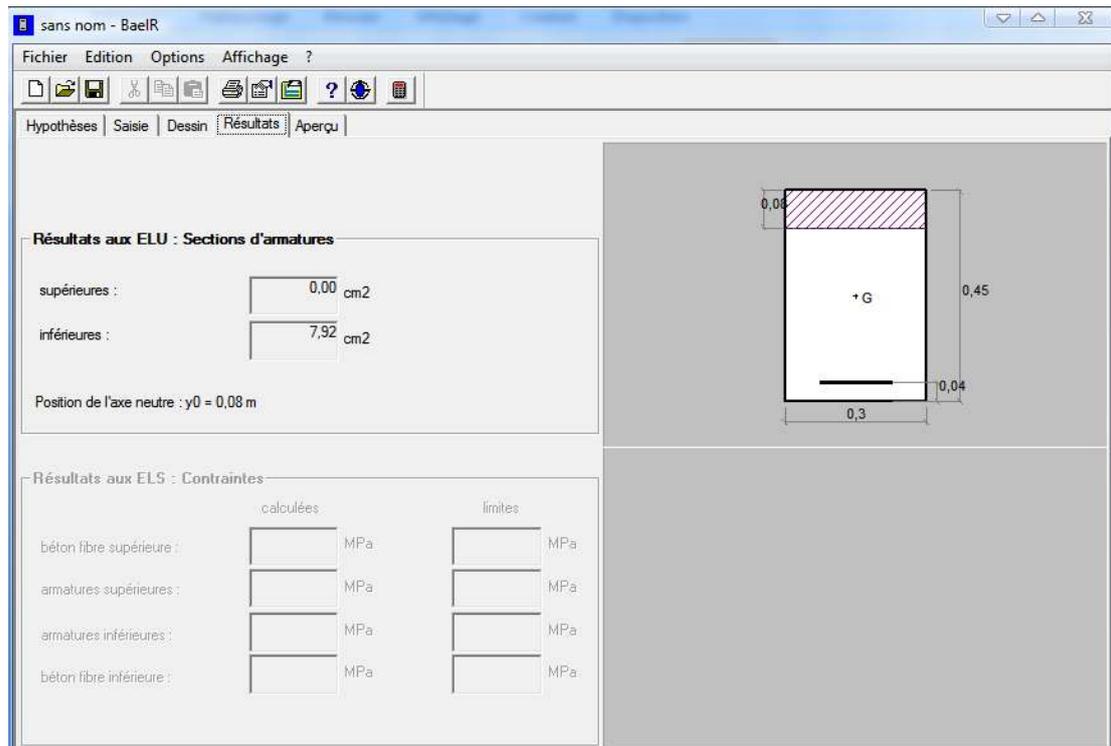
**Type d'armature**

rond lisse

barre HA

barre HA

**Résultat :**



Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

a) **Sens porteur :**

• **Situation durable : 1.35G+1.5Q**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage de bureau	30x45	Travée	54,87	4.01
		Appui	103,82	7.92
Etage courant	30x45	Travée	75,94	5.65
		Appui	116,55	9.01
Terrasse	30x45	Travée	74,99	5.58
		Appui	115,84	8.94

**Tableau.VI.22: Ferrailage des poutres porteuses situation durable.**

• Situation accidentelle : G+Q+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage de bureau	30x45	Travée	43,59	2.73
		Appui	74,67	4.76
Etage courant	30x45	Travée	55,14	3.47
		Appui	84,65	5.43
Terrasse	30x45	Travée	54,69	3.44
		Appui	84,53	5.42

Tableau.VI.23: Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle 1

• Situation accidentelle : 0.8G+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage de bureau	30x45	Travée	25,44	1.57
		Appui	43,65	2.73
Etage courant	30x45	Travée	36,15	2.25
		Appui	55,58	3.50
Terrasse	30x45	Travée	37,59	2.34
		Appui	58,45	3.69

Tableau.VI.24: Ferrailage des poutres porteuses situation accidentelle 2

b) Sens non porteur :

## • Situation durable: 1.35G+1.5Q :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage de bureau	25x40	Travée	25,08	2.06
		Appui	44,03	3.71
Etage courant	25x40	Travée	45,38	3.83
		Appui	75,79	6.68
Terrasse	25x40	Travée	41,03	3.44
		Appui	69,67	6.08

Tableau.VI.25: Ferrailage des poutres secondaires situation durable.

## • Situation accidentelle : G+Q+E :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage de bureau	25x40	Travée	18,01	1.27
		Appui	31,63	2.26
Etage courant	25x40	Travée	32,94	2.36
		Appui	55,02	4.02
Terrasse	25x40	Travée	29,81	2.13
		Appui	50,69	3.69

Tableau.VI.26: Ferrailage des poutres secondaires situation accidentelle 1.

• **Situation accidentelle : 0.8G+E :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage de bureau	25x40	Travée	10,27	0.72
		Appui	18,19	1.28
Etage courant	25x40	Travée	21,52	1.52
		Appui	35,97	2.58
Terrasse	25x40	Travée	19,67	1.39
		Appui	33,92	2.43

**Tableau.VI.27: Ferrailage des poutres secondaires situation accidentelle 2.**

❖ **Choix des armatures :**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**a) Sens porteur :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage de bureau	30x45	Travée	54	81	6.75	4.01	5T14	7.70
		Appui				7.92	6T16	12.06
Etage courant	30x45	Travée	54	81	6.75	5.65	5T14	7.70
		Appui				9.01	6T16	12.06
Terrasse	30x45	Travée	54	81	6.75	5.58	5T14	7.70
		Appui				8.94	6T16	12.06

**Tableau.VI.28: Choix des armatures pour les poutres principales.**

**b) Sens non porteur :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{max}$ (ZC) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (ZR) (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Etage de bureau	25x40	Travée	40	60	5	2.06	3T16	6.03
		Appui				3.71	6T14	9.24
Etage Courant	25x40	Travée	40	60	5	3.83	3T16	6.03
		Appui				6.68	6T14	9.24
Terrasse	25x40	Travée	40	60	5	3.44	3T16	6.03
		Appui				6.08	6T14	9.24

**Tableau.VI.29: Choix des armatures pour les poutres secondaires.**

**❖ Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2.1\text{MPa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x45	7.70	1.46	Vérifiée
25x40	6.03	1.08	Vérifiée

**Tableau.VI.30: Vérification de la condition de non fragilité.**

**VI.2.3. Vérification vis à vis de l'ELS :**

Le règlement **CBA93** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots(3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E.\zeta \dots\dots\dots(4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E.\alpha.\Delta T \dots\dots\dots(5)$$

Avec :

*L* : Variation de la longueur de l'élément.

*ΔT* : Variation de la température (*ΔT=20c°*).

*α* : Coefficient de dilatation thermique (*α=10<sup>-5</sup>*)

*l<sub>0</sub>* : Longueur de la poutre.

*σ* : Contrainte thermique.

*E* : Module de Young (*E=32164,20MPa*).

Donc : *σ=32164,20.10<sup>-5</sup>.20=6,43MPa*

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \end{array} \right.$$

a) Sens porteur :

Niveaux	Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	$\sigma_{s+\sigma}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
Bureau	Travée	54,69	5.8	15	193.0	6.43	199.43	201.63	Oui
	Appui	84,53	8.1		194.9		201.33		
Etage courant	Travée	55,14	5.9	15	194.6	6.43	201.03	201.63	Oui
	Appui	84,65	8.2		195.1		201.53		
Terrasse	Travée	43,59	4.7	15	153.8	6.43	160.23	201.63	Oui
	Appui	74,67	7.2		172.2		178.63		

Tableau.VI.31: Vérification des poutres principales à l'ELS.

b) Sens non porteur :

Niveaux	Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	$\sigma_{s+\sigma}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
bureau	Travée	18,01	2.9	15	93.0	6.43	99.43	201.63	Oui
	Appui	31,63	4.6		128.8		135.23		
Etage courant	Travée	32,94	5.4	15	170.2	6.43	176.63	201.63	Oui
	Appui	55,02	7.5		188.2		194.63		
terrasse	Travée	29,81	4.9	15	154.0	6.43	160.43	201.63	Oui
	Appui	50,69	6.9		173.4		179.83		

Tableau.VI.32: Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

**VI.2.3. Vérification de l'effort tranchant :****a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$  (Fissuration préjudiciable). Selon le BAEL 91 modifié 99

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifiée
bureau	30x45	86,846	0.714	2.5	OK
	25x40	53,17	0.590	2.5	OK
Etage courant	30x45	105,444	0.867	2.5	OK
	25x40	94,77	1.053	2.5	OK
terrasse	30x45	106,227	0.874	2.5	OK
	25x40	77,474	0.860	2.5	OK

**Tableau.VI.33: Vérification de la contrainte de cisaillement.**

**b) Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

**1. Selon BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

**2. Selon RPA 99 version 2003 art 7.5.2.2:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZC	S <sub>t</sub> (cm)ZN	ZC	ZN		
Porteur	30x45	106,227	0.874	57.3	20	10	15	10	1.8	<b>4T8</b>
Non porteur	25x40	94,77	1.053	39.67	20	10	15	10	1.8	<b>4T8</b>

Tableau.VI.34: Calcul des armatures transversales.

❖ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub>=50Ø (zone III).

L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm

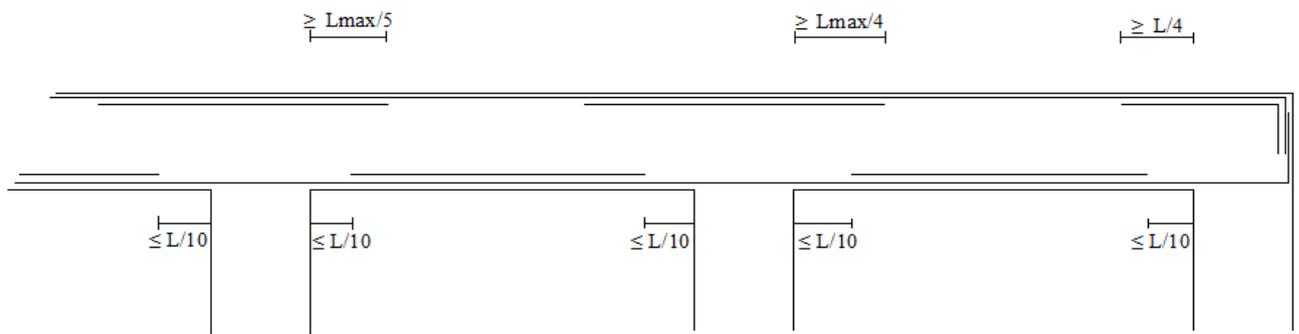
**VI.2.4. Arrêt des barres :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec :

$L = \max(L_{gauche} ; L_{droite})$



avec:  $L_{max} = \text{Max} (L_{droite}, L_{gauche})$

Fig. arrêt de barre.

**VI.2.5. Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :  $f_{max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

Avec :

$L$  : La portée de la poutre.

$h$ : La hauteur de la section de la poutre.

$f_{max}$ : La flèche maximale de la poutre.

$q$ : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ( $q=G+Q$ ).

$G$  : Charge permanente reprise par la poutre.

$Q$  : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

$I_b$  : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion  $\left( I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différé du béton armé ( $E_{vj}=10818,86 \text{ MPa}$ ).

