



*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*et de la Recherche Scientifique*



*Université Djilali Bounaama Khemis Miliana*

*Faculté des Sciences et de la Technologie*

*Département de la Technologie*

*Filière : Génie Civil*

**Mémoire de fin d'étude**

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

**Option : Structures**

*Thème*

*Calcul manuel et automatique d'une  
structure en béton armé (R+6) à  
usage d'habitation*

**Réalisé par**

Mme. ABBAS Wissame

Mme. TIMTAOUCINE Rafika

**Encadré par**

Mr. A. BOUDINA

**Promotion 2019-2020**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# 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 je remercie mon encadreur Monsieur BOUDINA Abdellah pour ses soutiens, ses conseils judicieux et ses grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

*Tous les enseignants de génie civil de Djilali Bounaama Khemis Meliana et en particulier Mr TOUHARI Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jurys 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 m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*



# Dédicace

*Je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la santé, le courage tout au long de mes études. Je dédie ce modeste travail, fruits de mes longues années d'études : À mon père Mohammed, qui est le meilleur père dans ce monde, qui s'est toujours acquitté de son devoir de père, grâce à son encouragement, sa confiance et son soutien moral et matériel. À mon adorable mère Houria, celle qui est la plus chère au monde, la joie de ma vie, qui a été toujours là pour moi, qui donne un sens à mon existence, à la lumière de mes yeux en témoignage de son affection et son soutien pendant tous les durs moments que j'ai traversé,. Que Dieu garde mes parents et les protège. À mes chères grandes sœurs pour leurs soutiens, leurs encouragements, à mes frères, à mes tantes. À tous mes chères amies Akila, Halima , Ghania, Ines , Amira, Fatima, Fella , Rania ,Ines , Nihad, khaoula et à mon binôme .Sans oublie mes petites anges Ranime, Ratile, Loudjaine, Mayar et Iline. A tous mes enseignants qui durant mon parcours d'études m'ont donné le savoir et m'ont éclairée de leurs conseils. Et à toute la promotion génie civil de l'université Khemis Miliana.*

*Sangaré Abbas Wissam.*





# Dédicace

*Avec un énorme plaisir et une immense joie, je dédie mon travail à ma très chère, respectueuse et magnifique maman Saliha qui m'a toujours soutenu le long de ma vie, et à mon père Djilali qui m'a donné l'aide moral et matériel. A mes sœurs en particulier mon binôme Wissam et mes chères amies ; même je dédie cet mémoire aussi à la famille TIMTAOUCINE: exception mes oncles ,mes tantes , et mes cousines , aussi qu'à la famille de ma mère : mes oncles ,mes tantes, et mes cousines .À tous mes amis Et toute personne qui me connait ; Surtout à vous : Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail.*

*Sangaré Rafika.*



# Sommaire

Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Introduction générale .....	01

## Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction.....	02
I.2 Présentation de l'ouvrage .....	02
I.3 hypothèses de calcul .....	04
I.4 Caractéristique des matériaux.....	05

## Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction.....	09
II.2. Pré dimensionnement de planchers .....	09
II.3. Evaluation des charges .....	11
II.4. Pré dimensionnement des portiques .....	19
II.5. Pré dimensionnement des voiles .....	30

## Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III .1.Acrotère .....	32
III .2.balcon .....	39
III .3. Les planchers .....	44
III .4. Etude De La Dalle Machine.....	70
III .5. Escaliers .....	76
III.6. Etude De La Poutre Palière.....	84
III.7. Plancher a dalle pleine .....	90

## **Chapitre IV. Etude dynamique et sismique**

### **Partie Manuelle**

IV.1. Introduction .....	98
IV.2. Objectif de l'étude dynamique .....	98
IV.3. Choix de la méthode de calcul .....	98
IV.4. Analyse modale spectrale .....	100
IV.5. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente .....	101
IV.6. Modélisation mathématique (Structure sans voiles) .....	106
IV.7. Caractéristiques géométriques et massique d la structure.....	109
IV.8. Résolution du système initiale .....	114
IV.9. Modélisation finale.....	124
IV.10. Résolution du système finale.....	132
IV.11. Conclusion.....	147

## **Chapitre V. Etude dynamique et sismique**

### **Partie Automatique**

V.1. Modélisation de la structure étudiée .....	148
V.2. Présentation du logiciel L'ETABS .....	148
V.3. Résultats de l'analyse dynamique Model initiale .....	150
V.4. Résultats de l'analyse dynamique Model Final .....	154
V.5. Conclusion .....	162

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

VI.1 Introduction .....	163
VI.2 Hypothèses .....	163
VI.3 Section minimales et maximales .....	163
VI.4. Ferrailage des poteaux .....	164
VI.5.. Ferrailage des poutres .....	177
VI.6 Ferrailage des voiles .....	189
VI.6 Ferrailage des voiles .....	189

## **Chapitre VII. Etude de fondation**

VII. 1 Introduction .....	205
VII.2 Classification des fondations .....	205
VII.3 Voile périphérique .....	205
VII.4. Etude préliminaire du choix de type de semelle.....	206
VII.5. Ferrailage des débords.....	224

### **Comparaison et Conclusion général**

### **Références Bibliographique**

## ملخص

يهدف المشروع أساسا لدراسة عمارة غير منتظمة القياسات ( طابق أرضي+6طوابق) الواقعة في مدينة تيارت والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل لسنة 99 نسخة معدلة سنة 2003. قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمول بها في الجزائر حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائر 99نسخة معدلة سنة 2003 ومقياس الخرسانة المسلحة المعدل سنة 1999. قمنا بالدراسة اليدوية باستعمال نظام تمرکز الكتل والدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد بواسطة برنامج ETABS 9-7-0، تم تصميم أرضية طوابق العمارة بأرضية غير مشوهة القياسات. تقوية البنية بواسطة جدران خرسانية مسلحة كان ضروريا بما أن النقل الجانبي لما بين الطوابق فاق القيم المقبولة. تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة نظام SOCOTEC. أما الجدران الخرسانية المسلحة و العناصر الثانوية تم يدويا.

**الكلمات المفتاحية:** تسليح, الدراسة اليدوية, الدراسة الديناميكية, أرضية غير مشوهة , الأعمدة, العارضات, الجدران الخرسانية

## RESUME

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière en plan (RDC+6) et qui est implantée dans la commune de TIARET classée en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Le pré-dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément au BAEL91 Modifié 99 et RPA99version2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée manuelle par un système discret et automatique par le logiciel de calcul ETABS 9-7-0. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan). Le renforcement de la structure par le rajout de voiles de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter-étages de la structure pré dimensionnée dépassent les valeurs admissibles. Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, alors que celui des voiles et des éléments secondaires a été fait manuellement.

**Les mots clés :** ferrailage, discret, manuelle, automatique, diaphragmes, poteaux, poutres, voiles

## ABSTRACT

This thesis deals with the study of an irregularly shaped building in plan (Gf + 6) and is located in the municipality of TIARET classified as zone I according to the Algerian seismic code (RPA 99 version 2003). Sizing of the load-bearing members of the structure was done in accordance with BAEL91 Modified 99 and RPA99 version2003. The seismic analysis of the structure was performed manually by a discrete and automatic system by the calculation software ETABS 9-7-0. The floors of the building were modeled by diaphragms (indeformable in their plan). The reinforcement of the structure by the addition of bracing webs was necessary since the inter-stage lateral displacements of the pre-dimensioned structure exceed the admissible values. The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the SOCOTEC reinforcement software, while that of the sails and the secondary elements was done manually.

**Keywords:** reinforcement, discrete, manually, automatic, diaphragms, columns, beams

# LISYE DES TABLEAUX

## Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	07
--	----

## Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments.

Tableau. II .1 : charges permanente du plancher terrasse inaccessible .....	11
Tableau. II -2 : charges permanente du plancher courant (corps creux).....	12
Tableau. II -3 : charges permanente du mur double cloison.....	13
Tableau. II.4 : charges permanentes des dalles pleines .....	13
Tableau. II.5 : Charges permanentes de volée.....	16
Tableau. II.6 : Valeurs de différents chargements de Palier .....	17
Tableau. II.7. Valeurs de différents chargements de la dalle machine.....	18
Tableau. II.8. Valeurs de différents chargements de la dalle.....	19
Tableau. II.9. les valeurs de différents chargements du garde-corps pour 1ml .....	19
Tableau. II.10. Dégression des surcharges.....	27
Tableau II.11. La descente des charges verticales poteau central.....	27
Tableau II.12. Choix des sections des poteaux centraux.....	28
Tableau .II.13. Charges sur les poteaux de rives.....	28
Tableau .II.14. Choix des sections des poteaux de rive.....	28
Tableau .II.15. charges sur les poteaux d'angle.....	29
Tableau .II.16. Choix des sections des poteaux d'angles.....	29
Tableau .II.17 Coffrages des poteaux par étage.....	29

## Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.1: Ferrailage de l'acrotère .....	35
Tableau III.2. Vérification à l'ELS de l'acrotère .....	38
Tableau III.3. Les combinaisons des charges à ELU et ELS du Balcon .....	40
Tableau.III.4 : les efforts internes à ELU et ELS.....	41
Tableau III.5. Ferrailage du Balcon.....	42
Tableau III.6. Vérification des contraintes .....	43

<b>Tableau III.7.</b> Tableau récapitulatif des efforts à 1 travées .....	52
<b>Tableau III.7.1.</b> Moment de flexion E.L.U .....	52
<b>Tableau III.7.2</b> Les efforts tranchants E.L.U .....	52
<b>Tableau III.7.3.</b> Moment de flexion E.L.S.....	52
<b>Tableau III.7.4.</b> Les efforts tranchants E.L.S.....	53
<b>Tableau III.8.</b> Tableau récapitulatif des efforts à 2 travées .....	53
<b>Tableau III.8.1</b> Moment de flexion E.L.U .....	53
<b>Tableau .III.8.2</b> Les efforts tranchants E.L.U .....	53
<b>Tableau III. 8.3.</b> Moment de flexion E.L.S.....	53
<b>Tableau III.8.4.</b> Les efforts tranchants E.L.S.....	53
<b>Tableau III.9.</b> Tableau récapitulatif des efforts à 2 travées .....	54
<b>Tableau III.9.1</b> Moment de flexion E.L.U .....	54
<b>Tableau III.9.2</b> Les efforts tranchants E.L.U .....	54
<b>Tableau III.9.3</b> Moment de flexion E.L.S. ....	55
<b>Tableau III.9.4.</b> Les efforts tranchants E.L.S.....	55
<b>Tableau III10..</b> Tableau récapitulatif des efforts à 3 travées .....	55
<b>Tableau III.10.1.</b> Moment de flexion E.L.U.....	55
<b>Tableau III.10.2.</b> Les efforts tranchants E.L.U .....	56
<b>Tableau III.10.3</b> Moment de flexion E.L.S.....	56
<b>Tableau III.10 .4.</b> Les efforts tranchants E.L.S.....	56
<b>Tableau.III.11.</b> Tableau récapitulatif des efforts à 6 travées.....	57
<b>Tableau III.11.1</b> Les efforts tranchants E.L.U .....	57
<b>Tableau III.11.2</b> Moment de flexion E.L.U .....	57
<b>Tableau.III.12.</b> Tableau récapitulatif des efforts à 6 travées.....	57
<b>Tableau III.12.1.</b> Moment de flexion E.L.S.....	57
<b>Tableau III.12.2.</b> Les efforts tranchants E.L.S .....	58
<b>Tableau.III.13.</b> Tableau récapitulatif des efforts à 7 travées.....	58
<b>Tableau III.13.1.</b> Moment de flexion E.L.U.....	58
<b>Tableau III.13.2.</b> Les efforts tranchants E.L.U.....	59
<b>Tableau.III.14.</b> Tableau récapitulatif des efforts à 7 travées.....	59
<b>Tableau III.14.1.</b> Moment de flexion E.L.S.....	59
<b>Tableau III.14.2.</b> Les efforts tranchants E.L.S .....	60

<b>Tableau.III.15.</b>	Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	61
<b>Tableau III.16.</b>	Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	62
<b>Tableau.III.17.</b>	Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	64
<b>Tableau.III.18.</b>	tableau Récapitulatif du calcul de la flèche.....	66
<b>Tableau III.19.</b>	Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens $L_x$ ).....	72
<b>Tableau III.20.</b>	Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens $L_y$ ).....	72
<b>Tableau III.21.</b>	Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	73
<b>Tableau.III.22.</b>	Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens...	74
<b>Tableau III.23.</b>	Le chargement de la rampe pour une bande de 1m.....	78
<b>Tableau.III.24.</b>	Ferrailage de l'escalier.....	79
<b>Tableau.III.25.</b>	Vérification à l'E.L.S.....	83
<b>Tableau.III.26.</b>	Vérification de la flèche de l'escalier.....	84
<b>Tableau.III.27.</b>	Ferrailage de la poutre palière.....	87
<b>Tableau.III.28.</b>	Vérification à l'E.L.S.....	88
<b>Tableau III.29.</b>	Coefficient m.....	91

#### **IV. Etude dynamique et sismique**

##### **Partie Manuelle**

<b>Tableau IV.1.</b>	Estimation de la valeur du facteur de qualité .....	104
<b>Tableau IV.2.</b>	Paramètres sismiques sans voiles.....	105
<b>Tableau IV.3.</b>	centre massique de chaque niveau sans voiles.....	110
<b>Tableau IV.4.</b>	centre de rigidité du N1, N2, N3 N4, N5,N6 sans voile.....	112
<b>Tableau IV.5.</b>	centre de rigidité du RDC sans voiles.....	112
<b>Tableau IV.6.</b>	Détermination de l'excentricité.....	113
<b>Tableau IV.7.</b>	Participation massique des modes sens voiles.....	116
<b>Tableau. IV.8.</b>	les masses généralisées.....	118
<b>Tableau. IV.9.</b>	Calcul des coefficients de participation modale. ....	119
<b>Tableau IV.10.</b>	Paramètres du spectre de réponse.....	119
<b>Tableau. IV.11.</b>	Réponses modales maximales.....	120
<b>Tableau IV.12.</b>	Vérification des déplacements inter étages.....	120
<b>Tableau. IV.13.</b>	les forces sismiques maximales pour chaque modes.....	121
<b>Tableau IV.14.</b>	Les forces sismiques résultantes dans chaque niveau.....	121
<b>Tableau. IV.15.</b>	exemple de calcul des forces sismiques subies par fil.....	122