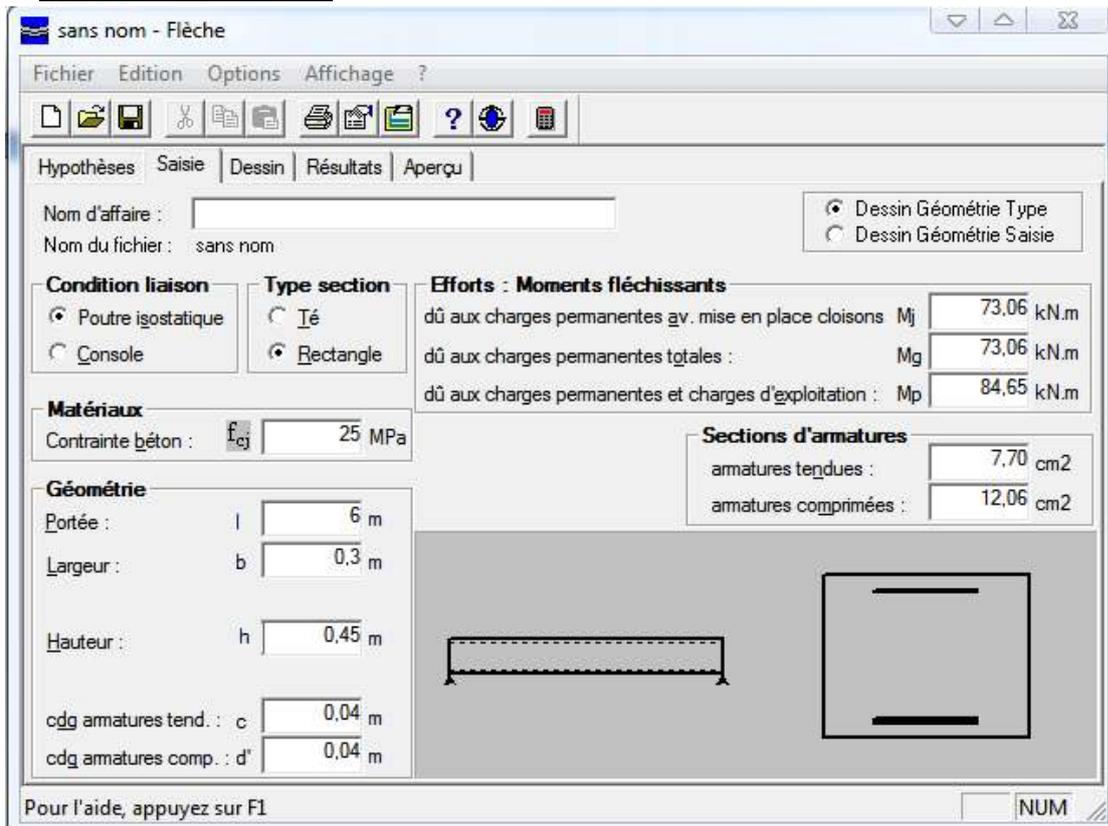
**Remarque :**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

a) **Sens porteur (L=6,00m) :**

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

**Données introduites :**



**Résultat :**

sans nom - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

**Résultats : Flèches**

	calculée	limite
flèche totale : $\Delta f_t$	6,63 mm	11,00 mm
flèche due aux charges permanentes : fgv	11,59 mm	
flèche due aux charges totales : fgq	13,00 mm	

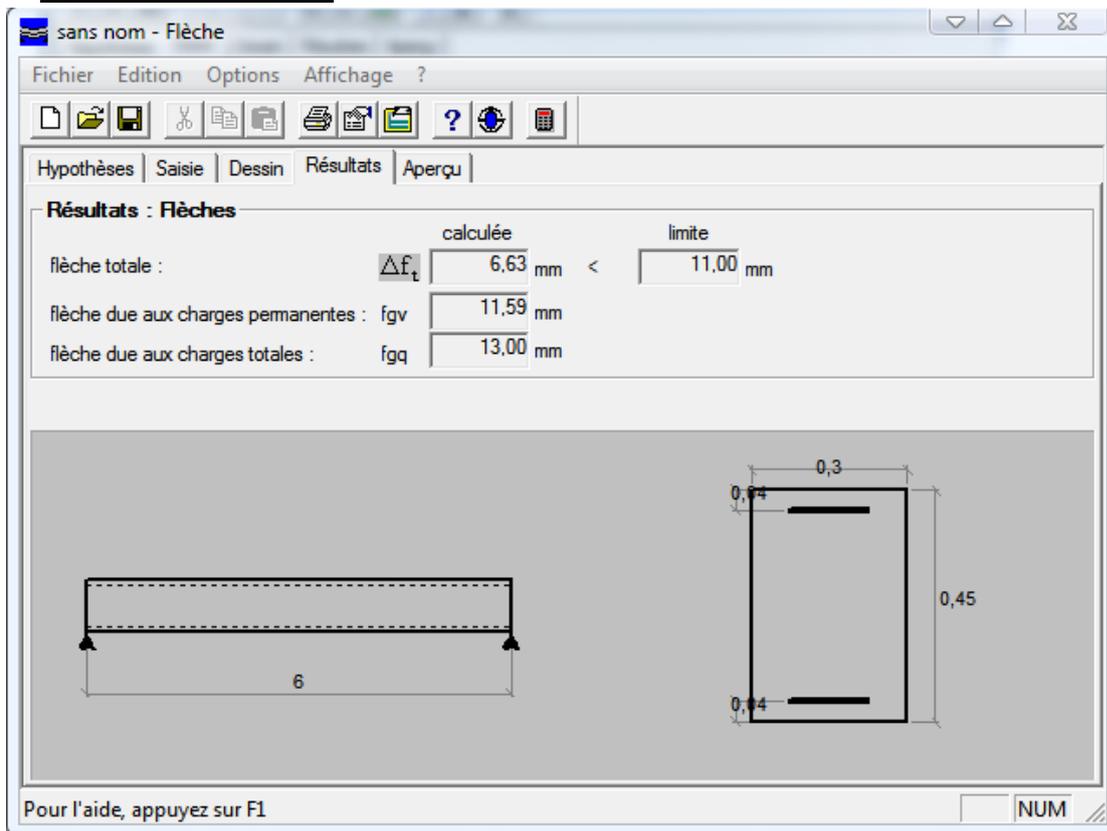
Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

b) Sens non porteur (L=4,95m) :

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{500} cm = 0,88cm .$$

**Données introduites :**



**Résultat :**

sans nom - Flèche

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

**Résultats : Flèches**

	calculée	limite
flèche totale : $\Delta f_t$	3,99 mm	8,80 mm
flèche due aux charges permanentes : $f_{gv}$	6,34 mm	
flèche due aux charges totales : $f_{gq}$	7,41 mm	

4,4

0,25

0,04

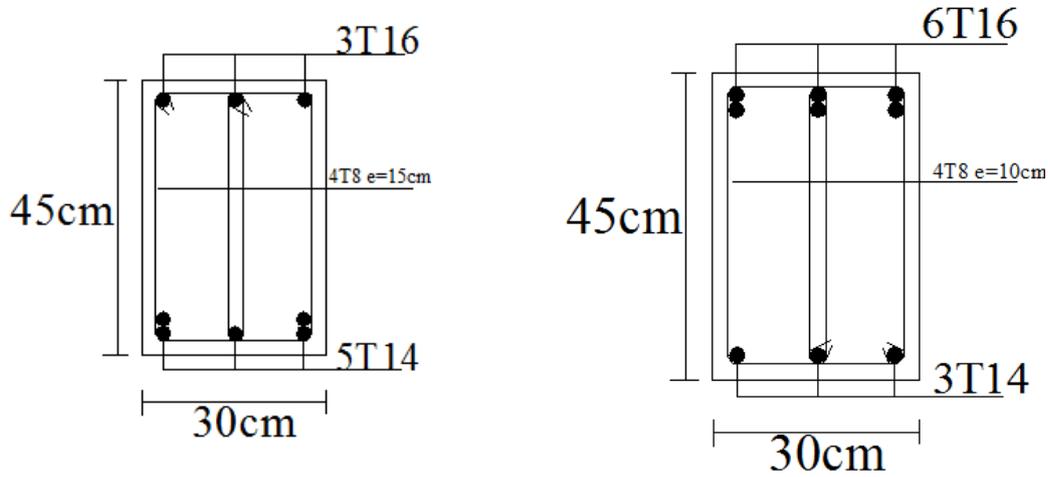
0,4

0,04

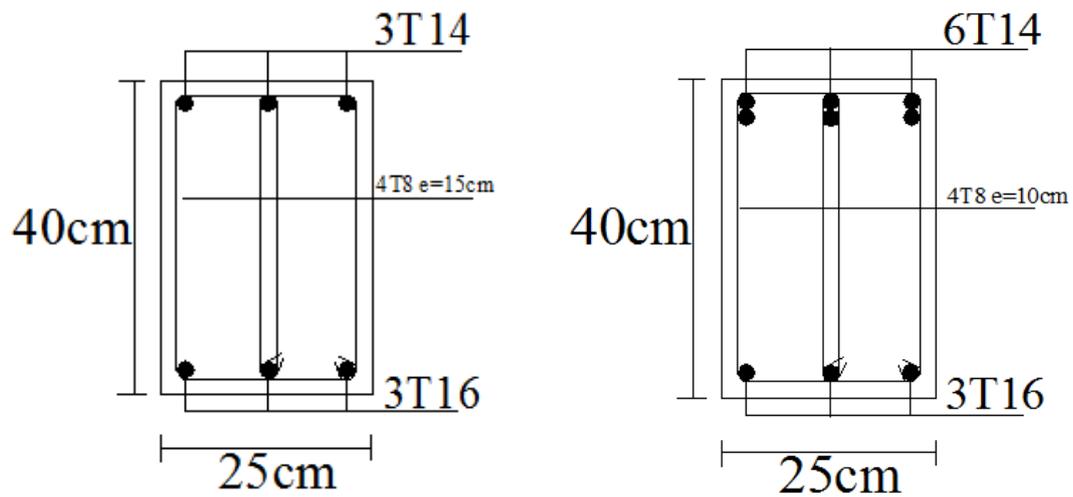
Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

**VI.2.6. Dessins de ferrillages des poutres :**



**Fig. Ferrillage de la poutre principale en travée et appuis.**



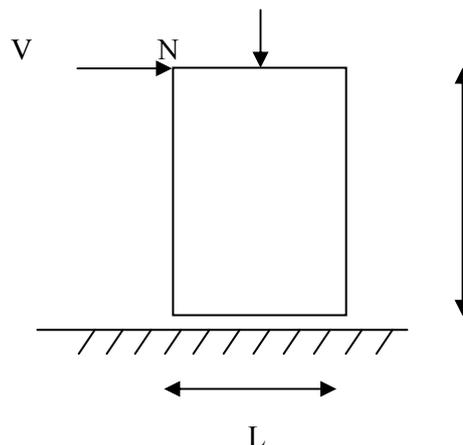
**Fig. ferrillage de la poutre secondaire en travée et appuis.**

**VI.3. FERRAILLAGE DES VOILES :****VI.3.1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

**VI.3.2. Introduction au ferrailage des voiles :**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La **figure** ci-après montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{V0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_V$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

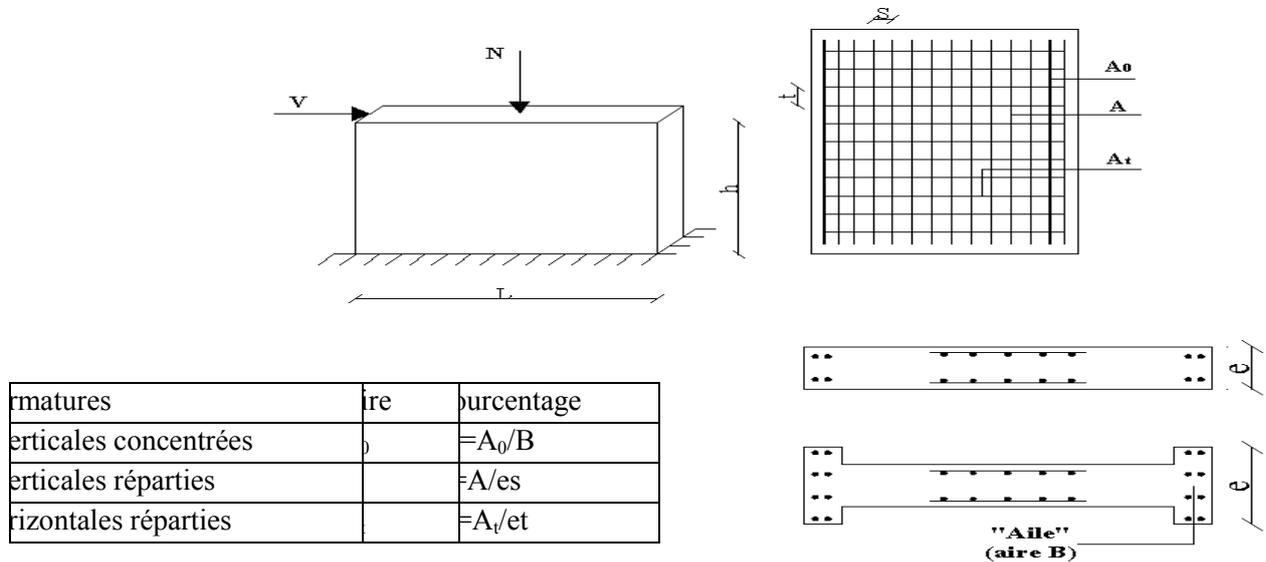


Fig. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

**VI. 3.3. Justifications sous sollicitations normales :**

**a. Conditions d'application:**

- La longueur d du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h :  $h \geq 3a$

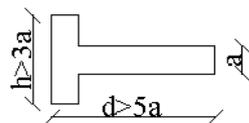


Fig. Définition de l'élément mur.

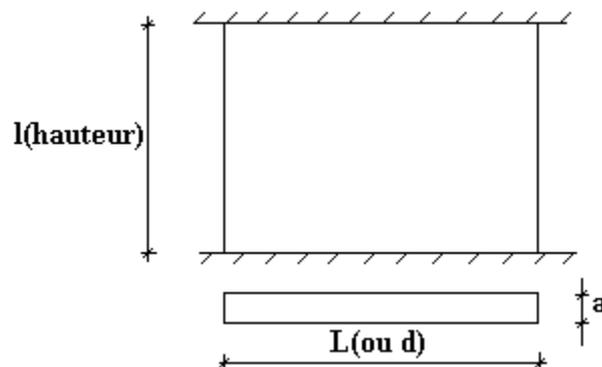
**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :

$l$  : la hauteur libre du mur;

$l_f$ : la longueur libre de flambement  
d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  est déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher.



Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

**Tableau.VI.35: Valeurs de  $(l_f/l)$ .**

L'élanement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**c. Effort de compression en ELU :**

Soit :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

$a$ : épaisseur du voile

d: longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

Nota:

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	$\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	$B_r$	m <sup>2</sup>	d (a-0,02)	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau.VI.36: Calcul de  $\sigma_{u \text{ lim}}$ .