<b>Tableau IV.16.</b> les forces sismiques pour chaque nœud dans chaque étage.....	123
<b>Tableau IV.17.</b> L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau.....	123
<b>Tableau IV.18.</b> centre massique de chaque niveau sens x.....	125
<b>Tableau IV.19.</b> centre massique de chaque niveau sens y.....	127
<b>Tableau IV.20.</b> centre de rigidité du N1, N2, N3 N4, N5,N6 avec voiles sens x.....	128
<b>Tableau. IV.21.</b> centre de rigidité du N7 avec voiles sens x.....	129
<b>Tableau. IV.22.</b> centre de rigidité des niveaux N1, N2, N3,N4, N5,N6 avec voiles sens y..	129
<b>Tableau .IV.23.</b> centre de rigidité du N7 sans y avec voiles.....	130
<b>Tableau IV.24.</b> Détermination de l'excentricité sens x.....	131
<b>Tableau IV.25.</b> Détermination de l'excentricité sens Y.....	131
<b>Tableau .IV.26.</b> Participation massique des modes sens x. ....	136
<b>Tableau. IV.27.</b> Participation massique des modes sens y.....	137
<b>Tableau. IV.28.</b> les masses généralisées sens X.....	139
<b>Tableau. IV.29.</b> les masses généralisées sens Y.....	139
<b>Tableau. IV.30.</b> Calcul des coefficients de participation modale sans x .....	140
<b>Tableau. IV.31.</b> Calcul des coefficients de participation modale sans y .....	140
<b>Tableau IV.32.</b> Paramètres du spectre de réponse.....	140
<b>Tableau IV.33.</b> Réponses modales maximales sens x.....	142
<b>Tableau IV.34.</b> Réponses modales maximales sens y.....	142
<b>Tableau IV.35.</b> Vérification des déplacements inter étages.....	142
<b>Tableau. IV.36.</b> les forces sismiques maximales pour chaque modes sans x .....	143
<b>Tableau. IV.37.</b> les forces sismiques maximales pour chaque modes sans y.....	143
<b>Tableau IV.38.</b> Les forces sismiques résultantes dans chaque niveau sans x .....	144
<b>Tableau IV.39.</b> Les forces sismiques résultantes dans chaque niveau sans y .....	144
<b>Tableau. IV.40.</b> L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sans x .....	145
<b>Tableau. IV.41.</b> Calcul des coefficients de participation modale sans y .....	146

#### **IV. Etude dynamique et sismique**

##### **Partie automatique**

<b>Tableau V.1.</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	151
<b>Tableau V.2.</b> Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.....	153
<b>Tableau V.3.</b> Périodes et facteurs de participation massique du Model finale.....	155
<b>Tableau V.4.</b> Vérification des déplacements inter étages de model finale sens X.....	157

<b>Tableau V.5.</b> Vérification des déplacements inter étages de model finale sens y .....	157
<b>Tableau V.6.</b> Vérification l'effet P- $\Delta$ inter-étages sens x du modèle finale.....	159
<b>Tableau V.7.</b> Vérification l'effet P- $\Delta$ inter-étages sens y du modèle finale.....	159
<b>Tableau V.8.</b> Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical.....	160
<b>Tableau V.9.</b> Vérification de l'effort normal réduit .....	160
<b>Tableau V.10.</b> calcul de moment stabilisant et moment de renversement.....	161
<b>Tableau V.11.</b> Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement.....	162

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

<b>Tableau VI.1.</b> Sections minimales et maximales .....	163
<b>Tableau VI.2.</b> Caractéristiques du béton et de l'acier.....	164
<b>Tableau VI.3.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	166
<b>Tableau VI.4.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	166
<b>Tableau VI.5.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	167
<b>Tableau VI.6.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	167
<b>Tableau VI.7.</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	168
<b>Tableau VI.8.</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	168
<b>Tableau VI.9.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	169
<b>Tableau VI.10.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	169
<b>Tableau VI.11.</b> Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	170
<b>Tableau VI.12.</b> Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ) .....	170
<b>Tableau VI.13.</b> Choix des armatures des poteaux.....	171
<b>Tableau VI.14.</b> Vérifications des contraintes pour les poteaux .....	172
<b>Tableau VI.15.</b> Vérifications des contraintes pour les poteaux .....	172
<b>Tableau VI.16.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	173
<b>Tableau VI.17.</b> Espacements maximales selon RPA99.....	175
<b>Tableau VI.18.</b> Choix des armatures transversales pour les poteaux .....	175
<b>Tableau VI.19.</b> Ferrailage des poutres principales (situation durable).....	178
<b>Tableau VI.20.</b> Ferrailage des poutres secondaire (situation durable ).....	179
<b>Tableau VI.21.</b> Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	179
<b>Tableau VI.22.</b> Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle).....	180
<b>Tableau VI.23.</b> Choix des armatures pour les poutres principal.....	181
<b>Tableau VI.24.</b> Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	181
<b>Tableau VI.25.</b> Vérification de la condition de non fragilité.....	182

<b>Tableau VI.26.</b> Vérification des poutres principales.....	183
<b>Tableau VI 27.</b> Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	183
<b>Tableau VI.28.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement.....	184
<b>Tableau VI.29.</b> Calcul des armatures transversales.....	186
<b>Tableau VI.30.</b> Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	188
<b>Tableau VI.31.</b> Tableau récapitulatif Vérification de la flèche.....	188
<b>Tableau VI.32.</b> Caractéristique des voiles du sens xx et calcule des contrainte.....	201
<b>Tableau VI.33.</b> Effort et sections d'armature dans les voiles.....	201
<b>Tableau VI.34.</b> Choix d'armature des voiles du sens xx.....	201
<b>Tableau VI.35.</b> Caractéristique des voiles du sens xx et calcule des contrainte.....	202
<b>Tableau VI.36.</b> effort et sections d'armature dans les voiles.....	202
<b>Tableau VI.37.</b> Choix d'armature des voiles du sens yy.....	202
<b>Tableau VI.38.</b> Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens xx.....	202
<b>Tableau VI.39.</b> Vérification de la contrainte de cisaillem ent des voiles du sens yy.....	203
<b>Tableau VI.40.</b> Caractéristique du noyau et calcule des contrainte.....	203
<b>Tableau VI.41.</b> Choix d'armature du voile.....	203

## **VII. Etude de fondation**

<b>Tableau VII.1.</b> Effort normal appliqué sur les fondations.....	207
<b>Tableau VII.2.</b> Sections des semelles filantes.....	209
<b>Tableau VII.3</b> Contraintes sous le radier à l'ELU.....	216
<b>Tableau VII.4.</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	217
<b>Tableau VII.5.</b> Calcul des moments à l'ELU.....	218
<b>Tableau VII.6.</b> Calcul des moments à l'ELS.....	219
<b>Tableau VII.7.</b> Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	219
<b>Tableau VII.8.</b> Vérification des contraintes.....	220
<b>Tableau VII.9.</b> Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y.....	220
<b>Tableau. VII.10.</b> vérification des contraintes à l'ELS.....	221
<b>Tableau. VII.11.</b> vérification des contraintes à l'ELS.....	221
<b>Tableau VII.12.</b> Espacement des armatures transversales.....	222
<b>Tableau VII.13.</b> Choix des armatures transversales.....	222
<b>Tableau VII.14.</b> Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	225

# LISYE DES FIGURES

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

<b>Figure I.1.</b> Diagramme contraintes-déformations du béton à ELU.....	06
<b>Figure I.2</b> Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	06
<b>Figure I.3.</b> Diagramme contraintes- déformations de l'acier à l'ELU .....	08

## Chapitre II : Pré dimensionnement

<b>Figure II.1.</b> plancher corps creux.....	09
<b>Figure II.2. :</b> Dalle pleine. ....	10
<b>Figure II.3.</b> Coupe du plancher terrasse à corps creux.....	12
<b>Figure II .4.</b> Coupe du plancher courant à corps creux.....	12
<b>Figure II.5.</b> Constituants d'un mur extérieur .....	13
<b>Figure II.6.</b> Dimension de l'acrotère .....	14
<b>Figure II .7.</b> Les éléments d'escalier.....	14
<b>Figure II.8.</b> Schéma de l'escalier.....	16
<b>Figure. II.9.</b> Coupe de l'ascenseur .....	17
<b>Figure .II. 1</b> Dimension de l'ascenseur .....	18
<b>Figure .II.11 .</b> Dimensions de la poutre .....	21
<b>Figure. II. 12.</b> Hauteur et largeur des poutres.....	22
<b>Figure. II.13.</b> types de poteaux .....	24
<b>Figure II.14.</b> Coupes de voile en plan.....	30

## Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

<b>Figure III.1.</b> Sollicitations de l'acrotère ELS .....	33
<b>Figure III.2.</b> Sollicitations de l'acrotère ELU.....	33
<b>Figure III.3.</b> Coupe longitudinale du ferrailage de l'acrotère .....	38
<b>Figure III.4.</b> Dimensions du balcon.....	39
<b>Figure III.5.</b> Schéma statique.....	39
<b>Figure III.6.</b> Diagramme des efforts interne.....	41
<b>Figure III.7.</b> Ferrailage des balcons.....	44
<b>Figure III.8.</b> Coupe du planché en corps creux.....	44
<b>Figure III.9.</b> Dimension de corps creux .....	45

<b>Figure II.10.</b> Poutrelles à une travée.....	50
<b>Figure III.11.</b> Poutrelles à une travées.....	51
<b>Figure III.12.</b> Poutrelles à trois travées.....	51
<b>Figure III.13.</b> Poutrelles à trois travées.....	51
<b>Figure III.14.</b> Poutrelles à SIX travées .....	51
<b>Figure III.15.</b> Poutrelles à SEPT travées.....	51
<b>Figure III.16.</b> Disposition constructive des armatures des poutrelles .....	68
<b>Figure III.17.</b> Dimension de La nervure.....	68
<b>Figure III.18</b> Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	70
<b>Figure III.19.</b> Ferrailage de la dalle machine .....	76
<b>Figure.III.20.</b> Dimension de reculement.....	77
<b>Figure.III.21.</b> Schéma statique et Diagramme Des Efforts Internes a E.L.U.....	78
<b>Figure.III.22.</b> Schéma statique et Diagramme Des Efforts Internes a E.L.S .....	79
<b>Figure III.23.</b> Ferrailage de l'escalier en travée.....	80
<b>Figure III.24.</b> Ferrailage de l'escalier sur appuis.....	80
<b>Figure.III.25.</b> Ferrailage des escaliers.....	81
<b>Figure III.26.</b> Schéma statique de la poutre palière a E.L.U.....	85
<b>Figure III.27.</b> Schéma statique de la poutre palière a E.L.S.....	85
<b>Figure III.28.</b> Schéma statique de Diagramme Des Efforts Internes a E.L.U.....	86
<b>Figure III.29.</b> Schéma statique de Diagramme Des Efforts Internes a E.L.U.....	87
<b>Figure III.30.</b> Ferrailage de la poutre palière .....	90
<b>Figure III.31.</b> Dimension de la dalle pleine .....	91
<b>Figure III.32.</b> Ferrailage de la dalle pleine .....	97

## **Chapitre IV. Etude dynamique et sismique**

### **Partie Manuelle**

<b>Figure IV.1.</b> Spectre de réponse.....	101
<b>Figure IV.2.</b> modélisation des masses et des rigidités.....	109
<b>Figure IV.3.</b> . Disposition des files .....	110
<b>Figure IV.4 .</b> Modélisation du système sans voile .....	113
<b>Figure IV.5 .</b> L'allure des trois premiers modes .....	118
<b>Figure IV.6.</b> spectre de réponse d'après RPA sans voile .....	120
<b>Figure IV.7.</b> Les forces sismiques dans chaque niveau sans.....	122

<b>Figure IV.8.</b>	Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant sans voiles...	124
<b>Figure IV.9.</b>	disposition des files .....	125
<b>Figure IV.10.</b>	Modélisation du système avec voiles sens X.....	131
<b>Figure IV.11</b>	Modélisation du système avec voiles sens Y.....	132
<b>Figure IV.12.</b>	L'allure des trois premiers modes sens x.....	137
<b>Figure IV.13.</b>	L'allure des trois premiers modes sens y.....	139
<b>Figure IV.14.</b>	Spectre de réponse d'après RPA avec voiles sans x.....	141
<b>Figure IV.15.</b>	Spectre de réponse d'après RPA avec voiles sans Y.....	141
<b>Figure IV.16.</b>	Les forces sismiques dans chaque niveau sans voiles sans x.....	144
<b>Figure IV.17.</b>	Les forces sismiques dans chaque niveau sans voiles sans y.....	145
<b>Figure IV.18.</b>	Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant avec voiles...	146
<b>Figure IV.19.</b>	Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant avec voiles ...	146

## **Chapitre V. Etude dynamique et sismique**

### **Partie automatique**

<b>Figure V.1.</b>	Modèle initial.....	150
<b>Figure V.2.</b>	Périodes et déformations de trois premiers modes.....	152
<b>Figure V.3.</b>	Model finale.....	154
<b>Figure V.4.</b>	Périodes et déformations de trois premiers modes.....	156
<b>Figure V.5.</b>	<b>Notion</b> des effets du second ordre.....	158
<b>Figure V.6.</b>	Schéma du renversement.....	161

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

<b>Figure VI.1.</b>	Schéma de ferrailage RDC et 1 étage 40*40.....	176
<b>Figure VI.2.</b>	Schéma de ferrailage 2 étages 35* 35.....	176
<b>Figure VI.3.</b>	Schéma de ferrailage les autres étages 30* 30.....	177
<b>Figure VI.4.</b>	arrêt de barres forfaitaire.....	186
<b>Figure VI.5.</b>	Ferrailage en travée et en appui poutre porteuse 30*40 RDC.....	189
<b>Figure VI.6.</b>	Ferrailage en travée et en appui poutre non porteuse 30*30 RDC .....	189
<b>Figure VI.7.</b>	Disposition des voiles .....	192
<b>Figure VI.8.</b>	Vue en plan du voile plein en L .....	192
<b>Figure VI.9.</b>	Schéma de ferrailage de voile en L .....	195
<b>Figure VI.10.</b>	Vue en plan du voile plein en U .....	195

<b>Figure VI.11.</b> Schéma de ferrailage du voile en forme U .....	198
<b>Figure VI.12.</b> Vue en plan du voile plein en T .....	198
<b>Figure VI.13.</b> Schéma de ferrailage de voile en T .....	200
<b>Figure VI.14.</b> Ferrailage du noyau .....	204

## **VII. Etude de fondation**

<b>Figure VII.1.</b> ferrailage du voile périphérique.....	206
<b>Figure VII.2.</b> Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux .....	211
<b>Figure VII.3.</b> Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	212
<b>Figure VII.4.</b> Contraintes sous le radier.....	216
<b>Figure VII.5.</b> Ferrailage des nervures en travée et en appui sens x-x .....	223
<b>Figure VII.6.</b> Ferrailage des nervures en travée et en appui sens y-y.....	223
<b>Figure VII.7.</b> Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.....	224
<b>Figure VII.8.</b> représentation du débord du radier.....	224
<b>Figure VII.9.</b> Diagramme des moments.....	224

## Liste des Symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone,.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$  : Etat limite ultime.
- $E.L.S$  : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.

- $e$  : Epaisseur
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène



# Introduction générale



## **Introduction générale**

Le génie civil représente toutes les techniques liées à la construction. Les ingénieurs civils conçoivent, construisent et réhabilitent les infrastructures et la construction urbaine pour répondre aux besoins de la communauté tout en veillant à la sécurité publique et à la protection de l'environnement. Leurs diverses réalisations sont principalement divisées en quelques domaines d'intervention clés: structures, géotechnique, hydraulique et transport. L'étude des structures est une étape essentielle et une étape obligatoire du processus de la construction. C'est dans ce contexte, que le présent travail nous a été confié.

Notre objectif est d'appliquer les connaissances acquises au cours de cinq années de formation MASTER en étudiant une structure en béton armé.