**Remarque:**

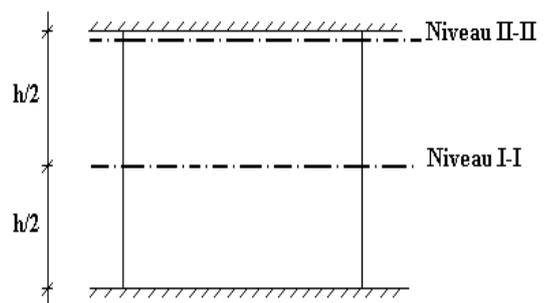
La contrainte limite vaut  $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé  $\sigma_{ba}$ , on devra augmenter les dimensions du voile.

**d. Niveaux de vérification :**

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau I-I à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$



- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\text{lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**e. Aciers minimaux :**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a.

**1. Aciers verticaux et horizontaux :**

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33\text{m} ; 2a)$	$S_t \leq 0,33 \text{ m}$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	

**Tableau.VI.37: Pourcentage minimal des aciers horizontaux et verticaux.**

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

## 2. ACIERS TRANSVERSAUX : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\phi_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u \text{ lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\phi_t$ )

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre $\phi_t$
$\phi_l \leq 12 \text{ mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20 \text{ mm} < \phi_l$		8mm

Tableau.VI.38: Les Aciers transversaux pour les voiles.

### VI. 3.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $S_{22}$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

#### 1. Zone comprimée :

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

#### 2. Zone tendue :

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

### On distingue 3 cas :

#### 1<sup>er</sup> cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par **RPA 99** ( $A_{\min} = 0.20\%.a.L$ ).

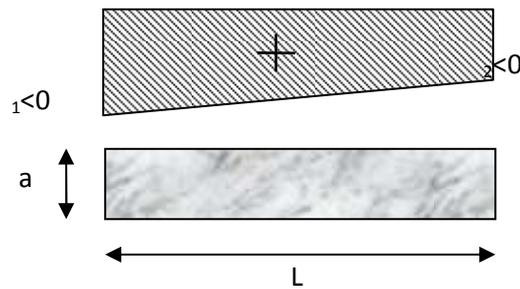


Fig. Diagramme de déformation 2eme cas.

### 2<sup>ème</sup> Cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée)

$\Rightarrow$  On calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$

D'où la section des armatures verticales  $A_V = F_t / f_e$

On compare  $A_V$  avec la section minimale.

Si :  $A_V \leq A_{\min} = 0.20\%.a.L$ , on ferraille avec la section minimale

Si :  $A_V > A_{\min} = 0.20\%.a.L$ , on ferraille avec  $A_V$

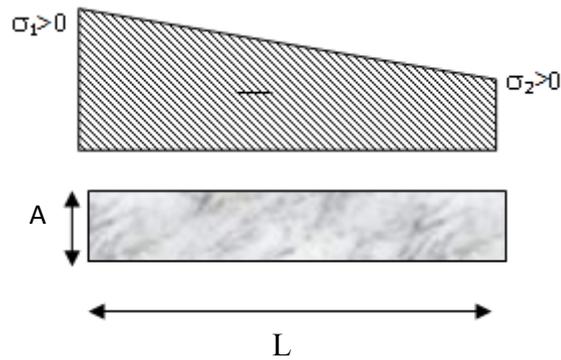


Fig. Diagramme de déformation 2eme cas.

**3<sup>ème</sup> cas :**

$(\sigma_1, \sigma_2)$  Sont de signe différent  $\Rightarrow$  la section du voile est partiellement comprimée.

$\Rightarrow$  On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

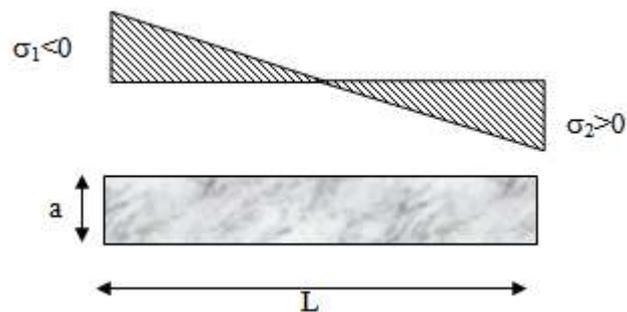


Fig. diagramme de déformation 3eme cas.

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile). Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments WALL (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport  $(a/b)$  des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

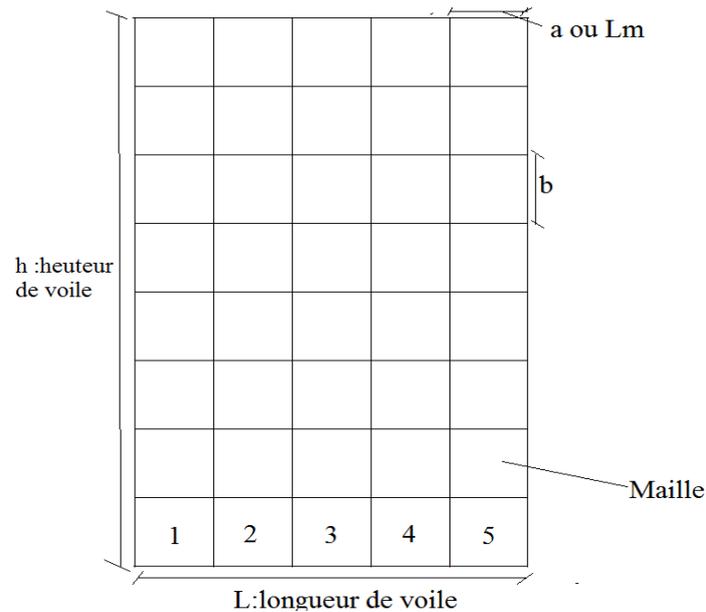
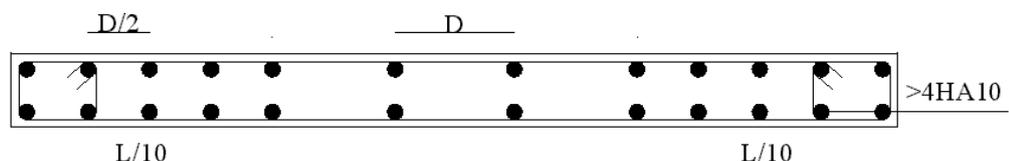


Fig. Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

### VI.3.5. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) :

#### ❖ Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton 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 du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ **Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ **Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones 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 possibles de charges.
  -
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

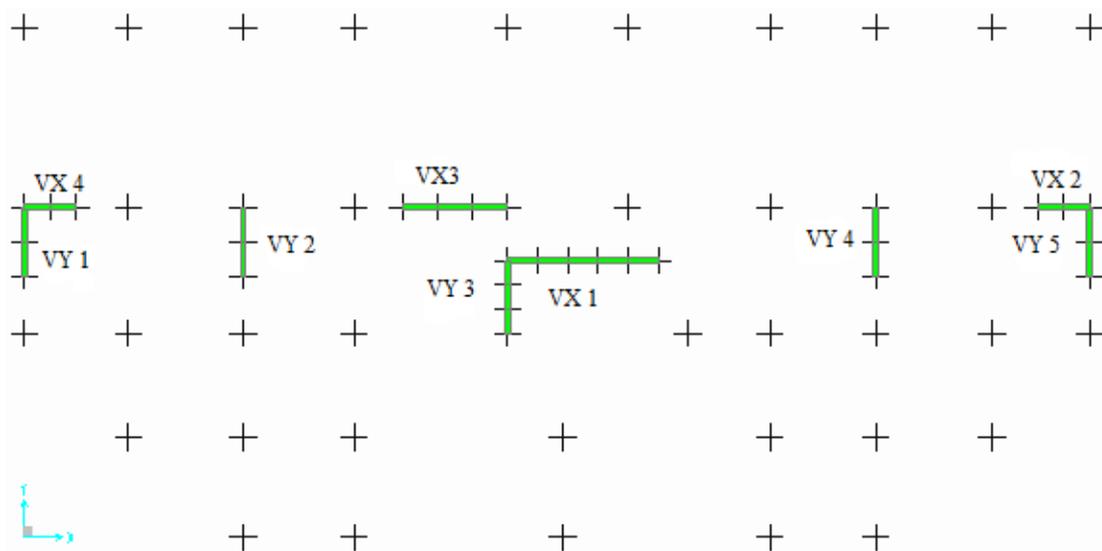


Fig. Disposition des voiles à étudier.

### VI.3.6.Exemple de calcul :

#### Soit le voile (VX1)

$L = 4,80$  m (longueur)  
 $a = 0,15$  m (épaisseur)  
 $h_e = 4,08$  m (hauteur d'étage)

Le voile est découpé en 5 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 0,87$  m et de section  $S_i = L^i \cdot (a)$ .

- **Contraintes limites de compression:**

La hauteur d'étage est de 4,08 m d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 4,08 - 0,45 = 3,68 \text{ m} \quad (0,40 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement $l_f$	m	$0,85 \times 3,68 = 3,128$	$0,8 \times 3,68 = 2,944$
Elancement $\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 54,17$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 50,99$
Coefficient $\alpha$	/	0,393	0,576
Section réduite $B_r$ (par ml) Avec $d = 0,96 \text{ m}$	$\text{m}^2$	$(a-0,02) \cdot 0,87 = (0,15-0,02) \cdot 0,87 = 0,113 \text{ m}^2$	$(a-0,02) \cdot 0,87 = (0,15-0,02) \cdot 0,87 = 0,113 \text{ m}^2$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_u \text{ lim}}{a d}$ Avec $d = 0,96 \text{ m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,393}{0,87} \left[ \frac{0,113 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,15} \right]$ $\sigma_{bna} = 8,21 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,576}{0,15 \times 0,87} \left( \frac{0,113 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 12,27 \text{ MPa}$

Tableau.VI.39: Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple de calcul.

**Remarque:**

$\sigma_{ba} = 12,27 \text{ MPa}$  correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$ .  
 $B_{et} = (0,15 \times 0,87) \text{ m}^2$  (section de béton).  
 $A_s = 1,305 \text{ cm}^2 = 1,305 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ .

- **Armatures de traction:**

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'inter face graphique ; il s'agit des contraintes **S22** que nous avons noté dans la suite  $\sigma_j$  (j : pour le numéro de la maille).

La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière ( $S_{12}$  ou  $\tau$ ).

Maille $L_i=0,96$ m	1	2	3	4	5
Dimensions (m <sup>2</sup> ) ( $a \cdot l^i$ ) = $S_i$	0,130	0,130	0,130	0,130	0,130
Contrainte moyenne par maille $\sigma_i$ (MPa)	8.84	6.08	3.42	1.77	2.15
Force de traction $F_t$ (MN) = $\sigma_i S_i$	1.14	0.79	0.44	0.23	0.27
Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ situation accidentelle ( $\gamma_s = 1$ )	28.5	19.75	11	5.75	6.75
Aciers minimaux (cm <sup>2</sup> ) 1. Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99: 0,2 % $S_{\text{béton}}$	1,30 2.61	1,30 2.61	1,30 2.61	1,30 2.61	1,30 2.61
Acier total (sur deux faces en cm <sup>2</sup> ) $S_i$ : espacement (mm)	$2 \cdot 10HA14 = 30.79$ $S_i = \frac{87}{10} = 8.7$	$2 \cdot 7HA14 = 21.55$ $S_i = \frac{87}{7} = 12$	$2 \cdot 5HA12 = 11.31$ $S_i = \frac{87}{5} = 17.4$	$2 \cdot 4HA10 = 6.28$ $S_i = \frac{87}{4} = 21.75$	$2 \cdot 5HA10 = 7.85$ $S_i = \frac{87}{5} = 17.4$
$S \leq (1.5 a, 30\text{cm})$ $S \leq 22.5$ cm	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau.VI.40: Calcul des armatures verticales de l'exemple de calcul.