Le travail a été divisé en deux parties principales:

La Partie I est réservée à la et est répartie en cinq chapitres Superstructure Personnalisée contenant:

- le premier chapitre est une présentation des travaux étudiés et de leurs caractéristiques techniques, ainsi que des propriétés mécaniques des matériaux (acier et béton) et des différentes hypothèses de calcul utilisées dans le béton armé.
- le deuxième chapitre présente l'évaluation des charges permanentes, et du pré-dimensionnement des éléments de structure (poteaux, poutres et voiles).
- Le calcul des éléments non structurels (acrotère, escaliers, porche, dalle pleine et la dalle machine) fait l'objet du chapitre III
- Nous nous focalisant au quatrième chapitre du l'étude manuel par et un système discret (brochette)
- Nous présentons au cinquième chapitre l'étude sismique et le choix de la méthode de calcul, Nous avons utilisé le logiciel de calcul des structures ETABS 9.7.0, pour déterminer les sollicitations

Le renforcement des éléments de structure (poutres, poteaux et voiles) est en fie exposé au chapitre VI

La partie II sera consacrée à l'étude des infrastructures:

- Choix et calcul des fondations.

L'étude du bâtiment a été réalisée en gardant à l'esprit des réglementations et recommandations applicables (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et divers DTR).



# Chapitre I

## Présentation de l'ouvrage



## I. Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

### I.1 Introduction :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les conditions économiques.

On propose dans ce projet, le calcul et la conception des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation, pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algérienne **RPA99 version 2003**[3], les règles de calcul du béton armé aux états limites **BAEL91**[1] et le code du béton algérien **CBA93**[2].

### I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste en l'étude d'un bâtiment (**R+6**) à usage d'habitation. Comportent 28 logements. L'ouvrage est classé dans le « **groupe d'usage 2** » car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m. L'ouvrage sera implanté à Tiaret, ville située en **zone I**, sismicité faible selon le règlement parasismique algérien **RPA99/version2003** [3].

#### I.2.1 Mise en évidence de notre tâche :

La mission qui nous a été confiée était de calculer manuellement les contraintes subies par la construction, modéliser la structure par le logiciel ETABS **Extended three Analysis of Building systemes version 9.7.0**, de vérifier le dimensionnement de contreventement à tous les niveaux, et dimensionner le système de fondation, conformément à la réglementation en vigueur en Algérie (**CBA93** [2], **RPA99 v2003** [3]).

#### I.2.2 Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme (**L**) irrégulière en plan, de dimensions suivantes :

- Hauteur des étages courants ..... 3.04m.
- Hauteur du rez -de chaussée ..... 3.04m
- Hauteur totale du bâtiment ..... 24.28 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan ..... 25.05m.
- Largeur totale du bâtiment en plan ..... 23.22m.

### I.2.3 Description de l'ossature

#### a. Choix du système de contreventement.

Notre bâtiment dépasse trois niveaux (11 mètres) et est situé en zone I. Le contreventement sur portique est donc écarté (**article.1.b du RPA99/version 2003**) et le choix va se porter un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

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

#### ◆ Plancher

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

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

Il existe aussi des zones où on a choisi de les faire en dalle pleine

#### ◆ Conception structurale

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stables en béton armé et des voiles de contreventement dans les deux directions.

#### ◆ Escaliers

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

#### ◆ 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.

**♦ L'acrotère**

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

**♦ Terrasse**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

**♦ Ascenseur**

L'ascenseur est de 500 kg (moyen) de 5 personnes.

**I.3 Hypothèse de calcul :**

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

**I.3.1 Les règlements CBA93 [2] et BAEL91 [1]:**

Il faut bas sur la théorie des états limites.

**a. Etats limites ultimes (ELU) :** correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

**➤ Hypothèses :**

- ♦ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
  - ♦ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
  - ♦ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
  - ♦ 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).
- b. Etats limites de service (ELS) :** constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- Ouverture des fissures.
  - Déformation des éléments porteurs.
  - Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses selon les règlements CBA93 [2] article. A.4.5.1 et BAEL91 [1] article A.4.5.1**

- ◆ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ◆ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ◆ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ◆ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- ◆ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s=15E_b$  ;  $n=15$ ).

**I.3.2 Le RPA99/version2003 [3]:** c'est le code de calcul.

**I.4 Caractéristiques des matériaux :**

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

**I.4.1 Béton :**

➤ **Matières constitutives du béton**

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

- ◆ 350 kg de ciment de CPJ 42,5
- ◆ 400 L de sable  $D_s < 5$  mm
- ◆ 800 L de gravillon  $5 \text{ mm} < D_g < 25$  mm
- ◆ 175 L d'eau de gâchage

➤ **Caractéristiques physiques et mécaniques du béton**

- ◆ **Masse volumique :** pour le béton armé, elle est prise dans notre présente étude égale à  $2.5 \text{ t/m}^3$ .
- ◆ **Résistances caractéristiques :** compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite  $f_{t28}$  et à la compression  $f_{c28}$  par des essais normalisés ; on a été amené à se fixer une valeur de 25 MPa pour  $f_{c28}$ , et par conséquent :  

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

◆ **Contraintes limites de calcul :**

1. à l'ELU : est notée  $f_{bu}$  telle que :  $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$

Avec :  $\gamma_b=1,15$  en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b=1,50$  en cas de situation durable ou transitoire.

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

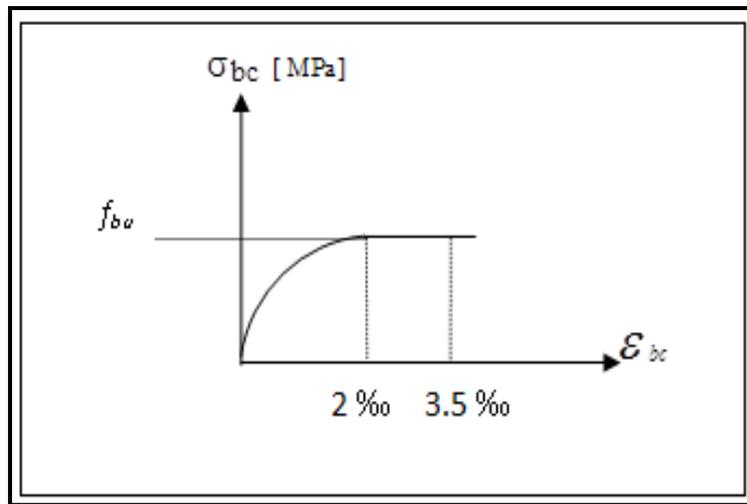


Figure I.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

2. à ELS : Il est donné par  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

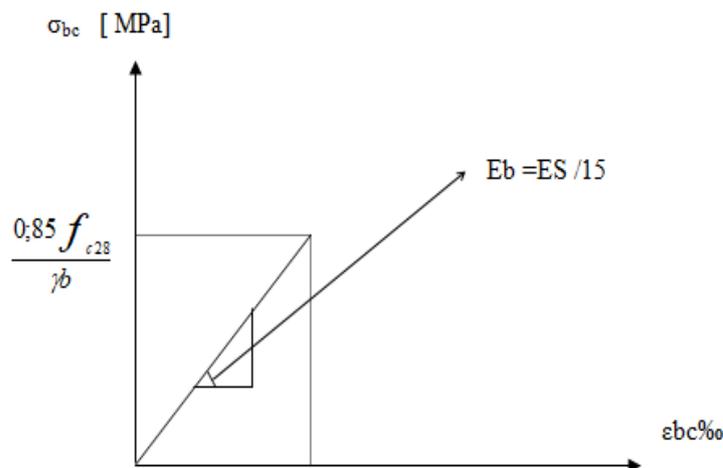


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

♦ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **CBA93 article .A.2.1.2 [2]**

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \text{d'ou : } E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

### ➤ Coefficient de Poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement **CBA93 article. A.2.1.3 [2]**, on a :

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

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

### I.4.2 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 haut adhérence pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**. Le tableau suivant nous donne les valeurs de fe pour quelques exemples d'aciers.

**Tableau I.1.** Caractéristiques mécaniques des aciers.

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

### ➤ Contrainte limite de l'acier

#### ◆ Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

fe : contrainte limite élastique.

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

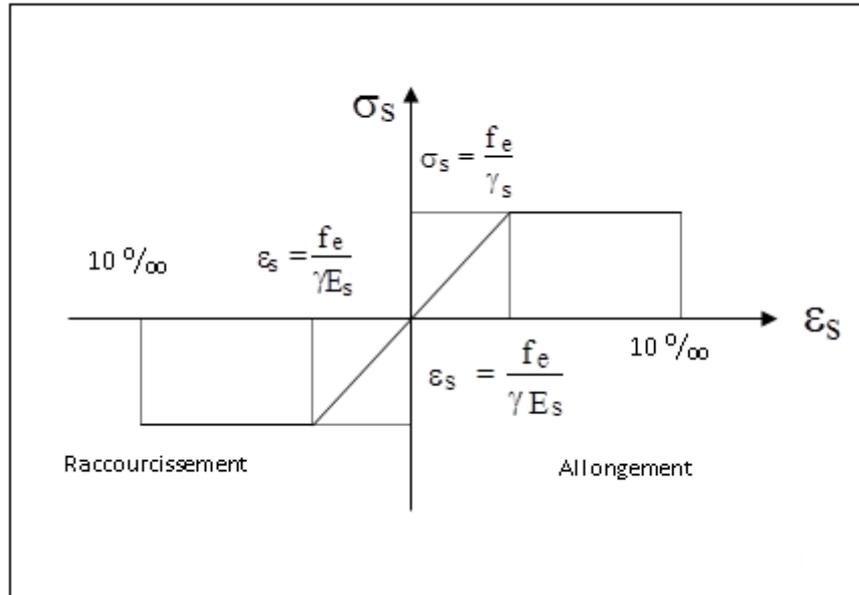
$$\varepsilon_{es} = \left( \frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

$\sigma_s$  : 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.



**Figure I.3.** Diagramme contraintes déformations de l'acier à l'ELU

♦ **Contrainte à ELS selon CBA93[2] (article.A.4.5.3)**

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

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).

➤ **Coefficient d'équivalence**

Le coefficient d'équivalence noté  $n$  est 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.



## Chapitre II

# Pré-dimensionnement et descente des charges



## II. Pré-dimensionnement et descente des charges

### II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99/version 2003** [3] et **CBA93** [2].

Dans ce paragraphe on va faire un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

### II.2. Pré dimensionnement de planchers

On adopte pour notre projet les planchers à corps creux, et en dalle pleine.

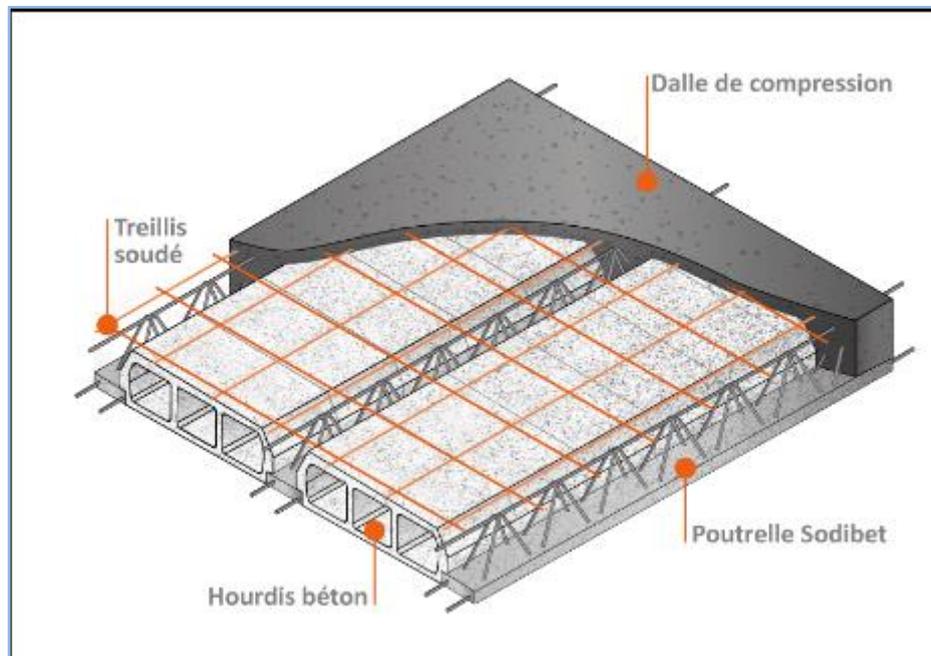


Figure II.1: plancher à corps creux.

#### II.2.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armé.

##### a) L'épaisseur du plancher

Pour le pré dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise la formule empirique

suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e_t \leq \frac{L}{20}$$

et  $e_t = d + e$

avec :

$e_t$  : épaisseur du plancher,

$e$  : épaisseur de dalle de compression,

$d$  : la hauteur de corps creux,

$L$  : La poutrelle la plus longue entre nus d'appuis,

On a :

$L = 3,85\text{m}$  Axe (A:B;1), voir plan des étage courant.

$$\frac{338}{25} = e_t \leq \frac{338}{20} \quad \text{Donc :} \quad 13,52\text{cm} \leq e_t \leq 16,9 \text{ cm}$$

On prend :

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

• On adopte le plancher suivant :

- $d = 16 \text{ cm}$  (hauteur de corps creux),
- $e = 04 \text{ cm}$  (épaisseur de dalle de compression).

### II.2.2. Dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Le pré dimensionnement des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation que des conditions de résistance. Ainsi, il est d'usage de prendre en compte les valeurs suivantes :

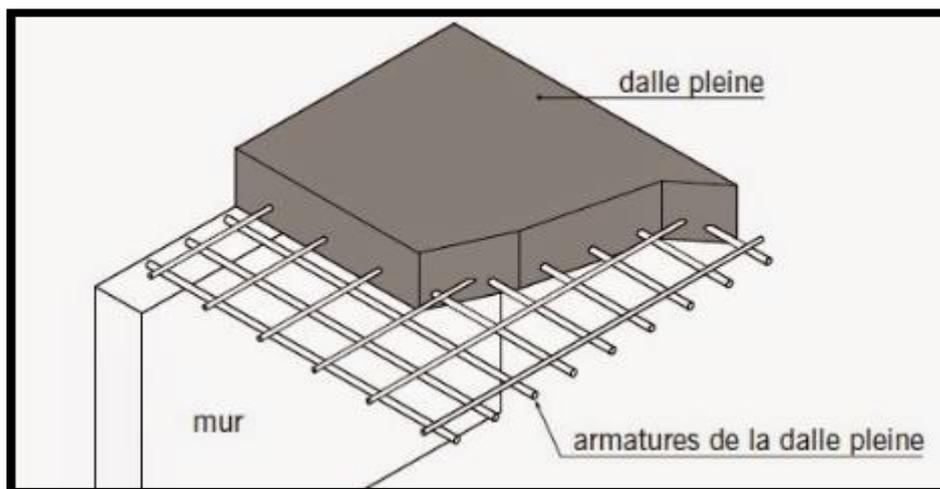


Figure II.2: Dalle pleine.

$h \geq \frac{l_x}{20}$  Pour les dalles sur appuis simples avec  $\frac{l_x}{l_y} > 0,4$

$\frac{l_x}{30} \geq h \geq \frac{l_x}{35}$  Pour les dalles continues avec  $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$

$\frac{l_x}{40} \geq h \geq \frac{l_x}{45}$  Pour les dalles continues avec  $0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle.

lx : la petite portée de la dalle axe (A;5:6).

ly : la grande portée de la dalle axe (A:B;1).

Les dalles pleines existant dans notre structure sont au niveaux des séchoirs.