- **Armatures de joint de bétonnage : (aciers de couture pour la maille 1)**

$S_{12} = \tau_u = 0.71$  MPa (contrainte tangentielle lue directement au milieu de maille 1)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l_m$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{0,71 (150)(870)}{400} 1,4 = 356,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 3,56 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

• **Armatures horizontales :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad \bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (0,71) (150) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{\text{section d'acier vertical de la maille la plus armée}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (28,5) = 19 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,15) (0,87) = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où :} \quad A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 * 7\text{HA}14 = 21,55 \text{ cm}^2$$

La hauteur de la maille = 820 mm

$$\text{Avec : } S_t = \frac{820}{7} = 117 \text{ mm}$$

On prend :  $S_t = 117 \text{ mm} < S_{t \min} = 22,5 \text{ mm}$ .....vérifié

**VL3.7. Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié :**

**Nota :**

- Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent aux combinaisons de charges suivantes :  
 $0,8 G + E$   
 $G+Q+E$ .

$$\sigma_{\text{moy}} = S_{22} \text{ (lu au milieu de la maille)}$$

$$S_i = l_m * e$$

Tel que  $\left. \begin{array}{l} \text{Si } \sigma > 0 \rightarrow \text{ traction} \\ \text{Si } \sigma < 0 \rightarrow \text{ compression} \end{array} \right\} \text{ d'après le logiciel sap2000.}$

❖ **Armatures verticales de traction:**

**Voile VX1 :**

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_{\text{moy}}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	As/B (%)	Le choix	$A_s$ adopté ( $cm^2$ )
0,0 –13.26	1	0,130	8.84	1.14	28.5	2.19	2*10T14	30.79
	2	0.130	6.08	0.79	19.75	1.51	2*7T14	21.55
	3	0.130	3.42	0.44	11	0.84	2*5T12	11.31
	4	0.130	1.77	0.23	5.75	0.44	2*7T14	21.55
	5	0.130	2.15	0.27	6.75	0.51	2*10T14	30.79
13,26–22.44	1	0.130	2.48	0.32	8	0.61	2*10T10	15.71
	2	0,130	1.54	0.20	5	0.38	2*7T10	11
	3	0.130	0.74	0.09	2.25	0.17	2*5T10	7.85
	4	0.130	0.43	0.05	1.25	0.09	2*7T10	11
	5	0.130	1.92	0.24	6	0.46	2*10T10	15.71
22.44–31.62	1	0.130	1.97	0.25	6.25	0.48	2*10T10	15.71
	2	0.130	1.06	0.13	3.25	0.25	2*7T10	11
	3	0,130	0.46	0.05	1.25	0.09	2*5T10	7.85
	4	0.130	0.29	0.03	0.75	0.05	2*7T10	11

	5	0.130	1.49	0.19	4.75	0.36	2*10T10	15.71
31,62–40.8	1	0.130	1.43	0.18	4.5	0.34	2*10T10	15.71
	2	0.130	0.76	0.09	2.25	0.17	2*7T10	11
	3	0.130	0.28	0.03	0.75	0.05	2*5T10	7.85
	4	0.130	0.29	0.03	0.75	0.05	2*7T10	11
	5	0.130	1.05	0.13	3.25	0.25	2*10T10	15.71

Tableau.VI.41: Calcul des armatures du voile (VX1).

**Voile VX2 :**

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_{noy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	As/B (%)	Le choix	$A_s$ adopté ( $cm^2$ )
0,0 –13.26	1	0.112	1.24	0.13	3.25	0.29	2*4T10	6.28
	2	0.112	1.96	0.21	5.25	0.46	2*4T10	6.28
13,26–22.44	1	0.112	0.46	0.05	1.25	0.11	2*4T10	6.28
	2	0.112	1.14	0.12	3	0.26	2*4T10	6.28
22.44–31.62	1	0.112	0.36	0.04	1	0.08	2*4T10	6.28
	2	0.112	0.96	0.10	2.5	0.22	2*4T10	6.28
31,62–40.8	1	0.112	0.44	0.04	1	0.08	2*4T10	6.28
	2	0.112	0.76	0.08	2	0.17	2*4T10	6.28

Tableau.VI.42: Calcul des armatures du voile (VX2).

**Voile VX3 :**

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_{noy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	As/B (%)	Le choix	$A_s$ adopté ( $cm^2$ )
0,0 –13.26	1	0.150	1.19	0.17	4.25	0.28	2*7T12	15.83
	2	0.150	2.62	0.39	9.75	0.65	2*5T12	11.31
	3	0.150	4.10	0.61	15.25	1.01	2*7T12	15.83

13,26–22.44	1	0.150	1.09	0.16	4	0.26	2*5T10	11.00
	2	0.150	0.63	0.09	2.25	0.15	2*7T10	11.00
	3	0.150	1.65	0.24	6	0.4	2*5T10	11.00
22.44–31.62	1	0.150	1.35	0.20	5	0.33	2*7T10	11.00
	2	0.150	0.49	0.07	1.75	0.11	2*5T10	11.00
	3	0.150	1.40	0.21	5.25	0.35	2*7T10	11.00
31,62–40.8	1	0.150	1.28	0.19	4.75	0.31	2*7T10	11.00
	2	0.150	0.53	0.07	1.75	0.11	2*5T10	11.00
	3	0.150	0.96	0.14	3.5	0.23	2*7T10	11.00

Tableau.VI.43: Calcul des armatures du voile (VX3).

Voile VX4 :

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	As/B (%)	Le choix	$A_s$ adopté ( $cm^2$ )
0,0 –13.26	1	0.112	1.79	0.20	5	0.44	2*4T10	6.28
	2	0.112	1.09	0.12	3	0.26	2*4T10	6.28
13,26–22.44	1	0.112	1.13	0.12	3	0.26	2*4T10	6.28
	2	0.112	0.41	0.04	1	0.08	2*4T10	6.28
22.44–31.62	1	0.112	1.02	0.11	2.75	0.24	2*4T10	6.28
	2	0.112	0.36	0.04	1	0.08	2*4T10	6.28
31,62–40.8	1	0.112	0.70	0.07	1.75	0.15	2*4T10	6.28
	2	0.112	0.43	0.04	1	0.08	2*4T10	6.28

Tableau.VI.44: Calcul des aciers de coutures du voile (VX4).

Voile VY1 :

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	As/B (%)	Le choix	$A_s$ adopté ( $cm^2$ )
0,0 –13.26	1	0.15	1.14	0.17	4.25	0.28	2*6T10	9.42
	2	0.15	2.37	0.35	8.75	0.58	2*6T10	9.42
13.26-22.44	1	0.15	0.28	0.04	1.00	0.06	2*6T10	9.42

	2	0.15	1.30	0.19	4.75	0.31	2*6T10	9.42
22.44-31.62	1	0.15	0.15	0.02	0.50	0.03	2*6T10	9.42
	2	0.15	1.22	0.18	4.50	0.3	2*6T10	9.42
31.62-40.8	1	0.15	0.28	0.04	1.00	0.06	2*6T10	9.42
	2	0.15	0.86	0.12	3.00	0.2	2*6T10	9.42

Taleau.VI.45: Calcul des armatures du voile (VY1).

Voile VY2 :

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_{moy}$ MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	As/B (%)	Le choix	$A_s$ adopté ( $cm^2$ )
0,0 –13.26	1	0.15	0.95	0.14	3.50	0.23	2*7T10	11.00
	2	0.15	2.77	0.41	10.25	0.68	2*7T10	11.00
13.26-22.44	1	0.15	0.45	0.06	1.50	0.10	2*7T10	7.85
	2	0.15	1.30	0.19	4.75	0.31	2*7T10	7.85
22.44-31.62	1	0.15	0.75	0.11	2.75	0.18	2*7T10	7.85
	2	0.15	1.01	0.15	3.75	0.25	2*7T10	7.85
31.62-40.8	1	0.15	1.25	0.18	4.50	0.30	2*7T10	7.85
	2	0.15	1.12	0.16	4.00	0.26	2*7T10	7.85

Tableau.VI.46: Calcul des armatures du voile (VY2).

Voile VY3 :

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_{moy}$ MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	As/B (%)	Le choix	$A_s$ adopté ( $cm^2$ )
0,0 –13.26	1	0.105	1.93	0.20	5.00	0.47	2*5T10	7.85
	2	0.105	1.24	0.13	3.25	0.31	2*5T10	7.85
	3	0.105	2.26	0.23	5.75	0.54	2*5T10	7.85

13.26-22.44	1	0.105	1.15	0.12	3.00	0.28	2*5T10	7.85
	2	0.105	0.59	0.06	1.50	0.14	2*5T10	7.85
	3	0.105	0.76	0.07	1.75	0.16	2*5T10	7.85
22.44-31.62	1	0.105	1.10	0.11	2.75	0.26	2*5T10	7.85
	2	0.105	0.73	0.07	1.75	0.16	2*5T10	7.85
	3	0.105	1.09	0.11	2.75	0.26	2*5T10	7.85
31.62-40.8	1	0.105	1.05	0.11	2.75	0.26	2*5T10	7.85
	2	0.105	0.90	0.09	2.25	0.21	2*5T10	7.85
	3	0.105	1.37	0.14	3.50	0.33	2*5T10	7.85

Tableau.VI.47: Calcul des armatures du voile (VY3).

**Voile VY4 :**

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	As/B (%)	Le choix	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
0,0 –13.26	1	0.15	0.96	0.14	3.50	0.23	2*7T10	11.00
	2	0.15	2.90	0.43	10.75	0.71	2*7T10	11.00
13.26-22.44	1	0.15	0.34	0.05	1.25	0.08	2*7T10	7.85
	2	0.15	1.34	0.20	5.00	0.33	2*7T10	7.85
22.44-31.62	1	0.15	0.56	0.08	2.00	0.13	2*7T10	7.85
	2	0.15	1.02	0.15	3.75	0.25	2*7T10	7.85
31.62-40.8	1	0.15	0.95	0.14	3.50	0.23	2*7T10	7.85
	2	0.15	1.05	0.15	3.75	0.25	2*7T10	7.85

Tableau.VI.48: Calcul des armatures du voile (VY4).

**Voile VY5 :**

Hauteur (m)	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	As/B (%)	Le choix	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
0,0 –13.26	1	0.15	1.73	0.25	6.25	0.41	2*5T10	7.85
	2	0.15	3.04	0.45	11.25	0.75	2*5T12	11.31

13.26-22.44	1	0.15	0.49	0.07	1.75	0.11	2*5T10	7.85
	2	0.15	1.39	0.20	5.00	0.33	2*5T10	7.85
22.44-31.62	1	0.15	0.25	0.03	0.75	0.05	2*5T10	7.85
	2	0.15	1.11	0.16	4.00	0.26	2*5T10	7.85
31.62-40.8	1	0.15	0.35	0.05	1.25	0.08	2*5T10	7.85
	2	0.15	0.96	0.14	3.50	0.23	2*5T10	7.85

Tableau.VI.49: Calcul des armatures du voile (VY5).

❖ **Armatures horizontales :**

$S_{12} = \tau_u$ , désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.-à-d. valeur lue au milieu de la maille).

**Voile VX1 :**

Hauteur (m)	maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{h \text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
0,0 – 13.26	1	0.71	19	2*7T14	21.55
	2	1.38	13.17	2*6T12	13.57
	3	1.82	7.33	2*5T10	7.85
	4	2.03	4.99	2*5T10	7.85
	5	2.04	5.02	2*5T10	7.85
13.26 – 22.44	1	0.31	5.33	2*5T10	7.85
	2	0.62	3.33	2*5T10	7.85
	3	0.90	2.21	2*5T10	7.85
	4	1.09	2.68	2*5T10	7.85

	5	1.23	4	2*5T10	7.85
22.44 – 31.62	1	0.25	4.16	2*5T10	7.85
	2	0.49	2.16	2*5T10	7.85
	3	0.68	1.95	2*5T10	7.85
	4	0.80	1.96	2*5T10	7.85
	5	0.91	3.16	2*5T10	7.85
31.62 – 40.8	1	0.24	3	2*5T10	7.85
	2	0.50	1.95	2*5T10	7.85
	3	0.67	1.95	2*5T10	7.85
	4	0.76	1.95	2*5T10	7.85
	5	0.83	2.16	2*5T10	7.85

Tableau.VI.50: Calcul des aciers de coutures du voile (VX1).

**Voile VX2 :**

Hauteur (m)	maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{h\text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
0,0 – 13.26	1	0.96	2.36	2*5T10	7.85
	2	1.24	3.5	2*5T10	7.85
.26 –22.44	1	0.77	1.89	2*5T10	7.85
	2	1.47	3.61	2*5T10	7.85
.44 –31.62	1	0.58	1.68	2*5T10	7.85
	2	1.13	2.78	2*5T10	7.85
.62 – 40.8	1	0.38	1.68	2*5T10	7.85
	2	0.57	1.68	2*5T10	7.85

Tableau.VI.51: Calcul des aciers de coutures du voile (VX2).

**Voile VX3 :**

Hauteur (m)	maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{h\text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
-------------	--------	----------------	--------------------------	----------	--

0,0 – 13.26	1	1.66	4.08	2*5T10	7.85
	2	1.58	6.5	2*5T10	7.85
	3	1.69	10.17	2*7T10	11
.26 –22.44	1	1.09	2.68	2*5T10	7.85
	2	1.09	2.68	2*5T10	7.85
	3	1.90	4.67	2*5T10	7.85
.44 –31.62	1	0.92	3.33	2*5T10	7.85
	2	0.89	2.25	2*5T10	7.85
	3	1.55	3.81	2*5T10	7.85
.62 – 40.8	1	0.62	3.16	2*5T10	7.85
	2	0.63	2.25	2*5T10	7.85
	3	1.04	2.55	2*5T10	7.85

Tableau.VI.52: Calcul des aciers de coutures du voile (VX3).

**Voile VX4 :**

Hauteur (m)	maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{h\text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
0,0 – 13.26	1	1.10	3.33	2*5T10	7.85
	2	0.71	2	2*5T10	7.85
.26 –22.44	1	1.14	2.8	2*5T10	7.85
	2	0.54	1.68	2*5T10	7.85
.44 –31.62	1	0.79	1.94	2*5T10	7.85
	2	0.38	1.68	2*5T10	7.85
.62 – 40.8	1	0.45	1.68	2*5T10	7.85
	2	0.26	1.68	2*5T10	7.85

Tableau.VI.53: Calcul des aciers de coutures du voile (VX4).

**Voile VY1 :**

Hauteur (m)	maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_{h\text{ adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
-------------	--------	----------------	--------------------------	----------	--

0,0 –13.26	1	1.05	2.83	2*5T10	7.85
	2	0.54	5.83	2*5T10	7.85
13.26-22.44	1	0.73	2.25	2*5T10	7.85
	2	0.13	3.16	2*5T10	7.85
22.44-31.62	1	0.53	2.25	2*5T10	7.85
	2	0.94	3.00	2*5T10	7.85
31.62-40.8	1	0.34	2.25	2*5T10	7.85
	2	0.46	2.25	2*5T10	7.85

Tableau.VI.54: Calcul des aciers de coutures du voile (VY1).

**Voile VY2 :**

Hauteur (m)	maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_h$ adopté (cm <sup>2</sup> )
0,0 –13.26	1	0.81	2.33	2*5T10	7.85
	2	1.45	6.83	2*5T10	7.85
13.26-22.44	1	0.79	2.25	2*5T10	7.85
	2	1.51	3.71	2*5T10	7.85
22.44-31.62	1	0.61	2.25	2*5T10	7.85
	2	1.09	2.68	2*5T10	7.85
31.62-40.8	1	0.42	3.00	2*5T10	7.85
	2	0.63	2.66	2*5T10	7.85

Tableau.VI.55: Calcul des aciers de coutures du voile (VY2).

**Voile VY3**

Hauteur (m)	maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_h$ adopté (cm <sup>2</sup> )
0,0 –13.26	1	2.39	5.88	2*5T10	7.85

	2	1.96	4.82	2*5T10	7.85
	3	1.66	4.08	2*5T10	7.85
13.26-22.44	1	1.9	4.67	2*5T10	7.85
	2	1.12	2.75	2*5T10	7.85
	3	0.86	2.11	2*5T10	7.85
22.44-31.62	1	1.44	3.54	2*5T10	7.85
	2	0.83	2.04	2*5T10	7.85
	3	0.70	1.83	2*5T10	7.85
31.62-40.8	1	1.05	2.58	2*5T10	7.85
	2	0.74	1.82	2*5T10	7.85
	3	0.63	2.33	2*5T10	7.85

Tableau.VI.56: Calcul des aciers de coutures du voile (VY3).

**Voile VY4**

Hauteur (m)	maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_h$ adopté (cm <sup>2</sup> )
0,0 –13.26	1	1.09	2.68	2*5T10	7.85
	2	1.49	7.16	2*5T10	7.85
13.26-22.44	1	0.81	2.25	2*5T10	7.85
	2	1.55	3.81	2*5T10	7.85
22.44-31.62	1	0.60	2.25	2*5T10	7.85
	2	1.12	2.75	2*5T10	7.85
31.62-40.8	1	0.41	2.33	2*5T10	7.85
	2	0.66	2.50	2*5T10	7.85

Tableau.VI.57: Calcul des aciers de coutures du voile (VY4).

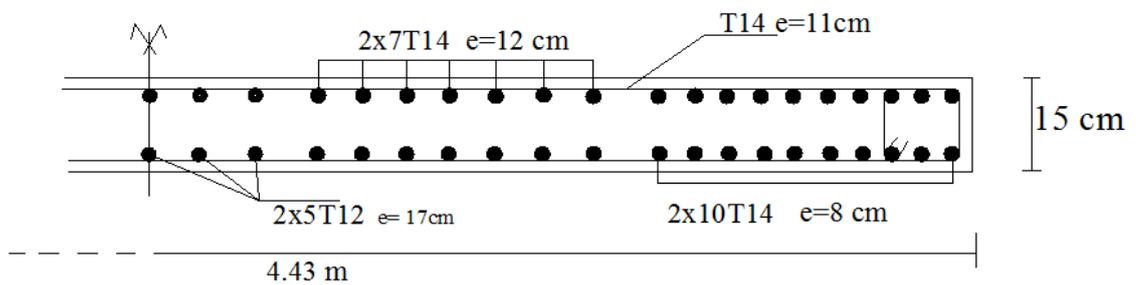
**Voile VY5**

Hauteur (m)	maille	$\tau_u$ (MPa)	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Le choix	$A_h$ adopté (cm <sup>2</sup> )
0,0 –13.26	1	1.18	4.16	2*5T10	7.85
	2	1.54	7.50	2*5T10	7.85
13.26-22.44	1	0.78	2.25	2*5T10	7.85
	2	1.45	3.56	2*5T10	7.85
22.44-31.62	1	0.59	2.25	2*5T10	7.85
	2	1.01	2.66	2*5T10	7.85
31.62-40.8	1	0.40	2.25	2*5T10	7.85
	2	0.52	2.33	2*5T10	7.85

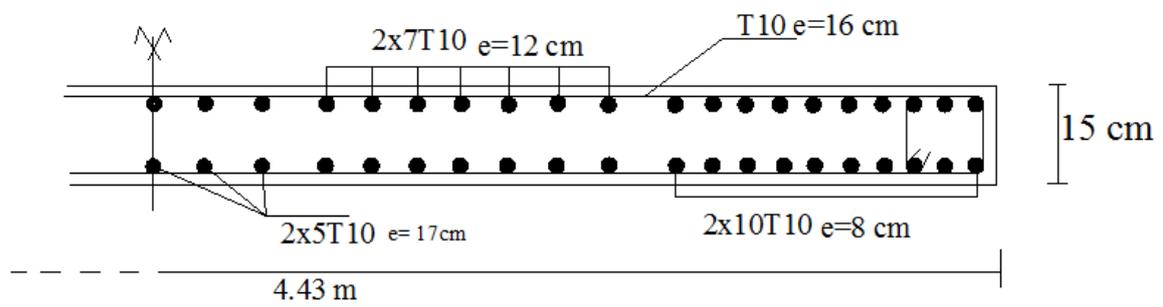
Tableau.VI.58: Calcul des aciers de coutures du voile (VY5).

**VI.3.7. Schéma ferrailage du voiles (V1) coupe horizontale :**

- Niveau (0. - 13.26 m) :



- Niveau (13.26 m - 40.8 m) :



### VII.1. Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

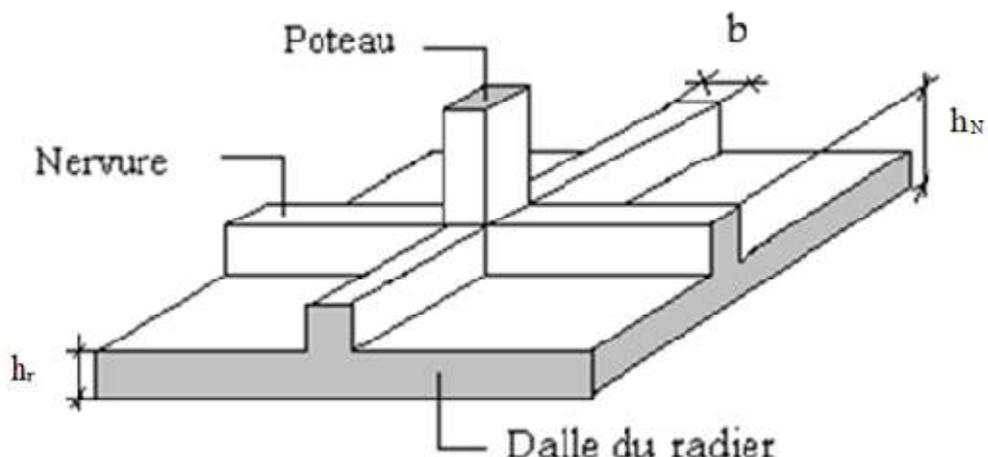
La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

### VII.2. RADIER :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.



**Fig.VII. Schéma d'un radier.**

**VII.2.1. Prédimensionnement du Radier :**

On peut opter pour un radier général si :

$$S_{\text{néc}} > 50\% S_{\text{bât}}$$

**Avec :**

$$S_{\text{néc}} = \frac{N_G + N_Q}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$N_G$  : Charge permanente.

$N_Q$  : Charge d'exploitation.

$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

**Pour:**

$$N_G + N_Q = 79413.813 \text{ KN.}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars.}$$

**VII.2.2. Surface Nécessaire :**

On trouve:  $S_{\text{néc}} \geq 317.65 \text{ m}^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment :

$$S_{\text{bât}} = 398.889 \text{ m}^2$$

Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient :

$$S_{\text{rad}} = 447.219 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

$$h_d \geq L_{\text{max}} / 20$$

**Avec :**

$h_d$  : Epaisseur de la dalle

$L_{\text{max}}$  = distance maximale entre 2 files.

$$L_{\text{max}} = 6.00 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow h_d = \frac{600}{20} = 30 \text{ cm}$$

**VII.2.3. Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{sous-sol})$ .

$$N_u = 109110.139 \text{ kN}$$

$$b = \frac{5.20 + 3.66}{2} = 4.43 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

$$L = 6.00 \text{ m} ; b = 4.43 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = 0.61\text{Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{Mpa}$$

- **Le choix Final :**

On prend:  $h = 30 \text{ cm}$

**VII.3. NERVURE:**

**VII.3.1. Condition de coffrage:**

$$b = \frac{5.2 + 3.66}{2} = 4.43 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

$$a \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

On prend  $b \geq h$  de poteau de sous sol

Donc on prend :

$$a = 70 \text{ cm}$$

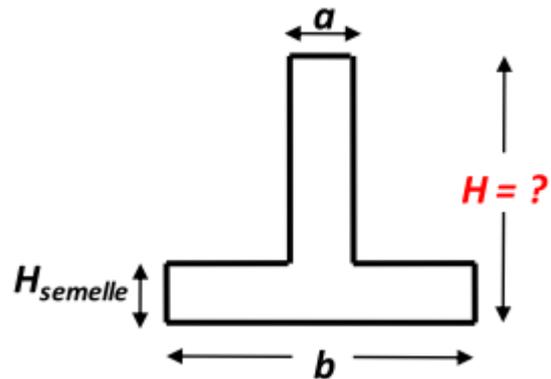


Fig. La hauteur des nervures:

**VII.3.2. Théorie de la poutre sur sol élastique :**

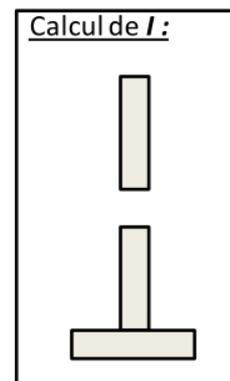
On calcule d'abord la longueur élastique de la semelle :  $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$

$I \rightarrow$  inertie de la semelle

$E \rightarrow$  module d'élasticité du béton ( $\sim 20000 \text{ MPa}$ )

$K \rightarrow$  coefficient de raideur du sol

$b \rightarrow$  largeur de semelle en contact avec le sol



$$b = \frac{5.2 + 3.66}{2} = 4.43 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

K: Coefficient de raideur du sol.

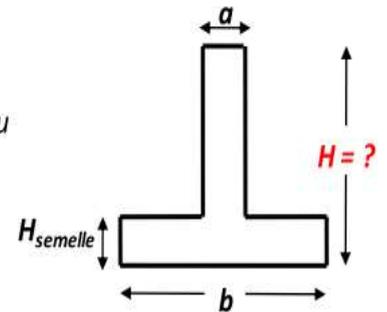
On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 5 \text{ MPa} \rightarrow$  pour un très mauvais sol.
- $K = 40 \text{ MPa} \rightarrow$  pour un sol de densité moyenne ( $\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bar}$ ).
- $K = 120 \text{ MPa} \rightarrow$  pour un très bon sol.

Pour notre cas  $K = 40 \text{ MPa/m}$  (sol de densité moyenne).

**VII.3.3. Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure :**

le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition entre - axe des poteaux  $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$  soit satisfaite et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



b=4.43, H<sub>semelle</sub>=0.30m, a=0.70m, entre-axe des poteaux =6.00m

Hauteur de nervure(m)	0.6	0.7	0.9	1.00	1.10
I(m <sup>4</sup> )	0.0279	0.042	0.0872	0.1195	0.159
L <sub>e</sub> (m)	2.12	2.34	2.82	3.051	3.27
$\frac{\pi}{2} L_e + a$ (m)	4.03	4.37	5.12	5.49	5.84

Tableau.VII.1:Détermination de la hauteur de la nervure.

**VII.3.3.1. Condition de la flèche:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} < h_2 < \frac{L_{max}}{10}$$

On a : L<sub>max</sub>=6,00 m

$$\Rightarrow 40cm < h_2 < 60cm$$

On prend: h<sub>2</sub>=55cm

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 110 \text{ cm}$$

On prend : h=110 cm

• **Finalement :**

- Epaisseur de la dalle du radier h=30cm
- Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 110cm \\ b = 70cm \end{cases}$

**VII.4. Caractéristiques géométriques :**

- **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 15.85 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.26 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_{XX} = 8531.0539 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 32139.1783 \text{ m}^4$$

**VII.5. Vérifications Nécessaires :****VII.5.1. Vérification de la Stabilité du Radier :**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres (se trouvant au-dessus du débord).

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ancrage de la structure.

**Sens x-x :**

$$M_0 = 395791.6 \text{ KN.m} ; V_0 = 4583.68 \text{ kN} ; h = 6.12 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 423843.72 \text{ KN.m}$$

$$N = N_1 + N_2$$

$N_1$ : Poids propre de la structure.