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{220}{330} = 0,67 \leq 4 \rightarrow 6,08 \text{ cm} \leq h \leq 7,1$$

L'épaisseur minimale est portée à 20 cm afin de respecter la réglementation acoustique et éviter les risques de poinçonnement et de fragilité vis-à-vis de l'effort tranchant, cette épaisseur permet également d'éviter les vérifications de déformation.

**Soit : h=20 cm**

### II.3. Evaluation des charges:

La descente de charge a pour but la détermination de charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

#### II-3-1 – Plancher terrasse

##### a-Charge permanente (plancher en corps creux)

**Tableau II.1.** Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	<b>Gravillon de protection</b>	0.04	20	<b>0.80</b>
2	<b>Etanchéité multicouche</b>	0.02	6	<b>0.12</b>
3	<b>Forme de pente</b>	0.12	22	<b>2.64</b>
4	<b>Liège (isolant)</b>	0,04	4	<b>0,16</b>
5	<b>Plancher (16+4)</b>	0.16+0.04	-	<b>2.85</b>
6	<b>Enduit en plâtre</b>	0.02	10	<b>0.20</b>
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,78</b>

## b- Charge d'exploitation

$Q= 1,0 \text{ kN/m}^2$  (plancher terrasse inaccessible).

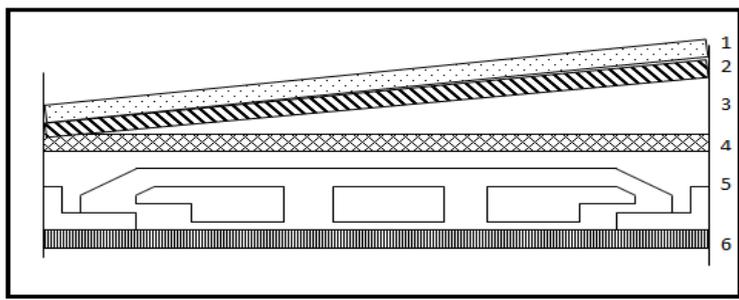


Figure II.3. Coupe du plancher terrasse à corps creux

### II-3-2 – Plancher étage courant :

## a-Charge permanente (plancher en corps creux)

Tableau II.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

N	Composante	Epaisseur r (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	-	1,00
<b>Charge permanente G</b>				<b>5,21</b>

## b- Charge d'exploitation

$Q=1.50 \text{ kN/m}^2$

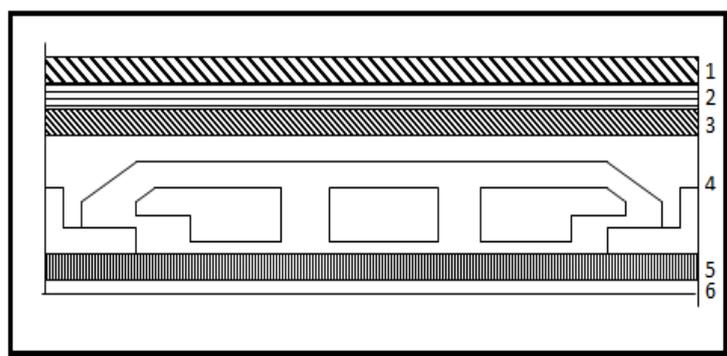
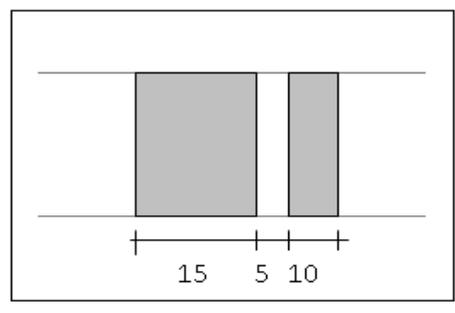


Figure II.4. Coupe du plancher courant à corps creux

**II-3-3 – Maçonnerie :****Murs extérieurs (doubles cloisons) :****Tableau II.3.** Charges permanentes du mur double cloison.

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.15	-	1.3
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G</b>				<b>2.76</b>

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

**Figure II.5.** Constituants d'un mur extérieur**II-3.4 Dalles pleines :****a-Charge permanente****Tableau II.4.** Charges permanentes des dalles pleines.

N	Composante	Epaisseur r (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.2	25	5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente G</b>				<b>6,52</b>

**b) Charge d'exploitation**

$$Q=1,5\text{kN/ml.}$$

## II.3.5. Acrotère :

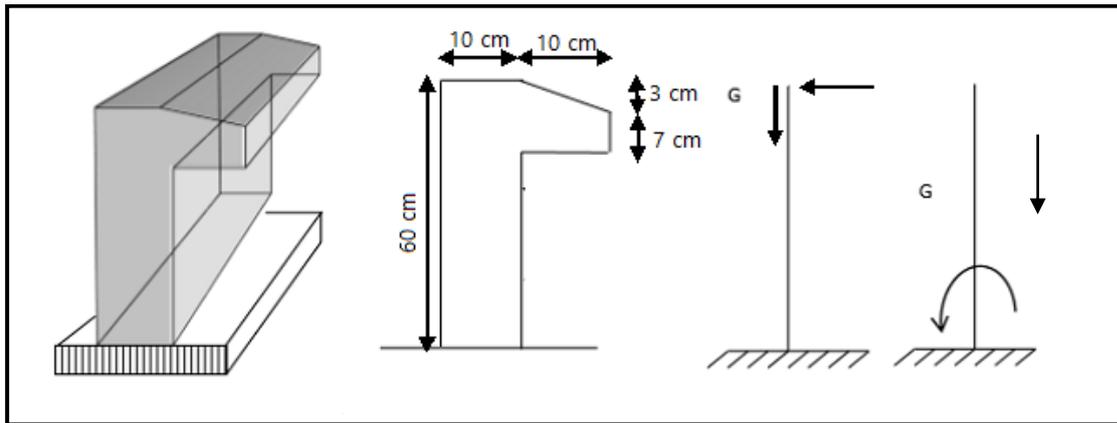


Figure II.6. Dimension de l'acrotère

## a- Charges permanentes :

Poids propre :

$$G1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,10) + (0,03 \times 0,10) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G1 = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ KN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G2 = 18 \times 0,02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$U = 1,47 \text{ m}$$

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,47 = 0,52 \text{ KN/ml.}$$

Charges permanentes →  $G = 2,25 \text{ kN / ml}$

b- Charges d'exploitation →  $Q = 1 \text{ kN / ml}$

## II-3-6. Escaliers :

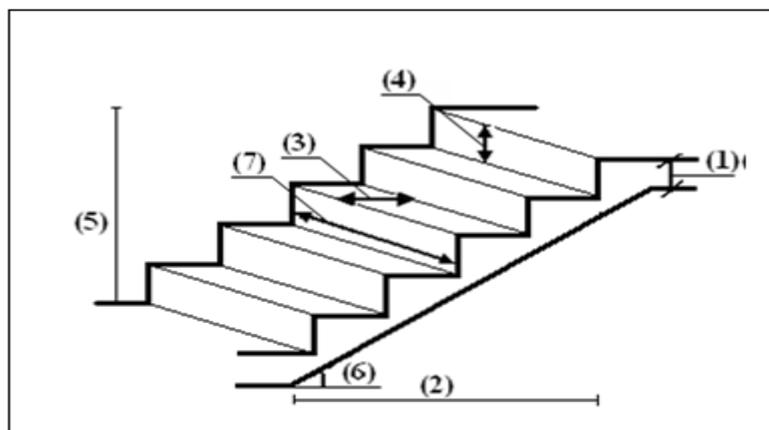


Figure II.7. Les éléments d'escalier

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)  
 (2) :  $L_0$  (projection horizontale de paillasse)  
 (3) : g (Giron)  
 (4) : h (Hauteur de la contre marche)  
 (5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)  
 (6) : (Inclinaison de la paillasse)  
 (7) : (Emmarchement)

➤ **Les Caractéristiques techniques :**

Dimensionnement de l'escalier Pour dimensionner les marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de BLONDEL :  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$ . ..... (1) - h : la hauteur des contremarches entre 14 et 18 cm. - g : la largeur (giron) entre 25 et 32

$$h = H/n$$

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

On remplace « g » et « h » dans (1), on aura :  $65n^2 - (65 + 2H + L)n + 2H = 0$  ..... (2)

$$n = 8,34 \quad \text{on prendre } n = 9$$

$$h = H/n = 152/9 = 16,88 \quad \text{ON PRONDE } h = 17 \text{ CM}$$

$$g = L/(n-1) = 210/8 = 26,25 \quad \text{ON PRONDE } g = 27 \text{ cm}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$9 \times 0,17 = 1,53 \text{ m}$$

$$8 \times 0,27 = 2,16 \text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,16} = 0,7 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

Alors :

$$\text{- La longueur de paillasse est égale à : } lp = \frac{2,16}{\cos \alpha} = 3,09 \text{ m}$$

### **II.3.6.1 volée**

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

$$L/30 < e_p < L/20 \quad \text{On a : } L = lp + 1,50 = 3,09 + 1,50 = 4,59 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 459/30 < e_p < 459/20$$

$$15,3 < e_p < 22,95$$

On prendre  **$e_p = 16 \text{ cm}$**

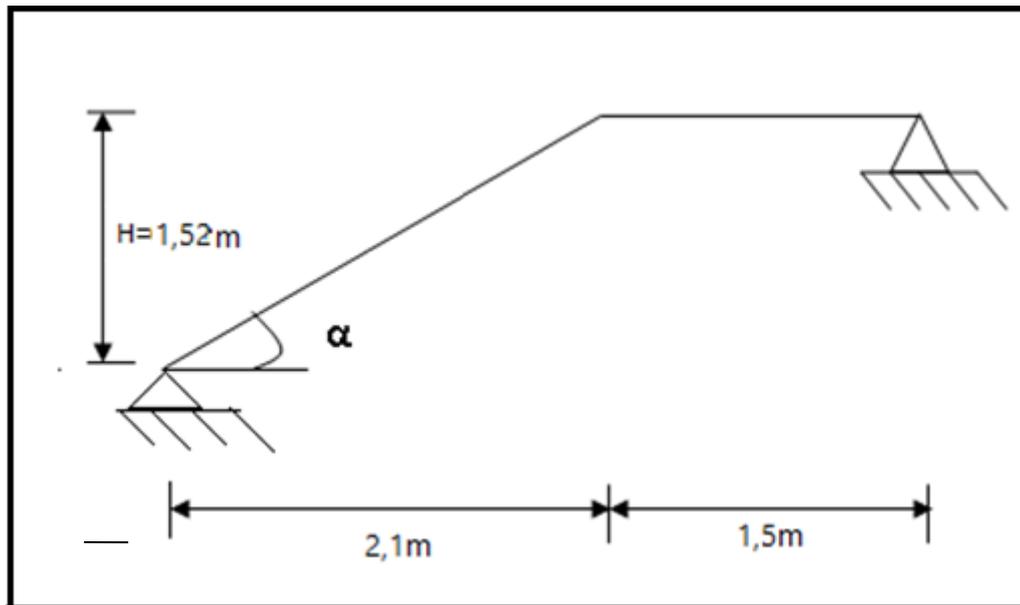


Figure II.8. Schéma de l'escalier

## a) Charges permanentes

Tableau II.5. Charges permanentes de volée.

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
<b>Poids propre de volée : e=16cm</b>	25	$1 \times 0,16 / \cos 35,31^\circ$	4,9
<b>Poids propre du contre marche : e=17cm</b>	25	$1 \times 0,17 / 2$	2,13
<b>Carrelage horizontal : e= 2cm)</b>	22	$0,02 \times 1$	0,44
<b>Mortier de pose horizontal (e = 2cm)</b>	20	$0,02 \times 1$	0,40
<b>Carrelage vertical (e =2cm)</b>	22	$0,02 \times 1$	0,44
<b>Mortier de pose vertical (e = 2cm)</b>	20	$0,02 \times 1$	0,40
<b>Enduit en plâtre (e =2cm)</b>	10	$0,02 \times 1$	0,20
<b>Poids du garde-corps</b>	/	/	1,00
			<b>G=9,91</b>

## b) Charge d'exploitation

Q=2,50kN/ml.

II.3.6.2 Palier

## a) Charges permanentes

**Tableau II.6.** Valeurs des différents chargements de Palier

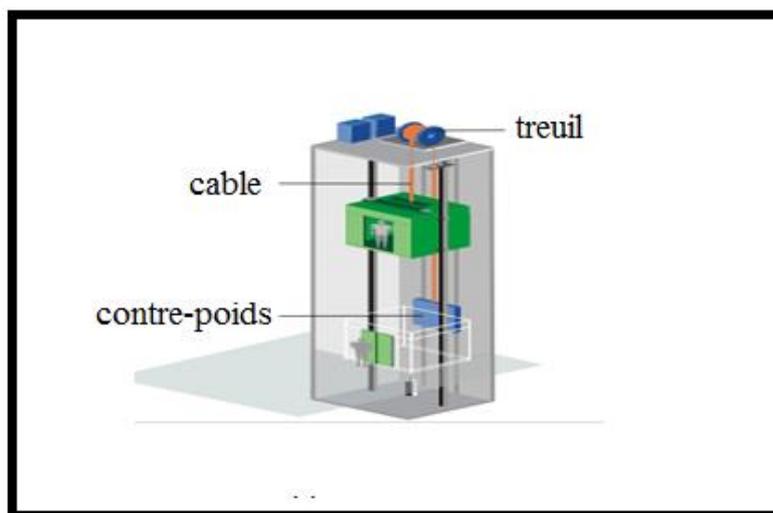
Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
<b>Poids propre du palier (e=16cm)</b>	25	0,16 × 1	<b>4,00</b>
<b>Carrelage (e= 2cm)</b>	22	0,02 × 1	<b>0,44</b>
<b>Mortier de pose (e = 2cm)</b>	20	0,02 × 1	<b>0,40</b>
<b>Lit de sable</b>	18	0,02	<b>0,36</b>
<b>Enduit en plâtre (e =2cm)</b>	10	0,02 × 1	<b>0,20</b>
			<b>G=5, 4</b>

**b) Charge d'exploitation**

**Q=2,50kN/ml.**

**II.3.7. Dalle machine****II.3.7.1. Introduction**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

**Figure II.9.** Coupe de l'ascenseur**II.3.7.2prédimensionnement**

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Capacité : petit ascenseur

500 Kg (5 personnes)

Nous avons deux conditions à vérifier :

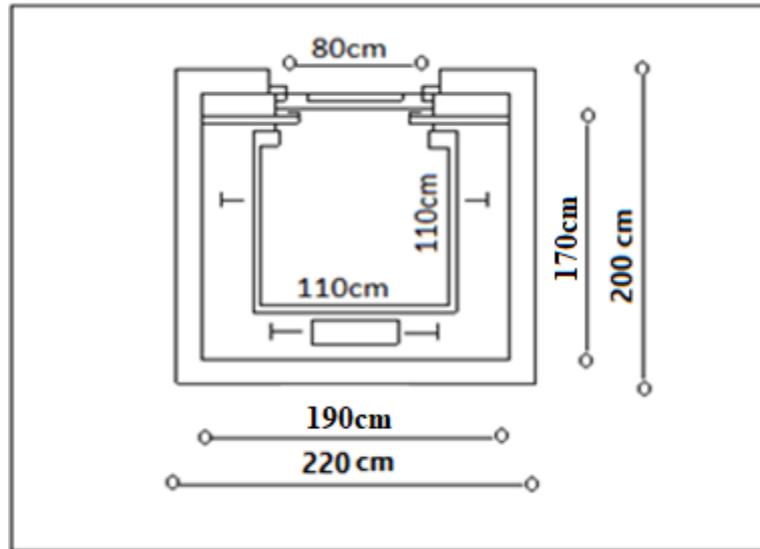


Figure II.10. Dimension de l'ascenseur

**a. Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40}$$

$$4\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm}$$

**b. Condition de l'E.N.A :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est telle que  $e \geq 25\text{cm}$

On prend :  $e=25\text{cm}$

**a) Charges permanentes**

Tableau II.7. Valeurs de différents chargements de la dalle machine .