$N_2$ : Poids propre du radier.

$$\text{On a : } N_{G1} = 69272.526 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 447.219 \times 0.30 = 3354.14 \text{ KN}$$

Donc :  $N=72626.66 \text{ KN}$

$M_s=N.x_G=1151132.56 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 2.71 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

**Sens y-y :**

$M_0=109316.51 \text{ KN.m}$  ;  $V_0=4166.92 \text{ kN}$  ;  $h=6.12 \text{ m}$

Donc:  $M_R=134818.06 \text{ KN.m}$

$M_s=N.y_G=527269.55 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 3.91 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérfifiée}$$

• **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 donc notre structure est stable dans les deux sens.

**VII.6. FERRAILLAGE DU RADIER :**

La fissuration est considérée préjudiciable.

**VII.6.1. Détermination des efforts:**

- $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

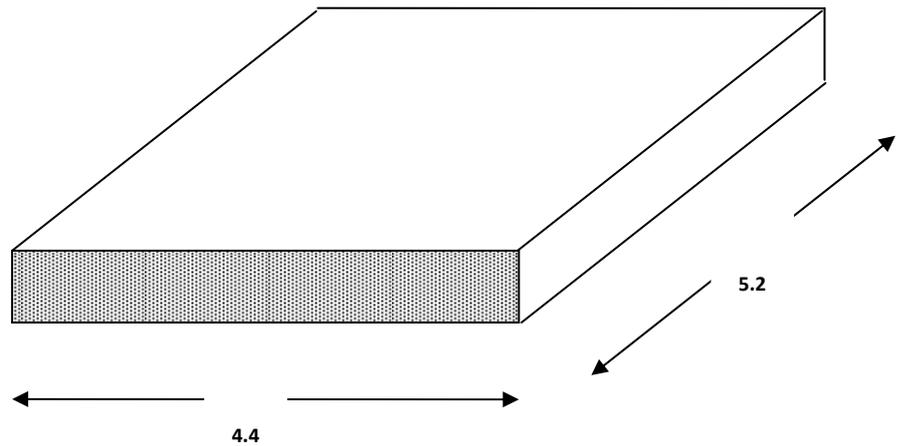
$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive:**

- Moment en travée: 
$$\begin{cases} M_{tx}=0.85M_x \\ M_{ty}=0.85M_y \end{cases}$$

- Moment sur appuis: 
$$\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0.3M_x & (\text{appui de rive}) \\ M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x & (\text{autre appui}) \end{cases}$$



**Fig.: Vue en plan illustrant**

**les dimensions du panneau de radier**

- $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q / S_{\text{radier}} = 243,974 \text{ Kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0517 \\ \mu_y = 0,6678 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 244,19 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 163,07 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 207,56 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 138,60 \text{ kNm}$$

- **Moment sur appuis:**

Max=May=0,3Mx = 73.257 (appui de rive)

Max=May= 0,5Mx = 122.095 (autre appui)

**VII.6.2. Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  
 $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 30\text{cm}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$ .

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	esp
<b>Travée</b>	x-x	207.56	24.92	<b>14T16</b>	28,15	7
	y-y	138.60	15.90	<b>10T16</b>	20.11	10
<b>Appui</b>	Rive	73.257	8.09	<b>5T16</b>	10.05	20
	inter	122.095	13.87	<b>8T16</b>	16.08	12

Tableau.VII.2: Ferrailage de panneau du radier.

**VII.6.3. Vérifications nécessaires :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 < 10.05\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{la condition est vérifiée.}$$

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

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	151.07	28.15	8.7	15	196.1	201,6	<b>OK</b>
	y-y	100.87	20.11	7	15	168.4	201,6	<b>OK</b>
<b>Appuis</b>	rive	53.31	10.05	5.2	15	135.9	201,6	<b>OK</b>
	inter	88.86	16.08	6.9	15	178	201.6	<b>OK</b>

Tableau.VII.3: Vérification des contraintes.

- **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(90\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

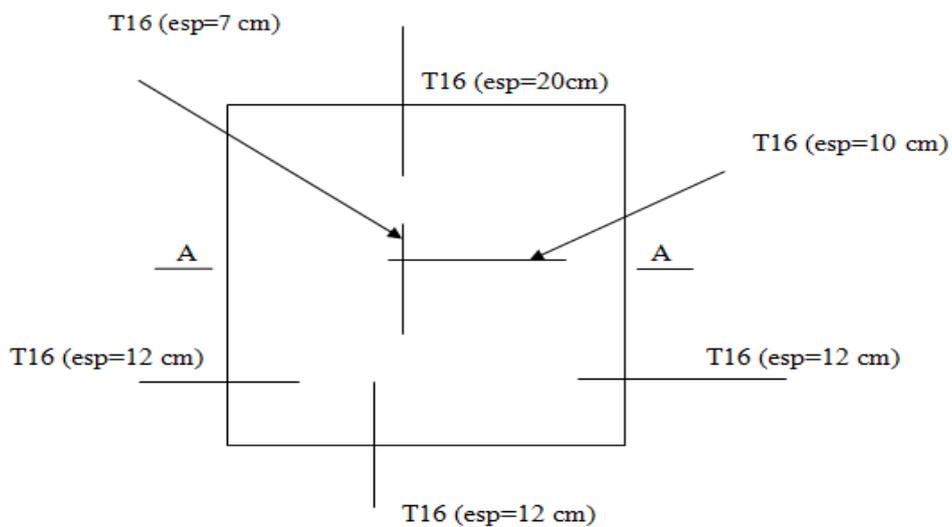
$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{OK}$$

- **Remarque :**

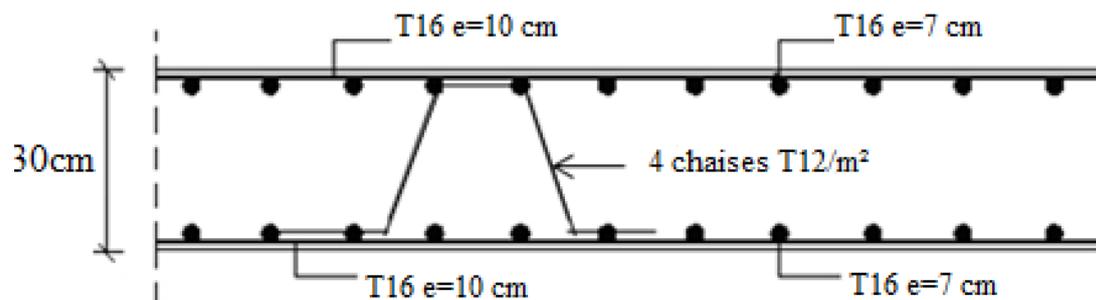
La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit :

4 chaises de T12 / m<sup>2</sup>

**VII.6.4. Dessin de ferrailage :**



**Fig. Ferrailage du radier.**



**Fig coupe A-A.**

**VII.7. FERRAILLAGE DES NERVURES :****VII.7.1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_r = 0.50M_0$$

**VII.7.2. Calcul des armatures :**

$$b=70\text{cm} ; h=110\text{cm} ; d=99\text{cm}$$

- **Sens porteur (x-x) :**

$$L=6.00\text{m} ; q_u=243.974\text{K}\text{N}/\text{ml}$$

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	933.2	28.54	<b>10T20</b>	31.42
<b>Appuis</b>	548.94	16.41	<b>7T20</b>	21.99

**Tableau VII.4: Ferrailage des nervures sens porteur.**

- **Sens non porteur (y-y) :**

$$L=5.2\text{m} ; q_u=243.974 \text{ kN/ml}$$

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	700.93	21.14	7T20	21.99
<b>Appuis</b>	412.31	12.23	5T20	15.71

**Tableau VII.5: Ferrailage des nervures sens non porteur.**

**VII.7.3. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.36\text{cm}^2 \leq 15.71\text{cm}^2$$

**VII.7.4. Vérifications nécessaires :**

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

➤ **Sens porteur :**

Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	679.2	31.42	5.3	15	194.8	201.6	NON
Appuis	399.53	21.99	3.8	15	148	201.6	OK

Tableau VII.6: Vérification des contraintes sens porteur.

➤ **Sens non porteur :**

Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	510.15	21.99	4.8	15	198.7	201.6	NON
Appuis	300.09	15.71	3.4	15	141.8	201.6	OK

Tableau VII.7: Vérification des contraintes sens non porteur.

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{243.974 \times 6.00}{2} = 731.92kN$$

$$\tau_u = \frac{731.92 \times 10^3}{700 \times 990} = 1.05MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**VII.7.5. Armatures transversales :**

- **Selon BAEL91 :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,525\text{MPa}$$

- **Selon RPA99/v2003:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 55\text{cm} \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 1,05\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; b = 70\text{cm} ; d = 99\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 25\text{cm} \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 2,93\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } 7\text{T}10 = 5,50\text{ cm}^2$$

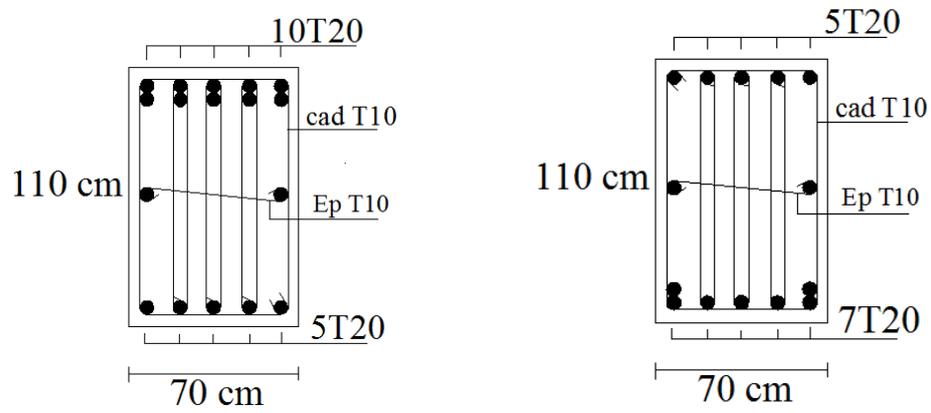
- **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses Pour les bâtiments courant on a  $3\text{ cm}^2 / \text{m}$  pour les armatures de peau.

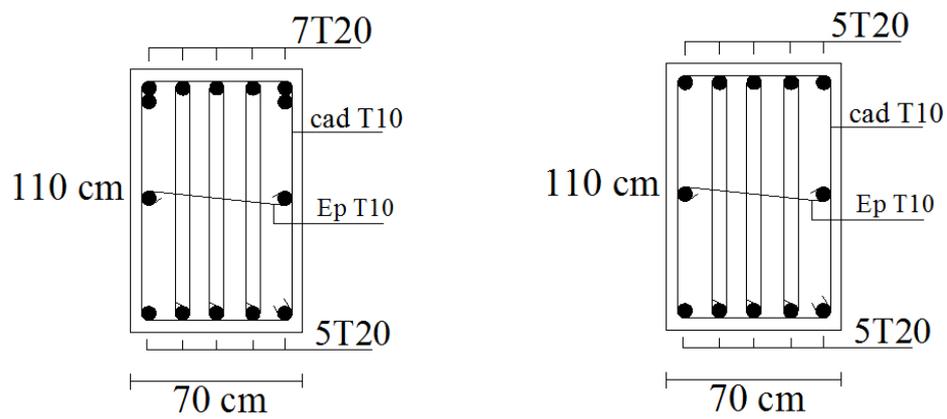
$$3 \times 1,50 = 4,50\text{ cm}^2$$

$$\text{On opte } 2\text{ T } 20 = 6,28\text{ cm}^2$$

**VII.7.6. Dessin de ferrailage :**



**Fig. nervure sens porteur en travée et en appuis.**



**Fig. nervure sens non porteur en travée et en appuis.**

## **VII.8. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :**

### **VII.8.1. Prédimensionnement :**

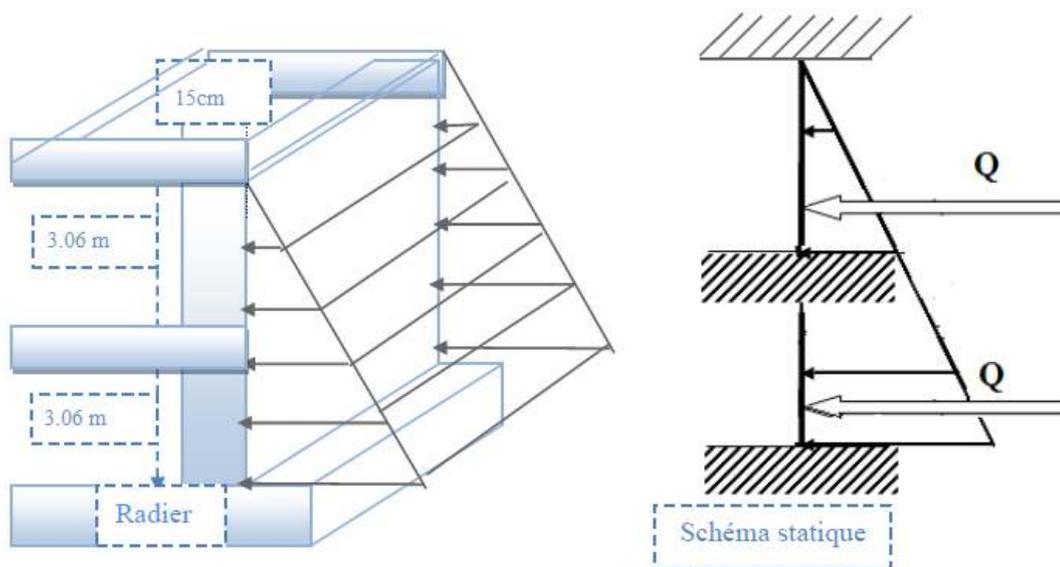
Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :  
Epaisseur  $e \geq 15\text{cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).

Avec : B : Section du voile.

- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.



**Fig. Schéma statique du voile périphérique.**

**VII.8.2. Détermination des sollicitations :**

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastres à leurs bases (le niveau de fondations) ».

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres .
- Effet de surcharge.
- Effet de cohésion.

**VII.8.3. Calcul de la force de poussée :**

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times \gamma \times h$$

**Avec :**

**Q :** Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ).

$h$  : Hauteur du voile = 3,06m

**A :** coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 35^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.27$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 15.69 \text{ kN/ml} \Rightarrow Qu = 1,35 \times 15.69 = 21,19 \text{ kN/ml}$$

**VII.8.4. Calcul des moments :**

Le mur sera calculé comme des dalles encastrees sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, Et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport  $\rho = L_x / L_y$ .

➤  $0,4 < \rho < 1$  ..... La dalle porte dans les deux sens

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x P \cdot L_x^2 \\ \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \rho^3)} \end{array} \right.$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$\mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho)$$

combinaison	Lx (m)	Ly (m)	$\rho$	$\mu_x$	$\mu_y$	M <sub>ox</sub> (kn.m)	M <sub>oy</sub> (kn.m)
ELS	3,06	6,00	0,51	0,0951	0,2500	18,86	4,71

Tableau.VII.8: Calcul des moments de voile périphérique.

**Sens x-x :**

$$M_t = 0.85M_{0x} = 16,03 \text{ KN .m}$$

$$M_a = 0.5 M_{0x} = 9,43 \text{ KN .m}$$

**Sens y-y :**

$$M_t = 0.85M_{0y} = 4,00 \text{ KN .m}$$

$$M_a = 0.5 M_{0y} = 2,35 \text{ KN .m}$$

**VII.8.5. Calcul du ferrailage :**

b=100cm ; h=15cm ; d=0,9 ; h=13,5 cm ; f<sub>e</sub>=400MPa ; f<sub>c28</sub>=25MPa ; f<sub>t28</sub>=2,1MPa  
 σ<sub>s</sub>=348MPa ; F<sub>bc</sub>=14,17MPa.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	16.03	3.52	5T12	5,65	20
	y-y	4	0.87	5T8	2,51	20
<b>Appuis</b>	x-x	9.43	2.04	5T12	5,65	20
	y-y	2.35	0.50	5T8	2,51	20

Tableau.VII.9: Ferrailage du voile périphérique.

▪ **Conditions exigées par le RPA99 :**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

On adopte le ferrailage calculé.

▪ **Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

On a:  $12cm \leq e \leq 30cm$

$h=e=15cm; b=100cm.$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$  pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{3,06}{6} \right) \frac{100 \cdot 15}{2} = 1,49cm^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2cm^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 3,93cm^2 \rangle A_x^{\min} = 1,49cm^2 \\ A_y = 2,51.cm^2 \rangle A_y^{\min} = 1,2cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 3.93cm^2 \rangle A_x^{\min} = 1,49cm^2 \\ A_y = 2.51m^2 \rangle A_y^{\min} = 1,2cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

**VII.8.6. Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{21.19 \times 3,06 \times 6}{2 \times 3,06 + 6} = 32,09 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 21,61 kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 32,09 kN$$

$$\tau_u = \frac{32,09 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,23 MPa < \bar{\tau}_u = 1,25 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**VII.8.7. Vérification à L'ELS :**

- **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$Q_{ser} = 15,69 \text{ kN/m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.51 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0951 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 13,97 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 3,49 kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 11,87 kNm \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 2,96 kNm \\ M_a = 0,5 M_x = 6,98 kNm \\ M_a = 0,5 M_y = 1,74 kNm \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	11,87	5,65	6,9	15	196.3	201.63	OK
	y-y	2,96	2,51	2.2	15	76.8	201.63	OK
<b>Appuis</b>	x-x	6,98	5,65	4	15	109,2	201,63	OK
	y-y	1,74	2,51	2.1	15	82.8	201.63	OK

**Tableau.VII.10: Vérification des contraintes à l'ELS.**

- **Remarque :**

On adopte le même ferrailage pour le voile de périphérique du deuxième sous sol.

## CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offerte par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul est en train de bouleverser les méthodes forfaitaire qui n'étaient qu'approximatives.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Le renforcement de cette dernière (lors de l'étude sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

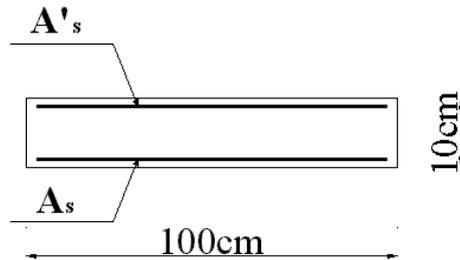
Les systèmes mixtes en portique et voiles donc caractérisent à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Celle-ci notre en jeu d'une façon significative qu'après le dépassement de la limite d'élasticité des voiles. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude et de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers a travers les cas étudiés dans se mémoire, qui ont fournie des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver a une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

**ACROTÈRE :****VI.1.4. Ferrailage de l'acrotère :**

$h = 10\text{cm}$  ;  $d = 0,9.h = 9\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$  ;  $c = c' = 2\text{cm}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$



**Fig IV.3: Ferrailage de l'acrotère.**

⇒ **Calcul de l'excentricité**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,523}{2,858} = 53,289\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section de l'acrotère. Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

⇒ **Calcul du moment fictif  $M_f$  :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,523 + 2,858 \times \left( \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 1,608\text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1,608 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14,17} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$  (les armatures comprimées ne sont nécessaires)

$\mu < 0,124$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014} \right) = 0,0176$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,09 \times (1 - (0,4 \times 0,0176)) = 8,93\text{ cm} = 89,3\text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_s^f = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1,608 \times 10^6}{89,3 \times 347,826} = 51,76 \text{ mm}^2$$

$$\blacksquare A_{s1} = A_s' = 0$$

$$\blacksquare A_{s2} = A_s^f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 51,76 - \frac{2,858 \times 10^3}{347,826} = 43,54 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \\ A_{s2} = 0,43 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### **VI.1.5. Vérification de la Section d'Acier Selon "CBA93" :**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec:

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,086 \text{ cm}^2 \} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_{s2}, A_s^{\min}) = 1,086 \text{ cm}^2$$

On opte finalement pour **5T6 ( $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$ )**

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 25 \text{ cm}$$

**VI.1.6. Armatures de Répartitions :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.352 \Rightarrow A_r \geq 0,352cm^2$$

On choisit 4T6 ( $A_s=1,13cm^2$ )

$$\text{Avec un espacement } S_r = \frac{60-4}{3} = \frac{56}{3} \approx 18cm$$

**Vérification de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1fc_{28}, 3MPa) = 2,5MPa.$$

$$\tau_u = \frac{2.540 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,028MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa.$$

⇒ Condition vérifiée.

**VI.1.6.Vérification a l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_o = \frac{Mser}{Nser} = \frac{1.015}{2.117} = 47.945cm \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3cm \end{array} \right.$$

$$\text{Donc on a : } e_o > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{SPC}$$

C : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

$$e_A = \frac{Mser}{Nser} = \frac{1.015}{2.117} = 47.945cm$$

$$\Rightarrow c = e_a - \frac{h}{2} = 47.945 - 5 = 42.945 cm$$

D'après le "CBA93", on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + \frac{90 \times A_1}{b}(c + c') + \frac{90 \times A_2}{b}(c + d) = -5474.50 \text{ cm}^3 \\ \text{et} \\ q = 2c^3 - \frac{90 \times A_1}{b}(c + c')^2 - \frac{90 \times A_2}{b}(c + d)^2 = 155786.41 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + 4 \left( \frac{p}{3} \right)^3 = -3.748 \times 10^7 \leq 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 155786.41}{2 \times (-5474.50)} \times \sqrt{\frac{-3}{-5474.50}} = -0.999$$

$$\Rightarrow \varphi = 177^\circ 43'$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{5474.50}{3}} = 85.43$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -85.42 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 43.81 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 41.60 \text{ cm}$$

La solution qui convient est  $y_c = 43.81 \text{ cm}$

Car :

$$0 < y_{\text{ser}} = y_c + c < h$$

$$y_{\text{ser}} = 43.81 - 42.94$$

$$0 < y_{\text{ser}} = 0.87 < h = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{\text{ser}} = 0.87 \text{ cm} \\ y_c = 43.81 \text{ cm} \end{cases}$$

**Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + n \times [A_s(d - y_{ser})^2 + A_s'(y_{ser} - c')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \times 0.87^3 + 15 \times [1.41 \times (9 - 0.87)^2] = 1.42 \times 10^3$$

**Vérification des contraintes**

D'après BAEL91

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,117.10^3 \times 43.81 \times 10}{1.42 \times 10^3 \times 10^4} \right) \times 0.87 \times 10 = 0.65 MPa < \bar{\sigma}_{bc}$$

⇒ Condition vérifiée.

**Contraintes de l'acier**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = 266,66 MPa$$

$$\sigma_s = 79.63 MPa < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

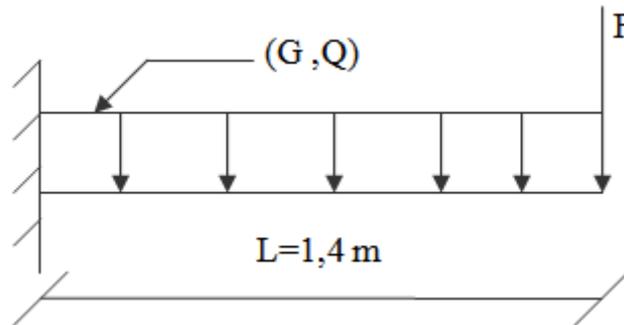
$$\sigma'_s = -11.07 MPa < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**IV. Balcon :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

On a déjà prédimensionner le balcon dans chapitre 3:

$e = 14 \text{ cm}$ .



**Fig. IV.6. Schéma statique du balcon.**

**Calcul de ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $F_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 14 \text{ cm}$  ;  $d = 12.6 \text{ cm}$  ;

$f_e = 400 \text{ MPa}$ .

Mu (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	A's(cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(mm)	As <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	choix	As <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	esp(cm)
13.15	0.0584	oui	0	0.0753	122.202	3,09	5T10	3,93	20

**Tableau. IV.1 : IV.1 : Résultats de Ferrailage pour balcon.**

**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 126 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_s^{\min} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition : [1]**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

$$\Rightarrow 0,98 \leq A_r \leq 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{on adopte } 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ avec : esp} = 25 \text{ cm}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T^{\max}}{b.d} = \frac{17.98 \times 10^3}{1000 \times 126} = 0,142 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**Vérification a l'ELS :**

**1-vérification des contraintes :**

$$M_{\text{ser}} = 9.66 \text{ KNm}$$

- Béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

y : Position de l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 58.95 y - 742.77 = 0 \quad \Rightarrow \quad \sqrt{\Delta} = 390$$

$$\Rightarrow y = 3.31 \text{ cm}$$

I : moment d'inertie.

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A_s (d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 6296.45 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.66 \times 10^6}{6296.45 \times 10^4} \times 33.1 = 5.078 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

⇒ Contrainte de béton vérifiée

- Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 150 \eta \right)$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66 ; 240) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 1.6 \times \left[ \frac{9.66 \times 10^6}{6296.45 \times 10^4} \times (126 - 33.1) \right] = 22.804 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

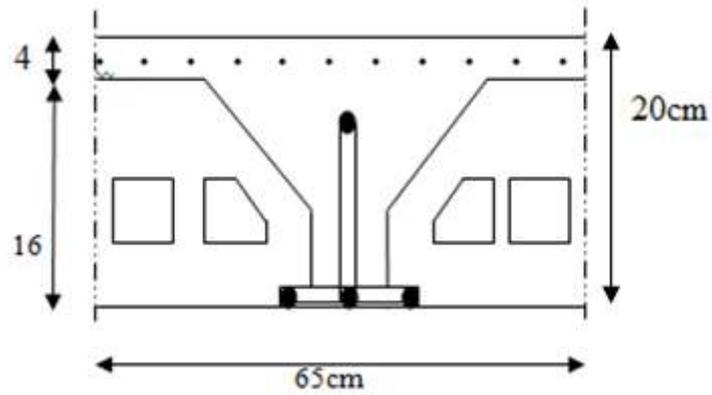
⇒ Contrainte d'acier vérifiée.

### **Vérification de la flèche :**

La vérification de la stabilité d'une console de portée < 2.0 m vis-à-vis de la déformation n'est pas nécessaire.