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	La charge (KN / m <sup>2</sup> )
<b>Poids propre de la dalle</b>	25	0,25	6,25
<b>Poids de la machine supportée</b>	-	-	50,00
			<b>56,25</b>

**b) Charge d'exploitation**

$Q=1,00\text{kN/m}^2$ .

**II.3.8.Balcon :**

On général le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

- $e \geq L/10=9\text{cm}$  avec  $L_{\max}=0,9\text{m}$

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

**II.3.8.1.la dalle****a)Charges permanentes**

**Tableau II.8.** Valeurs de différents chargements de la dalle.

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	La charge (KN / m <sup>2</sup> )
<b>Poids propre de la dalle (e=15cm)</b>	25	0.15	3,75
<b>Carrelage (e=2cm)</b>	22	0.02	0,44
<b>Mortier de pose (e=2cm)</b>	20	0.02	0,40
<b>Enduit en plâtre (e=2cm)</b>	10	0.02	0,20
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36
			<b>G=5,15</b>

**b) Charge d'exploitation**

$Q=3,50\text{kN/m}^2$ .

**II.3.8.2.Garde-corps****a)Charges permanentes**

**Tableau II.9.** les valeurs de différents chargements du garde-corps pour 1ml.

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / m)
<b>Brique creuse (e=10cm)</b>	9	0.10	<b>0.9</b>
<b>Enduit en ciment (e=2×2cm)</b>	18	0.04	<b>0.72</b>
			<b>G=1.62</b>

**II.4. Pré dimensionnement des portiques****II.4.1. Pré dimensionnement des poutres**

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par le **CBA93** [2] et en vérifiant les résultats trouvés par les exigences du **RPA99 v 2003**[3].

**a- Poutres principales :**

$$\frac{l^{max}}{15} \leq h \leq \frac{l^{max}}{10}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,6 h$$

Avec :

$L_{max}$  : la portée la plus grande des poutres

$h$  : la hauteur de la section

$b$  : la largeur de la section.

**La hauteur (h) :**

$$L_{max} = 5,2 \text{ m Axe (1;3;F)}$$

$$\rightarrow (520/15) \leq h \leq (520/10)$$

$$34,66 \leq h \leq 52 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 40 \text{ cm}$ .

**La largeur (b) :**

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 40) \leq b \leq (0,6 \times 40)$$

$$12 \leq b \leq 24 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm}$ .

**Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 [3].**

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b- Poutres secondaires :**

$$\frac{l^{max}}{15} \leq h \leq \frac{l^{max}}{10}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,6 h$$

Avec :

$L_{max}$  : la portée la plus grande des poutres

$h$  : la hauteur de la section

$b$  : la largeur de la section.

**La hauteur (h) :**

$$L_{\max} = 3,38 \text{ m Axe (1;E:D)}$$

$$\rightarrow (338/15) \leq h \leq (338/10)$$

$$22,53 \leq h \leq 33,8 \text{ cm}$$

Soit :  $h = 30 \text{ cm}$ .

**La largeur (b) :**

$$h = 30 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 30) \leq b \leq (0,6 \times 30)$$

$$9 \leq b \leq 18 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm}$ .

**Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 [3].**

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

Or :

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

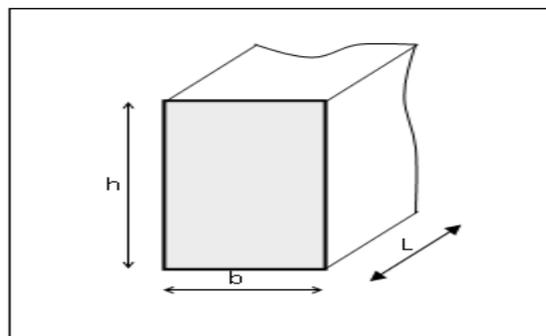
$$h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 [3] sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres principales :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Des poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .



**Figure II.11.** Dimensions de la poutre

**b.** Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/version 2003 [3] suivant :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \text{ (L étant la longueur de la poutre)}$$

$$- b \geq 20 \text{ cm}$$

$$- h \geq 30 \text{ cm}$$

$$- \frac{h}{b} \leq 4$$

$$-b_{\max} = 1,5h_1 + b_1$$

Avec  $b_1$  et  $h_1$

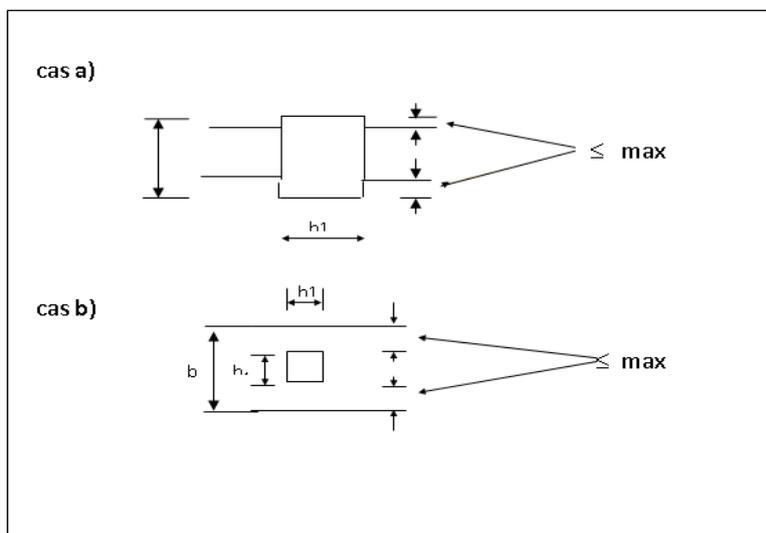


Figure II.12. Hauteur et largeur des poutres

**II.4.2. Les poteaux :**

D’après l’article B.8.4.1 du CBA93 [2] , l’effort normal agissant ultime  $N_u$  d’un poteau doit être au plus égal à la valeur de l’équation suivante :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b)) + (A \times f_e / \gamma_s)) \dots \dots (1)$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

- $\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.
- $\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l’acier tel que .

- $\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire.
- $\gamma_s = 1$  situation accidentelle.

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q.$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d’exploitation qui sollicite le poteau.

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l’excentricité additionnelle.

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

$\lambda$  : L'élancement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$  .

B : aire total de la section du poteau.

$A_s$  : section d'acier minimale.

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend  $f_{c28} = 25$  MPa )

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend  $f_e = 400$  MPa)

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires .....  $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

\* Selon le "BAEL 91 modifié 99 article A.8.1.2 [1]"

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

Alors :

$B_r = 0,66 N_u$                       avec :                       $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)$ ;    On a:  $a = b \Rightarrow B_r = (a - 0,02)^2$

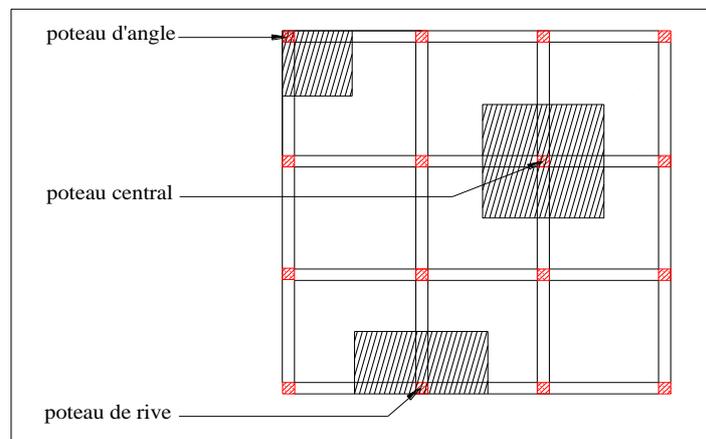
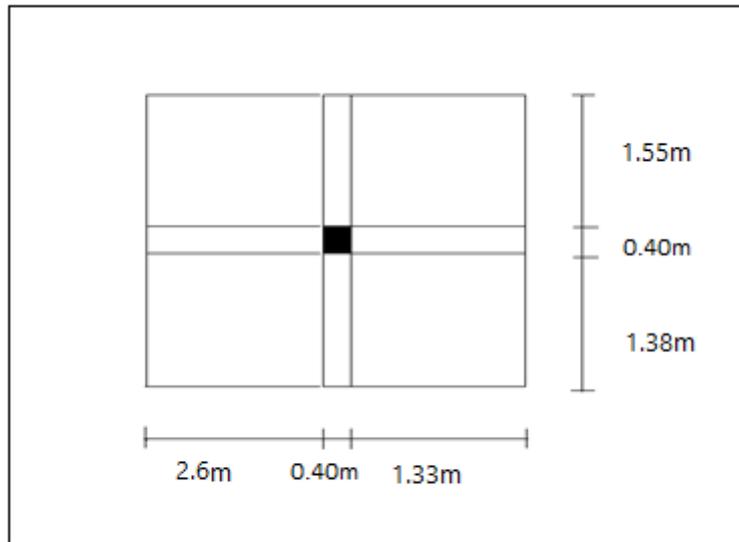


Figure II.13. Types de poteaux

**II .4.2.1. Charges et surcharges revenants au poteau :**

Nous avons trois types de poteaux :

**a) Poteau central, Axe (G;3):**

le poteau le plus sollicité reprend une surface  $S_1 = 11,51\text{m}^2$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

**a.1) Niveau terrasse :**

Plancher :	$6,78 \times 11,51 = 78,04 \text{ kN}$
Poutre p:	$0,4 \times 3,93 \times 0,30 \times 25 = 11,79 \text{ kN}$
Poutre s :	$0,3 \times 2,93 \times 0,30 \times 25 = 8,84 \text{ kN}$
Poteau	$0,4 \times 0,4 \times 3,04 \times 25 = 12,16 \text{ kN}$
Surcharges:	$1 \times 14,26 = 14,26 \text{ kN}$

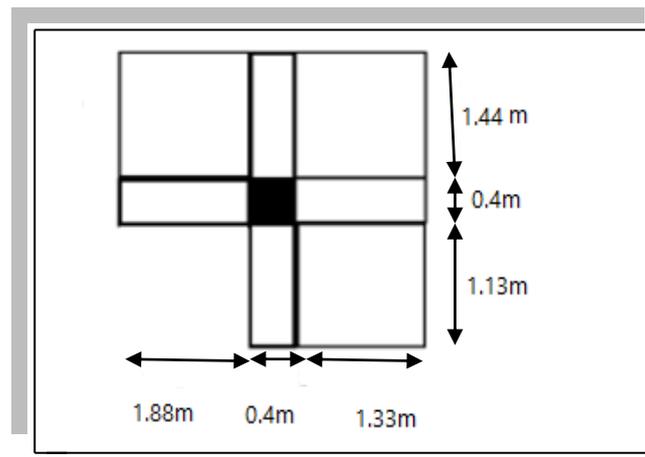
$$\mathbf{G = 110,83 \text{ kN} \quad \mathbf{Q = 14,26 \text{ kN}}$$

**a.2) Niveau étage courant :**

Plancher :	$5,21 \times 11,51 = 59,97 \text{ kN}$
Poutre p:	$0,4 \times 3,93 \times 0,30 \times 25 = 11,79 \text{ kN}$
Poutre s :	$0,3 \times 2,93 \times 0,30 \times 25 = 8,84 \text{ kN}$
Poteau	$0,4 \times 0,4 \times 3,04 \times 25 = 12,16 \text{ kN}$
Surcharges :	$1,5 \times 14,26 = 21,39 \text{ kN}$

$$\mathbf{G = 92,76 \text{ kN} \quad \mathbf{Q = 21, \text{ kN}}$$

## b) Poteau de rive, Axe (H;3) :



Surface reprise  $S_2 = 04,62\text{m}^2$

## b.1) Niveau terrasse :

Plancher :	$6,78 \times 04,62 = 31,32 \text{ kN}$
Acrotère :	$1,88 \times 2,25 = 4,23 \text{ kN}$
Poutre p :	$0,4 \times 3,21 \times 0,30 \times 25 = 9,63 \text{ kN}$
Poutre s :	$0,3 \times 1,44 \times 0,30 \times 25 = 3,24 \text{ kN}$
Poteau	$0,4 \times 0,4 \times 3,04 \times 25 = 12,16 \text{ kN}$
Poids propre du balcon :	$6,78 \times 1,33 \times 1,13 = 10,18$
Surcharges :	$1 \times 7,98 = 7,98 \text{ kN}$

$$G = 70,76 \text{ kN}$$

$$Q = 7,98 \text{ kN}$$

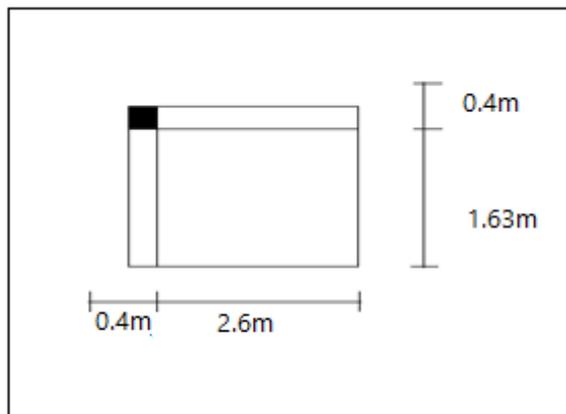
## b.2) Niveau étage courant

Plancher :	$5,21 \times 04,62 = 34,12 \text{ kN}$
Murs extérieures :	$1,88 \times 2,64 \times 2,76 = 13,69 \text{ kN}$
Poutre p :	$0,4 \times 3,21 \times 0,30 \times 25 = 9,63 \text{ kN}$
Poutre s :	$0,3 \times 1,44 \times 0,30 \times 25 = 3,24 \text{ kN}$
Poteau	$0,4 \times 0,4 \times 3,04 \times 25 = 12,16 \text{ kN}$
Poids propre du balcon :	$5,21 \times 1,33 \times 1,13 = 7,83 \text{ kN}$
Murs extérieures du balcon	$2,46 \times 2,64 \times 2,76 = 17,92 \text{ kN}$
Surcharges :	$1,5 \times 6,48 = 8,13 \text{ kN}$

$$G = 98,59 \text{ kN}$$

$$Q = 12,2 \text{ kN}$$

## c) Poteau d'angle Axe, (D;1) :



Surface reprise  $S_3 = 4,24 \text{ m}^2$

## c.1) Niveau terrasse :

Plancher :	$6,78 \times 0,24 = 28,74 \text{ kN}$
Acrotère :	$2,6 \times 2,25 = 5,85 \text{ kN}$
Poutre p :	$0,4 \times 2,6 \times 0,30 \times 25 = 7,8 \text{ kN}$
Poutre s :	$0,3 \times 1,63 \times 0,30 \times 25 = 3,66 \text{ kN}$
Poteau	$0,4 \times 0,4 \times 3,04 \times 25 = 12,16 \text{ kN}$
Poids propre du balcon :	$5,15 \times 1,63 \times 0,9 = 7,55 \text{ kN}$
Surcharges :	$1 \times 7,76 = 7,76 \text{ kN}$

$G = 58,3 \text{ kN}$        $Q = 7,76 \text{ kN}$

## c.2) Niveau étage courant

Plancher :	$5,21 \times 0,24 = 22,09 \text{ kN}$
Poutre p :	$0,4 \times 2,6 \times 0,30 \times 25 = 7,8 \text{ kN}$
Poutre s :	$0,3 \times 1,63 \times 0,30 \times 25 = 3,66 \text{ kN}$
Poteau	$0,4 \times 0,4 \times 3,04 \times 25 = 12,16 \text{ kN}$
Poids propre du balcon :	$5,15 \times 1,63 \times 0,9 = 7,55 \text{ kN}$
Gard corps du balcon	$1,62 \times 2,03 = 3,28 \text{ kN}$
Murs extérieures :	$4,23 \times 2,64 \times 2,76 = 30,82 \text{ kN}$
Surcharges :	$1,5 \times 5,93 = 8,9 \text{ kN}$

$G = 87,36 \text{ kN}$        $Q = 8,9 \text{ kN}$

**II.4.2.2 Loi de dégression :**

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

$Q$  : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "DTR BC.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation article 6.3 ... [4]"}$$

charges d'exploitation article 6.3 ... [4]»

Avec :

$n$  : nombre d'étage.

$Q_0$  : la structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Dégression des charges d'exploitations :

Tableau II.10. Dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge	$\Sigma$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
<b>T</b>	$Q_0$	$\Sigma_0=Q_0$	<b>1</b>
<b>P5</b>	$Q_1$	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	<b>2,5</b>
<b>P4</b>	$Q_2$	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	<b>3,85</b>
<b>P3</b>	$Q_3$	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	<b>5,05</b>
<b>P2</b>	$Q_4$	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	<b>6,10</b>
<b>P1</b>	$Q_5$	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	<b>7,00</b>
<b>P RDC</b>	$Q_6$	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	<b>7,75</b>

Tableau II.11. La descente des charges verticales poteau central.

N	G (kN)	Cumul G (Kn)	Qc(kN)	surcharge (kN/m2)	Cumul Q (kN)	Gm (kN)	Cumul Gm (kN)
<b>P7</b>	110,83	110,83	14,26	1	14,26	127,45	<b>127,45</b>
<b>P6</b>	92,76	203,59	21,39	2,5	53,47	106,67	<b>234,12</b>
<b>P5</b>	92,76	296,35	21,39	3,85	82,35	106,67	<b>340,80</b>
<b>P4</b>	92,76	389,11	21,39	5,05	108,01	106,67	<b>447,47</b>
<b>P3</b>	92,76	481,87	21,39	6,1	130,47	106,67	<b>554,15</b>
<b>P2</b>	92,76	574,63	21,39	7	149,73	106,67	<b>660,82</b>
<b>RDC</b>	<b>92,76</b>	<b>667,39</b>	<b>21,39</b>	<b>7,75</b>	<b>165,77</b>	<b>106,67</b>	<b>767,49</b>

**Tableau II.12.** Choix des sections des poteaux centraux.

N	N <sub>G</sub> (kN)	N <sub>Q</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	Br(cm <sup>2</sup> )	a=b(cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	choix	N <sub>ser</sub> (kN)
<b>P7</b>	127,45	14,26	193,45	127,67	13,29	25*25	25*25	<b>141,71</b>
<b>P6</b>	234,12	53,47	396,28	261,54	18,17	25*25	25*25	<b>287,60</b>
<b>P5</b>	340,80	82,35	583,61	385,18	21,62	25*25	25*25	<b>423,15</b>
<b>P4</b>	447,47	108,01	766,12	505,64	24,48	25*25	25*25	<b>555,49</b>
<b>P3</b>	554,15	130,47	943,821	622,92	26,95	25*25	30*30	<b>684,62</b>
<b>P2</b>	660,82	149,73	1116,70	737,02	29,14	25*25	30*30	<b>810,55</b>
<b>RDC</b>	<b>767,49</b>	<b>165,77</b>	<b>1284,78</b>	<b>847,95</b>	<b>31,11</b>	<b>25*25</b>	<b>35*35</b>	<b>933,27</b>

**Tableau .II.13.** Charges sur les poteaux de rives.

N	G (kN)	Cumul G (kN)	Qc(kN)	surcharge (kN /m2)	Cumul Q (kN)	Gm (kN)	Cumul Gm (kN)
<b>P7</b>	70,76	70,76	7,98	1	7,98	81,37	81,37
<b>P6</b>	98,59	169,35	12,2	2,5	30,5	113,37	194,75
<b>P5</b>	98,59	267,94	12,2	3,85	46,97	113,37	308,13
<b>P4</b>	98,59	366,53	12,2	5,05	61,61	113,37	421,50
<b>P3</b>	98,59	465,12	12,2	6,1	74,42	113,37	534,88
<b>P2</b>	98,59	563,71	12,2	7	85,4	113,37	648,26
<b>RDC</b>	98,59	662,3	12,2	7,75	94,55	113,37	761,64

**Tableau .II.14.** Choix des sections des poteaux de rive.

N	N <sub>G</sub> (kN)	N <sub>Q</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	Br(cm <sup>2</sup> )	a=b(cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	choix	N <sub>ser</sub> (kN)
<b>P7</b>	81,37	7,98	121,82	80,40	10,96	25*25	25*25	89,35
<b>P6</b>	194,75	30,5	308,66	203,71	16,27	25*25	25*25	225,25
<b>P5</b>	308,13	46,97	486,43	321,04	19,917	25*25	25*25	355,10
<b>P4</b>	421,50	61,61	661,45	436,55	22,89	25*25	25*25	483,11
<b>P3</b>	534,88	74,42	833,72	550,26	25,45	25*25	30*30	609,30
<b>P2</b>	648,26	85,4	1003,25	662,15	27,73	25*25	30*30	733,66
<b>RDC</b>	761,64	94,55	1170,04	772,23	29,78	25*25	30*30	856,19

Tableau .II.15. Charges sur les poteaux d'angle.

N	G (kN)	Cumul G (kN)	Qc(kN)	surcharge (kN/m <sup>2</sup> )	Cumul Q (kN)	Gm (kN)	Cumul Gm (kN)
P7	58,3	58,3	7,76	1	7,76	67,04	67,04
P6	87,36	145,66	8,9	2,5	22,25	100,46	167,50
P5	87,36	233,02	8,9	3,85	34,26	100,46	267,97
P4	87,36	320,38	8,9	5,05	44,94	100,46	368,43
P3	87,36	407,74	8,9	6,1	54,29	100,46	468,90
P2	87,36	495,1	8,9	7	62,3	100,46	569,36
RDC	87,36	582,46	8,9	7,75	68,97	100,46	669,82

Tableau .II.16. Choix des sections des poteaux d'angles.

N	N <sub>G</sub> (kN)	N <sub>Q</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	Br(cm <sup>2</sup> )	a=b(cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	choix	N <sub>ser</sub> (kN)
P7	67,04	7,76	102,15	67,419	10,21	25*25	25*25	74,80
P6	167,50	22,25	259,51	171,27	15,08	25*25	25*25	189,75
P5	267,97	34,26	413,16	272,68	18,51	25*25	25*25	302,23
P4	368,43	44,94	564,80	372,77	21,30	25*25	25*25	413,38
P3	468,90	54,29	714,45	471,53	23,71	25*25	25*25	523,19
P2	569,36	62,3	862,09	568,98	25,85	25*25	30*30	631,66
RDC	669,82	68,97	1007,73	665,10	27,78	25*25	30*30	738,80

### Choix des sections des poteaux :

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux

Tableau .II.17. Coffrages des poteaux par étage.

Hauteur	Etages	Sections carrées (a×b)cm <sup>2</sup>
3,04	6 <sup>eme</sup>	30*30
3,04	5 <sup>eme</sup>	30*30
3,04	4 <sup>eme</sup>	30*30
3,04	3 <sup>eme</sup>	30*30
3,04	2 <sup>eme</sup>	30*30
3,04	1 <sup>er</sup>	30*30
3,04	RDC	35*35

**II.5. Pré dimensionnement des voiles :**

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du **RPA 99/ version 2003 [3]**.

Le contreventement mixte avec justification de l'interaction portique et voiles, tel que donné dans le **RPA 99/version 2003 [3]**, est défini par les trois conditions suivantes, qui doivent être respectées :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Le pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de **l'article 7.7.1** du **RPA99/version2003 [3]**. Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

D'après le **RPA 99 (article 7.7.1) [3]**, les voiles doivent satisfaire la condition :  $L > 4 e$   
Où « e » est l'épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

Pour tous les étages :

$$e \geq h_e / 25 = 264 / 25 = 10,56\text{cm.}$$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et exigée par le **RPA 99/version 2003 [3]** est de  $e = 15 \text{ cm}$ .

On adopte une épaisseur de voile égale a :  **$e=15\text{cm}$**  pour tous les étages.

L'épaisseur calculée est plus importante que celle exigée par le règlement en vigueur.

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal :  $L_{\text{Min}} = 100 \text{ cm} > 4 e = 60 \text{ cm}$  (Vérifié)
- Sens transversal :  $L_{\text{Min}} = 100 \text{ cm} > 60 \text{ cm}$ . (Vérifié)

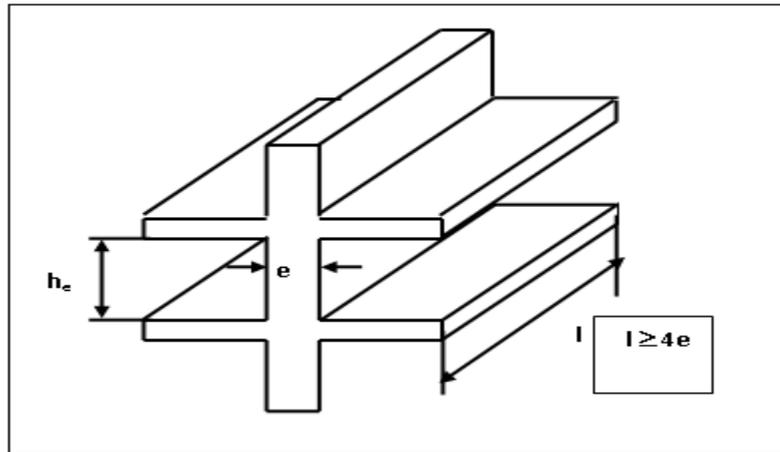


Figure II.14. Coupe de voile en élévation

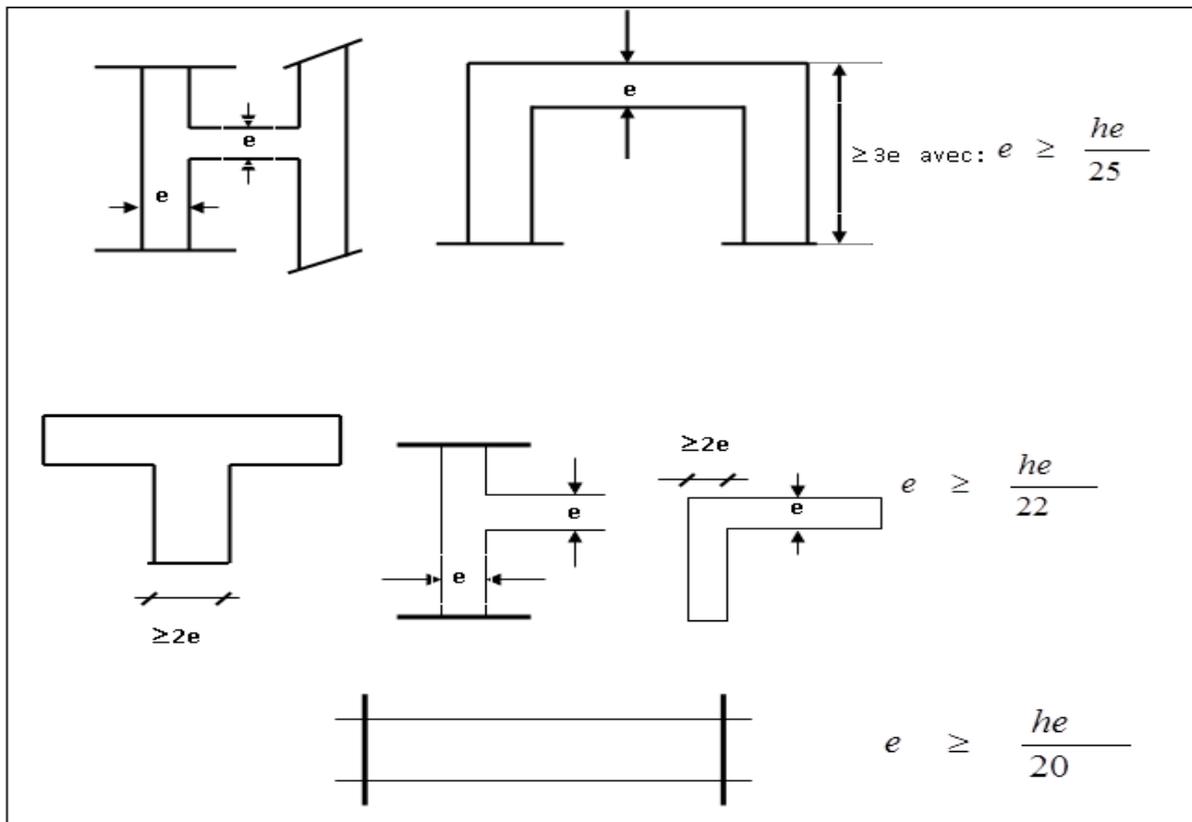


Figure II.15. Coupes de voile en plan



## Chapitre III

# Calcul des éléments non structuraux



### III : Calcul des éléments non structuraux

#### III.1.L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100\text{cm}$  ;
- Hauteur  $H=60\text{cm}$  ;
- Epaisseur  $e=10\text{cm}$ .

#### III.1.1.Calcul des efforts

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 2,25 \text{ kN/ml} \\ Q = 1,00 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

#### **Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural ancré à la structure sur lequel agit une force horizontale de calcul  $F_p = 4.A.C_p.W_p$  Selon l'article 6.2.3 RPA [3]

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (RPA .Tableau 4.1) [3].