**Etude des poutrelles :**

on opte pour :  $h=20\text{cm}$  ;  $h_0=4\text{cm}$  ;  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$



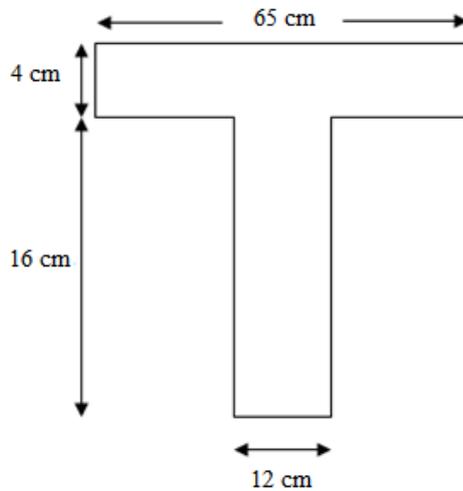
**Fig. IV.9.**

**Calcul de ferrailage :**

Le calcul de ferrailage se fait à l'ELU en flexion simple.

$h=20\text{ cm}$ ;  $h_0=4\text{ cm}$ ;  $b=65\text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{ cm}$ ;  $d=0,9h=18\text{ cm}$ ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$ ;  $f_e=400\text{MPa}$

$f_{c28}=25\text{ MPa}$ ;  $f_{t28}=2,1\text{ MPa}$



**Fig. IV.10. Dimensions de la poutrelle.**

### ANNEXE 3

Le calcul des sections en (Té) se effectué différemment selon la position de l'axe neutre.

- Si  $M_U < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_U > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans nervure.

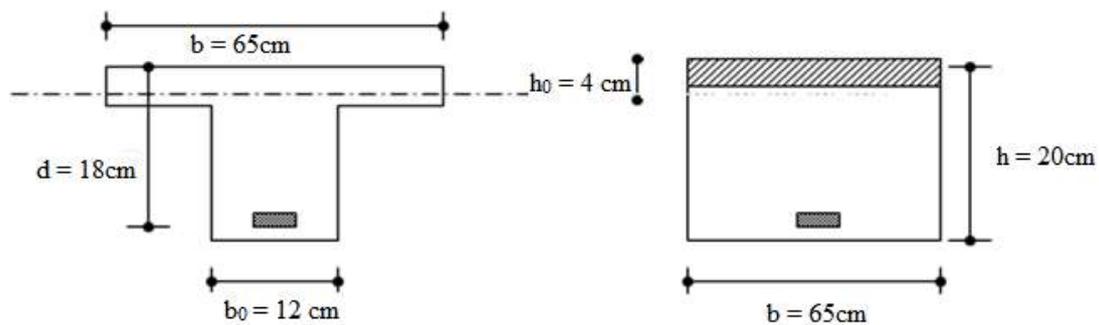
$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 58.947 \text{ kNm}$$

On a:

$$M_u^{travée} = 16.274 \text{ kNm} < M_{tab} = 58.947 \text{ kNm}$$

$$M_u^{appui} = 16.552 \text{ kNm} < M_{tab} = 58.947 \text{ kNm}$$

⇒ L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc le calcul se fait comme si la section était rectangulaire ( $b \times h$ ) = (60x20) cm<sup>2</sup>



	M	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_S'$	$A_S$	$A_S^{choisit}$	$A'_S{}^{adopté}$
	[kN.m]			[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
Travée	16.274	0.054	0.070	174.95	0	2.67	3T12	3.39
Appui	16.552	0.055	0.0713	174.861	2.72	0	2T14	3.08

**Tableau. IV.3 : IV.3 : Résultats de ferrillage de poutrelles.**

**Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{s_{\min}} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28})/f_e = 0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1/400 = 1.41 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_s = 2.67 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}}$  ..... vérifiée

Sur appui :  $A_s = 2.72 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}}$  ..... vérifiée

**Vérification à ELU :**

➤ **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant la vérification de cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable.

$$T_U^{\max} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{9.604 \times 4.4}{2} = 21.128 \text{ kN}$$

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

Tel que:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = 2.934 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**-Au voisinage des appuis :**

**Appuis de rives :**

Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u = 21.128 \text{ kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{21,128 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1.08 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Appuis intermédiaires :**

Vérification de la contrainte de compression

Avec :  $T_u = 16.086 \text{ kN}$  (appuis intermédiaire = 3.35m)

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0.9b_0d} = \frac{16.086 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.827 \text{ MPa} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = \frac{16.086 \times 10^3 - \frac{16.552 \times 10^6}{0.9 \times 180}}{348} = 2.473 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des contraintes :**

$$M_{\text{ser}} = 23.653 \text{ kNm}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 1.54 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre

y est solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s d + A'_s c') = 0$$

$$32.5y^2 + 15(3.39 + 1.54) - 15(3.39 \times 18 + 1.54 \times 2) = 0$$

- ⇒  $y = 4.41 \text{ cm} > h_0 = 4 \text{ cm}$
- ⇒ L'axe neutre est dans l'âme.

• Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 1.138 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_{ser}}{I}y = 4.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifiée.

**Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625$  ..... non vérifiée.
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{3,39}{65 \times 18} = 2.897 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$  ..... vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_r}{10M_0} \Rightarrow 0.045 < \frac{16.274}{10 \times 23.241} = 0.070$  ..... non vérifiée.

Donc il est nécessaire de calculer la flèche :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$\bar{f}$  : Flèche admissible

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec  $l = 440 \text{ cm} < 500 \text{ cm}$

$$\bar{f} = 0.88 \text{ cm}$$

$f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.

$f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.

- Position de l'axe neutre "y<sub>1</sub>" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left( \frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I<sub>0</sub>" :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ<sub>s</sub> : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

**Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :**

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\Delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
10.987	3.39	7.43	0,015	180.05	2,63	1.05	0,72	21799.83	8243.17	12358.94

**Tableau : Récapitulatif du calcul de la flèche.**

**Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86MPa$$

**C.B.A article B.6.5.2 :**

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0.802cm \quad (L = 4.4m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$(L = 4.4m)$$

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1.59cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.788cm < \bar{f} = 0.88cm$$

- ✓ Condition de la flèche vérifiée.

**Les escaliers :**

**Ferraillage :**

**Longitudinal :**

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	α	Z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s.adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	S <sub>t</sub> cm	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s.adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	S <sub>t</sub> cm
<b>Travée</b>	22,729	0.0495	0.063	0.175	3,72	3,93	5HA14	20	0,98	2,51	5HA8	20
<b>Appui</b>	13,37	0.029	0.036	0.177	2,16	3,14	4HA14	25	0,98	2,51	5HA8	20

**Tableau: Ferraillage de l'escalier en appui et en travée.**

**Vérification :**

**Vérification de la condition de non fragilité : BAEL 91 (art A.4.2)**

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s,\max} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

D'après (Art A.5.1.3) du BAEL91.rev99 : On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$$\text{Si } |T_u| - \frac{M_u}{0.9 d} < 0 \quad \Rightarrow \text{ pas de vérification de la section}$$

$$\text{Si } |T_u| - \frac{M_u}{0.9 d} > 0 \quad \Rightarrow \text{ il faut satisfaire la condition suivante :}$$

$$A_s \geq (T_u + \frac{M_u}{0.9 d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

**Appui A :**

$$T_u = 28,56 \text{ kN}$$

$$M_a = 13,37 \text{ kN}$$

$$28,56 - \frac{13,37}{0,9(0,18)} = -53,97 \text{ kN} < 0$$

**Appui B :**

$$T_u = -27,44 \text{ kN}$$

$$27,10 - \frac{13,37}{0,9(0,18)} = -55,43 \text{ kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction => pas de vérification de la section.

**Vérification à L'ELS :**

- Contraintes dans les aciers tendus

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

- Contraintes dans le béton : on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I}$$

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

$$\text{Position de l'axe neutre : } \frac{b}{2} x^2 + nA'_s(x - c') - nA_s(d - x) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} x^3 + nA_s(d - x)^2 + nA'_s(x - c')$$

$$\text{Avec : } n=15, d=18\text{cm}, b=100\text{cm}, A'_s = 0$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M <sub>SER</sub> (KN.M)	A <sub>S</sub> (CM <sup>2</sup> )	x (CM)	I (CM <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPA)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPA)	σ <sub>bc</sub> < σ̄ <sub>bc</sub>
<b>Travée</b>	16,405	3,93	4,05	13680	4,856	15	✓
<b>Appui</b>	9,65	3,14	3,67	11320	3,128	15	✓

**Tableau : Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS**

**Vérification de la flèche :** d'après **BAEL 91 (art B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1.  $h/L \geq 1/16$
2.  $A_s / bd \leq 4,2 / f_e$
3.  $h/L \geq 1/10 (M_t/M_0)$

Nous avons :

$$h/L \geq 1/16 \quad \Rightarrow \quad 16 / 380 = 0,0421 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche admissible est : **BAEL 91 (art B.6.5.3)**

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \therefore \text{si } \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si } \therefore L > 5m$$

D'après le **BAEL 91 (art B.6.5.2)** la flèche totale est :  $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \end{array} \right.$$

$\delta_i$  : Flèche due aux charges instantanées.

$\delta_v$  : Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas  $L= 5.2m$ .

- Moment d'inertie de la section totale homogène :

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

- Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0,4 \lambda_i \end{cases}$$

$\lambda_i$  : Pour la déformation instantanée.

$\lambda_v$  : Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z} \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

## ANNEXE 4

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

$M_{SER}$ (KN.M)	$A_s$ (CM <sup>2</sup> )	$\rho$ 10 <sup>-3</sup>	$z$ (CM)	$\sigma_s$ (MPA)	$\lambda_I$	$\lambda_V$	$\mu$	$I_0$ (CM <sup>4</sup> )	$I_{\delta_i}$ (CM <sup>4</sup> )	$I_{\delta_v}$ (CM <sup>4</sup> )
19,3	3,93	2,18	16,65	294,95	9,61	3,844	0,213	70439,46	25429,99	38729,13

**Tableau: Vérification de la flèche pour les escaliers.**

• Calcul des modules de déformation:

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

D'où:

$$\left. \begin{array}{l} \delta_i = 0,79 \text{ cm} \\ \delta_v = 1,24 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta \delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,45 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{5.2}{1000} = 0,50 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \Delta \delta_T < \bar{f} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutre palière :**

**Ferraillage de la poutre palière (ELU) :**

$$M_{max} = M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{21.668 \times 3.45^2}{8} = 32.238 \text{ kNm}$$

$h = 30 \text{ cm}, d = 27 \text{ cm}, b = 20\text{cm}, f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$

Moment en travée  $M_t = 0.85M_0 = 27.402 \text{ kNm}$

Moment en appui  $M_a = 0.5M_0 = 16.119 \text{ kNm}$

	M [KN.M]	$\mu$	A	Z [CM]	$A_s'$ [CM <sup>2</sup> ]	$A_s$ [CM <sup>2</sup> ]	$A_s^{\text{CHOISIT}}$ [CM <sup>2</sup> ]	$A_s^{\text{ADOPTÉ}}$ [CM <sup>2</sup> ]
Travée	27.402	0.123	0.178	250.717	0	3.14	3T12	3.39
Appui	16.119	0.078	0.101	259.02	1.78	0	3T10	2.36

**Tableau: Résultats de ferraillage de la poutre palière.**

**Vérifications :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{smin} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28})/f_e = 0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1/400 = 0.652 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{smin}$  ..... vérifiée

Sur appui :  $A_s = 1.78 \text{ cm}^2 > A_{smin}$  .....vérifiée

**Armature transversale :**

$$\varphi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_{min} \right\}$$

$$\varphi_t = \min\{8.57, 20, 12\}$$

$$\Rightarrow \varphi_t = 10 \text{ mm}$$

**C.B.A 93 :**

$$S_t \leq \min\{0.9 d, 40 \text{ cm}\}$$

$$\Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

**L'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3,34$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{21.668 \times 3.45}{2} = 37.377 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{37.377 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.692 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifié

**Vérification des contraintes :**

$$M_{ser} = 23.653 \text{ kNm}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre

y est solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s d + A'_s c') = 0$$

$$10y^2 + 15(3.39 + 2.36) - 15(3.39 \times 27 + 2.36 \times 2) = 0$$

$$\Leftrightarrow y = 12.301 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$\Leftrightarrow I = 4.775 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M_{ser}}{I} y = 6.093 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

✓ Condition vérifié

**Vérification de la flèche : d'après C.B.A.93 (art B.6.5.2)**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625$  ..... n'est pas vérifiée.
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.39}{65 \times 18} = 2.89 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$  ..... vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow 0.045 < \frac{16.274}{10 \times 23.241} = 0.070$  ..... n'est pas vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le BAEL 91 (art B.6.5.2) la flèche totale est :

$$\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ 10 <sup>-3</sup>	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	y (CM)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>δI</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>δv</sub> (cm <sup>4</sup> )
10.987	3,93	2,18	180.055	2.635	1.054	0,724	7.436	2.179 10 <sup>4</sup>	8243.171	12358.941

**Tableau: Vérification de la flèche pour la poutre palière.**

**Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

D'où:

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \end{cases}$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \delta_i = 8.022mm \\ \delta_v = 15.909mm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i = 7.887mm.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0,88cm = 8.8mm.$$

$\bar{f}$  : Flèche admissible.

$$\Delta\delta_T < \bar{f}$$

✓ La flèche est vérifiée.