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (RPA. /Tableau 6.1 [3])

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$\rightarrow F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 2,25 \quad \mathbf{F_p = 0,72 \text{ kN/ml}}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

#### **E.L.U**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,25 = 3,04 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.ml}$$

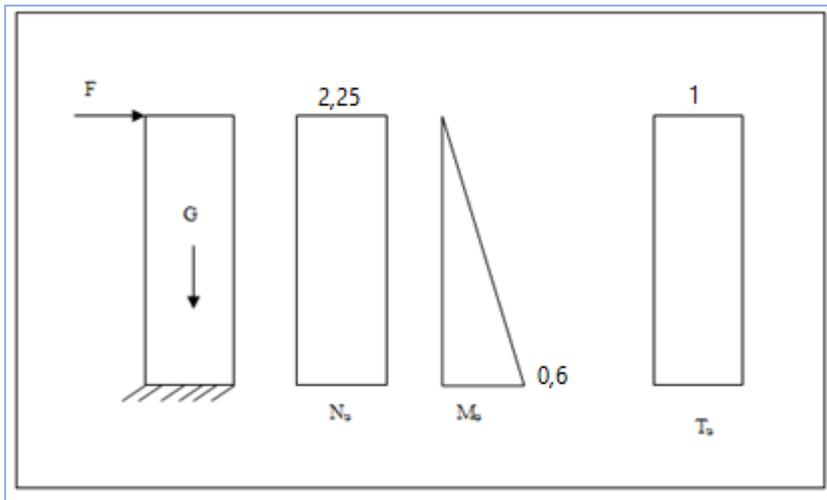
$$T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

**E.L.S**

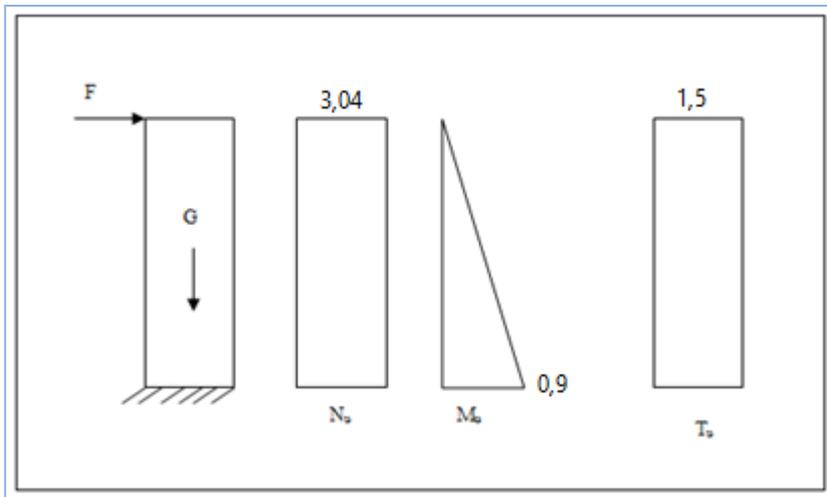
$$N_{ser} = G = 2,25 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

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



**Figure III.1.** Sollicitations de l'acrotère à ELS



**Figure III.2.** Sollicitations de l'acrotère à ELU.

**III.1.2. Ferrailage de l'acrotère :**

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

$$d=0.9h=9\text{cm.}$$

### III.1.2.1. Calcul de l'excentricité

$$e = e_1 + e_2$$

Avec

- $e_1$ : Excentricité de 1<sup>er</sup> ordre :  $e_1 = \frac{Mu}{Nu} + e_a$   
 $e_a$  : Excentricité accidentelle.
- $e_2$ : Excentricité de 2<sup>eme</sup> ordre due au flambement ;  $e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \psi)$   
 $\alpha$  : Rapport de moment de 1<sup>er</sup> ordre du aux charges permanentes { $\alpha=0$ } ;  
 $\psi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage { $\psi=2$ }.

#### a) Excentricité de 1<sup>er</sup> ordre

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} + e_a$$

$$\text{On a: } \begin{cases} Mu = 0,9 \text{ kN.m} \\ Nu = 3,04 \text{ kN} \\ e_a = \max \left[ 2\text{cm}; \frac{1}{250} \text{cm} \right] = \left[ 2\text{cm}; \frac{60}{250} \text{cm} = 0.24\text{cm} \right] = 2\text{cm} \end{cases}$$

Donc :

$$e_1 = \frac{0,9}{3,04} + 0,02 = 0,316\text{m} = 31,6\text{cm}$$

#### b) Excentricité de 2<sup>eme</sup> ordre due au flambement

$$e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \psi)$$

$$\text{On a: } \begin{cases} Lf = 2 \times L = 2 \times 60 = 120\text{cm} \\ h = 10\text{cm} \\ \alpha = 0 \end{cases} \quad \psi = 2$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \times 0.12} (2 + 0 \times 2) = 0.008\text{m} = 0.8\text{cm}$$

alor :

$$e=31,6+0,8=32,4 \quad \Rightarrow e=32,4\text{cm.}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

### III.1.2.2.Calcul d'armature

#### Le moment fictif

$$M_f = N_u \cdot ea = 0,99\text{kN.m}$$

$$e = e_0 + (h/2 - c') = 32,6\text{cm}$$

**Tableau III.1.**Ferraillage de l'acrotère

	Acrotère
$M_f(\text{KN.m})$	0,99
M	0,009
$\mu < \mu_{lu}$	Oui
$A_s'(\text{cm}^2)$	0
A	0,011
Z(cm)	8,96
$A_{sf}(\text{cm}^2)$	$\begin{cases} A_{sf1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{sf2} = 0,32\text{cm}^2 \end{cases}$
$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s1}=0$
Choix	<b>4T8</b>
$A_s(\text{cm}^2)$	2,01
$S_t(\text{cm})$	<b>25</b>
$A_r(\text{cm}^2)$	0,5
Choix	<b>4T8</b>
$A_r(\text{cm}^2)$	2,01
$S_t$	<b>15</b>

**III.1.2.3. Vérification de la section d'acier selon « BAEL91 modifié 99 [1] »**

Il faut Vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,087 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

**III.1.3. Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,25} = 26,67 \text{ cm}$$

**On a :**  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

**a) Calcul la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée « C »**

**On a :**  $C = d - e_A$

**Avec :**

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

**Donc :**

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 30,67 \text{ cm}$$

**Alors :**

$$C = d - e_A = 9 - 30,67 = -21,67 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

**b) Calcul distance entre le centre de pression et l'axe neutre «  $y_c$  »**

D'après le **BAEL 91 modifié 99 ... [1]** on doit donc résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} n = 15 \text{ Coefficient d'équivalence du béton armé.} \\ p = -3c^2 + 6n \cdot (c - c') \cdot \frac{A_s}{b} + 6n \cdot (d - c) \cdot \frac{A_s}{b} = -1396,1 \text{ cm}^2 \\ q = -2c^3 - 6n \cdot (c - c')^2 \cdot \frac{A_s}{b} - 6n \cdot (d - c)^2 \cdot \frac{A_s}{b} = 19361,67 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -2,83 \times 10^7$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 164,65^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 43,14$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -42,97$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 24,82$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 18,15$$

La solution qui convient est :  $y_c = 24,82 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } 0 \leq y_{ser} = y_c + c \leq d$$

$$0 < y_{ser} = 24,82 - 21,67 = 3,15 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 3,15 \text{ cm} \\ y_c = 24,82 \text{ cm} \end{cases}$$

**Le moment d'inertie :  $n=15$**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

**Contrainte de béton**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

**Contraintes de l'acier**

$$(\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s &= n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots \text{Acier comprimé} \end{aligned} \right.$$

Tableau III.2. Vérification à l'ELS

		N <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa) σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
<b>Béton</b>		2,25	2,01	$\begin{cases} y_{ser} = 3,15 \text{cm} \\ y_c = 24,82 \text{cm} \end{cases}$	2073,67	0,85	<b>CV</b>
<b>Acier</b>	Tendu					23,63	<b>CV</b>
	Comprimé					4,65	

**III.1.4. Vérification de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\left\{ \begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}\} \\ \tau_u &= 0,017 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \text{CV} \end{aligned} \right.$$

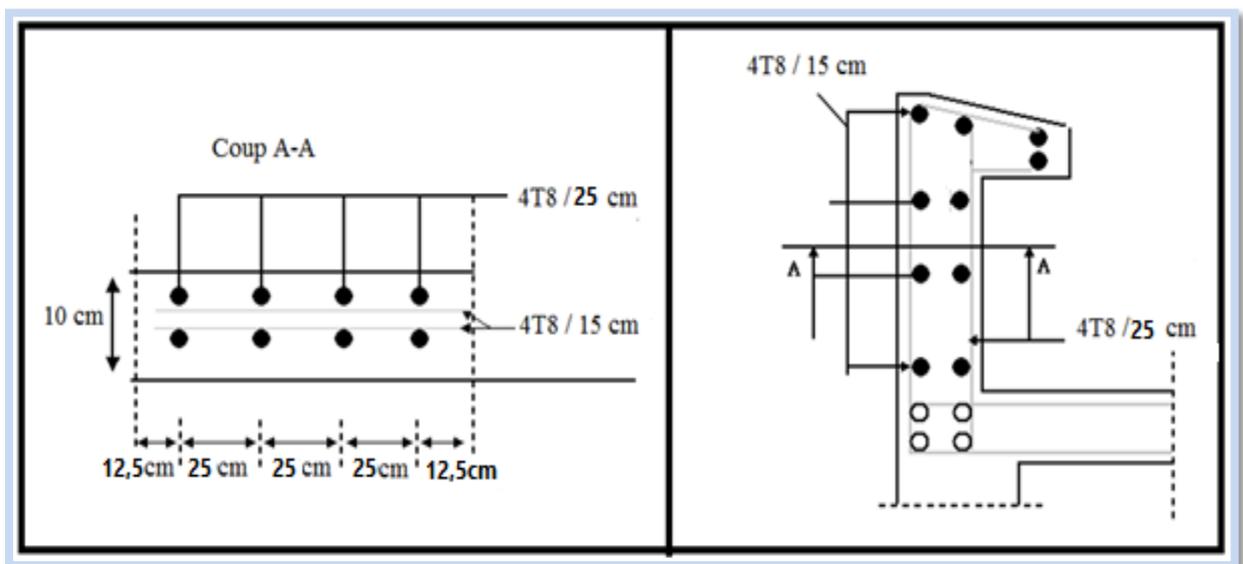


Figure III. 3. Coupe longitudinale du ferrailage de l'acrotère.

### III.2. Les Balcons :

#### III.2.1 Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastree à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- ◆ Son poids propre.
- ◆ La surcharge d'exploitation
- ◆ Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps
- ◆ Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps

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

$$\text{Calcul de l'épaisseur : } ep \geq \frac{l}{10} = \frac{90}{10} = 9\text{cm} \Rightarrow ep = 15\text{cm}$$

$$\alpha = Lx / Ly$$

$$= 0,9 / 3,26$$

$$= 0,28 < 0,4 \text{ Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

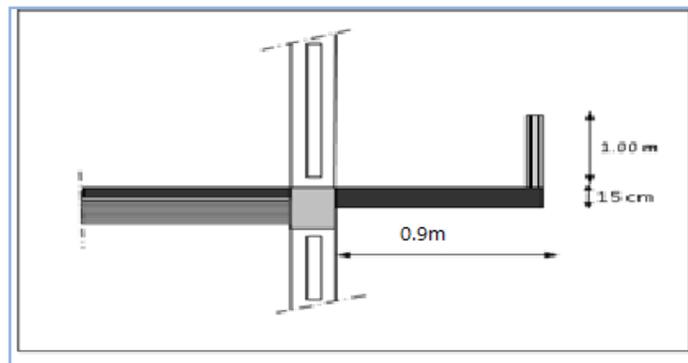


Figure III.4. Dimensions du balcon

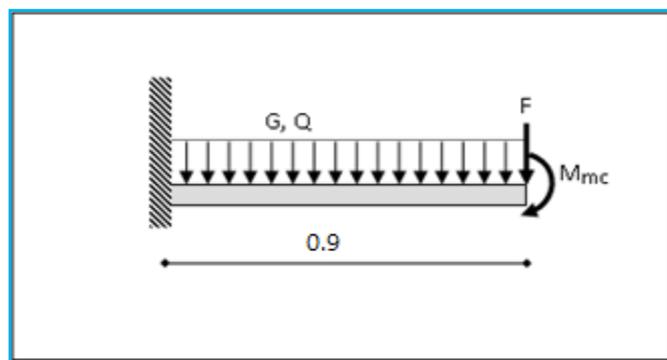


Figure III.5. Schéma statique

**III.2.2. Calcul Des Charges Sollicitant Le Balcon**

a. **Charge permanente** Pour une bande de 1 m

$$G \times 1\text{m} = 5,15 \times 1 = \mathbf{5,15\text{kN/m}}$$

b. **Charge d'exploitation**

$$Q = \mathbf{3,5\text{ kN/m}}$$
 ; pour une bande de 1m

c. **Charge concentrée**

$$F = \mathbf{1,62\text{ kN/m}}$$

Pour une bande de 1m, **F = 1,62 kN.**

d. **Moment dû à la main courante**

$$M_{mc} = Q' \times L \times 1 = 0,9 \times 1 \times 1 = \mathbf{0,9\text{kN.m}}$$

**III.2.3 Combinaison des charges**

a) **Etat limite ultime**

$$q_u = 1.35.G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5 = 12,20\text{ kN/ml}$$

$$p_u = 1,35 \times F = 1,35 \times 1,62 = 2,19$$

b) **Etat limite de service**

$$q_s = G + Q_1 = 5.15 + 3.5 = 8.65\text{kN/ml}$$

$$P_s = F = 1,62\text{kN}$$

**Tableau.III.3.** Les combinaisons des charges à ELU et ELS.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12, 20	<b>8,65</b>
pu (kN)	2,19	<b>1,62</b>
M <sub>mc</sub> (kNm)	<b>1,35</b>	<b>0,9</b>

**III.2.4 Calcul des efforts internes :**

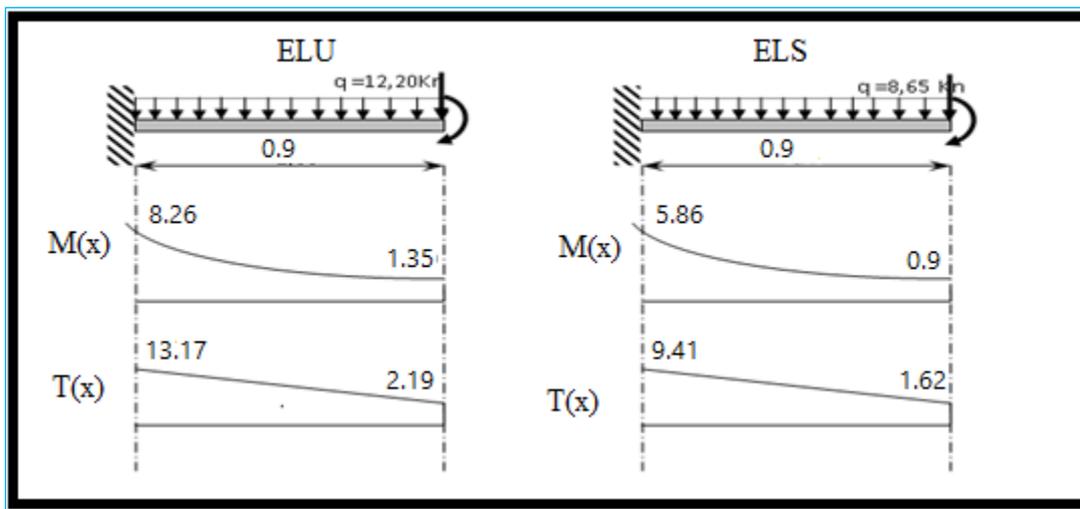
❖ PAR RDM

$$M(x) = - [ Fx + q x^2/2 + M_{mc}]$$

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

**Tableau.III.4** : les efforts internes à ELU et ELS.

	<b>Q(KN/m)</b>	<b>P(kN/m)</b>	<b>Mmax(kN.m)</b>	<b>Vmax(kN)</b>
ELU	12, 20	2,19	-8,26	13,17
ELS	8,65	1,62	- 5,86	9,41

**III.2.5 Diagramme des efforts internes :****Figure III.6.**Diagramme des efforts interne**III.2.6 Calcul De Ferrailage**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

Données:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $c = 1,5 \text{ cm}$  ;  $d = 13,5 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau III.5. Ferrailage du Balcon.

Mu (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	As' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	le choix	As (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
15,31	0,032	OUI	0	0,04	13,28	1,79	4T10	3,14	25

$S_t \leq \min (33 \text{ et } 3h)$  pour une charge répartie

$S_t \leq \min \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$  Espacement vérifié

- **Armatures de Répartition**

$$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 0,785 \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec espacement de 25 cm

### III.2.6.1 Vérifications

#### a. Condition de non fragilité

$$A_s \min = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/400)$$

$$A_s \min = 1,63 \text{ cm}^2$$

Alors :  $A_s \text{ choisi} > A_s \min$  Condition vérifiée.

#### b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{\max} < \tau_u$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{Tu^{\max}}{bd} = \frac{13,17 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,098 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min (0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Alors :  $\tau_u^{\max} < \tau_u$  — Condition vérifiée.

#### c. Vérification vis-à-vis de l'ELS

- **Vérification des contraintes :**

La fissuration est préjudiciable ; il faut qu

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec :  $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{array} \right.$$

Y : est calcul à partir de l'équation :  $b/2 \cdot y^2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$

I : est calcul à partir de l'équation :  $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.6.** Vérification des contraintes

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> < σ̄ <sub>b</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>s</sub> < σ̄ <sub>s</sub>
<b>5,86</b>	<b>3,14</b>	<b>3,15</b>	<b>6087,33</b>	<b>3,03</b>	<b>Vérifié</b>	<b>149,45</b>	<b>OK</b>

**d. Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,167 > 0,0625$  vérifié.
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0023 \leq 0,0105$  vérifié.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,167 \geq 0,1$  vérifié.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

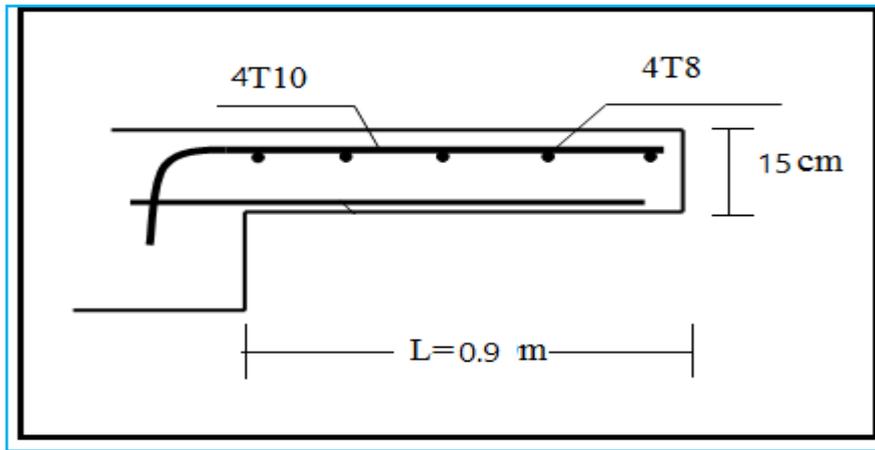


Figure III.7. Ferrailage des balcons

### III. 3 .Plancher :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux **éléments porteurs**.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Dans notre cas, on a des planchers en corps creux.

#### III.3.1 Planchers en corps creux :

Par définition et par opposition aux planchers à dalle pleine, ces planchers sont dits nervurés lorsqu'en coupe transversale (perpendiculaire au sens de la portée), la section résistante prise en compte dans les calculs se présente comme une succession de sections en « T » dont l'hourdis constitue la partie supérieure.

Ces planchers sont constitués de trois éléments :

- Poutrelles préfabriquées
- Corps creux
- Hourdis ou table de compression.

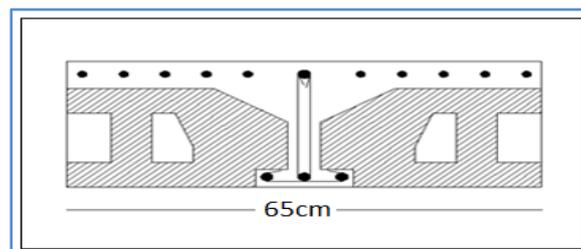
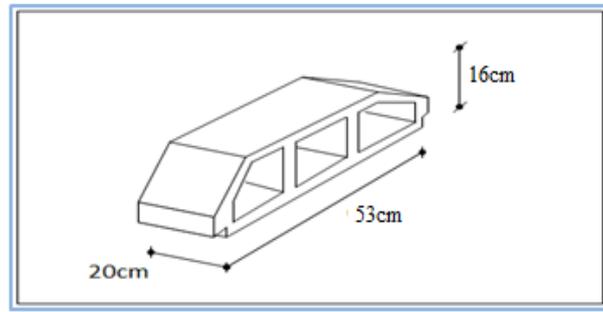


Figure III.8. Coupe du planché en corps creux



**Figure III.9.**Dimension Corps Creux

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions  $(16 \times 20 \times 53) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

### **III.3.2. Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives, Dans notre cas nous avons plusieurs types des poutrelles.

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

#### **III.3.2.1. 1<sup>ère</sup>Phase de calcul (avant le coulage) :**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{338}{25} \leq h \leq \frac{338}{20}$$

$$\Rightarrow 13,52 \leq h \leq 16,9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} & ; & h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

#### **a. Charge permanente :**

- poids propre de la poutrelle :  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$ .
- poids propre du corps creux :  $0,65 \times 2,85 = 1,85 \text{ kN/m}$ .

$$\underline{\underline{\mathbf{G} = 1,97 \text{ kN/m}}}$$

**b. Charge d'exploitation :**

- plancher terrasse :  $Q = 0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/m}$

Sollicitation :

$$\text{ELS: } q_s = G + Q$$

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

**Plancher terrasse :**

$$G = 1,97 \text{ kN/m.}$$

$$Q = 0.65 \text{ kN/m.}$$

$$q_u = 1.35 \times 1,97 + 1.5 \times 0.65 = 3,64 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 1,97 + 0.65 = 2,62 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 3,64 \times \frac{(3,38)^2}{8} = 5,2 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 2,62 \times \frac{(3,38)^2}{8} = 3,74 \text{ kN.m}$$

**Ferraillage :**

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$b = 12 \text{ cm} ; d = 3,6 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \sigma_{bc}} = 2,36 > \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

D'après les calculs les armatures de compression sont nécessaires ; mais puisque la section de béton est très faible, on place des étaitements verticaux chaque **1m** pour supporter les charges avant le coulage.

$$L_{\max} = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 3,64 \times \frac{(1,00)^2}{8} = 0.455 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{0,455 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14.17} = 0.206 < 0.392$$

$$\text{Donc : } A'_s = 0$$

D'ou :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.206}}{0.8} = 0,291$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.291) = 31.81 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,455 \times 10^6}{31,81 \times 348} = 41,01 \text{ mm}^2$$

On choisit : **1T10**  $A_s = 0.79 \text{ cm}^2$

### III.3.2.2. 2<sup>ème</sup> Phase de calcul (après le coulage) :

- **Méthodes De Calcul :**

- a. **Méthode forfaitaire :**

- a.1. **Domaine d'application :**

**H<sub>1</sub>** :  $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$

**H<sub>2</sub>** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

**H<sub>3</sub>** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1,25.

**H<sub>4</sub>** : Fissuration non préjudiciable.

- a.2. **Exposé de la méthode :**

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

- $M_t \geq \text{Max} \{1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$

- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

avec :

$M_0$  : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**a.3. Moment sur appuis :**

- $M=0.2M_0$  ..... appuis de rive.
- $M=0.6M_0$  ..... pour une poutre à deux travées.
- $M=0.5M_0$  ..... pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M=0.4M_0$  ..... pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

**a.4 Effort tranchant :**

$$V_w = -2 \frac{(M_w + M_e)}{a}$$

$$V_e = 2 \frac{(M_w + M_e)}{b}$$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \dots \text{Appuis gauche.}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \dots \text{Appuis droit.}$$

**b. 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.

**b.1. Exposé de la méthode :**

**1. Moment sur appuis :**

\*  $M_a = 0,2M_0$  ..... Appuis de rives

\*  $M_a = -\frac{q_w.l_w^3 + q_e.l_e^3}{8,5.(l_w + l_e)}$  ..... Appuis intermédiaires

$$\text{avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

### 2. Moment en travée :

$$x = \left( \frac{1}{2} + \frac{M_w - M_e}{8M_0} \right) l$$

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left( \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w$$

**Avec :**

$M_0$ : Valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

( $M_w$ ;  $M_e$ ): Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

$q_e$ : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " $l'_w$ " à gauche et " $l'_e$ " à droite, avec :

$l'=1$  .....pour une travée de rive.

$l'=0.8l$  .....pour une travée intermédiaire.

Où « $l$ » représente la portée de la travée libre.

### 3. Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

**Avec :**

$T_w$ : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$ : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

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

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

a. **Evaluation des charges et surcharges :**

**Plancher terrasse :**

$$G=6,78 \times 0,65=4,41 \text{ kN/ml}$$

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

**Plancher étage courant :**

$$G=5,21 \times 0,65=3,39 \text{ kN/ml}$$

$$Q=1,5 \times 0,65=0,98 \text{ kN/ml}$$

b. **Combinaison des charges :**

**Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,93 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=5,06 \text{ kN/ml}$$

**Plancher étage courant :**

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=6,05 \text{ kN/ml}$$

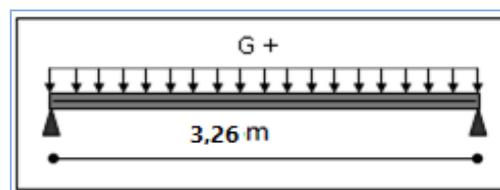
$$\text{E.L.S} : q_{ser}=G+Q=4,37 \text{ kN/ml}$$

**Conclusion :**

les poutrelles du plancher terrasse sont sensiblement les plus sollicitées

Nous avons (04) types de poutrelles :

(1) **Poutrelles à une travée**



**Figure II.10.** Poutrelles à une travée

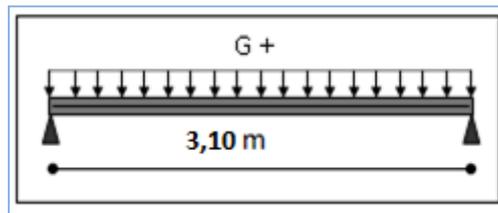


Figure II.11. Poutrelles à une travée

(2) poutrelles à trois travées

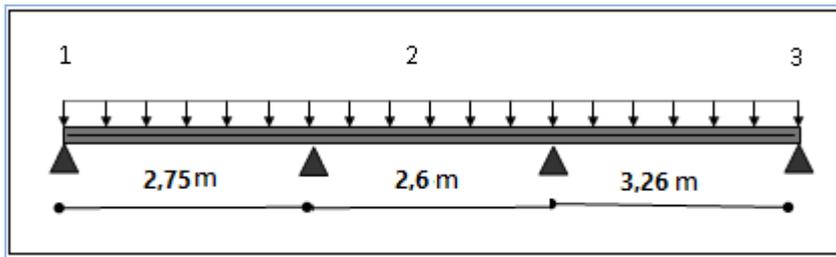


Figure III.12. Poutrelles à trois travées

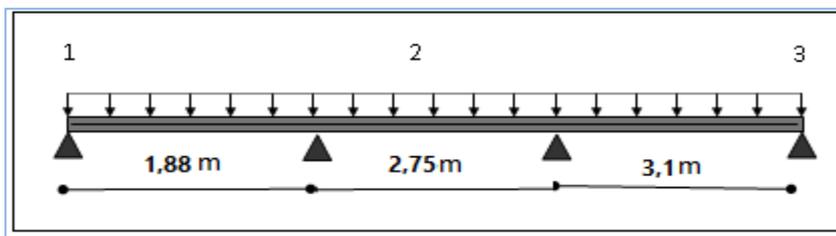


Figure III.13. Poutrelles à trois travées

(3) Poutrelles à six travées

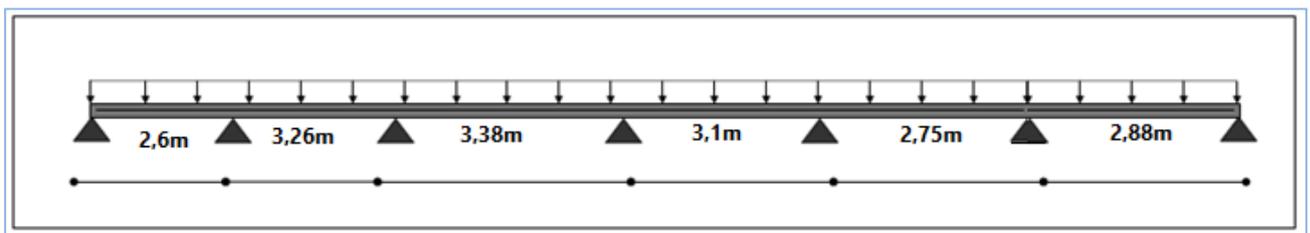


Figure III.14. Poutrelles à six travées

(4) Poutrelles à sept travées

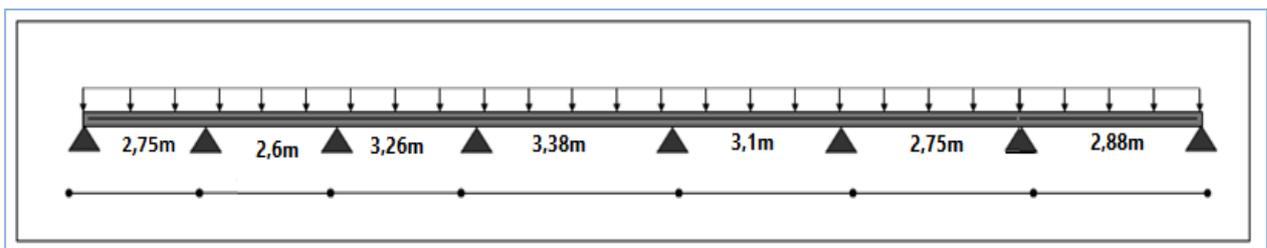


Figure III.15. Poutrelles à sept travées

## c. Calcul des efforts internes :

## 1- Poutrelle à une travée :

$$\begin{cases} q_u = 6,93 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 5,06 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

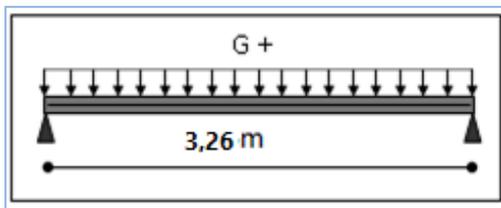
**Type :** à (01) travée

**Méthode :** forfaitaire

**Justification :** toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

## 1-a /Travée (01) :



**Tableau.III.7.** Tableau récapitulatif des efforts à 1 travée.

**Tableau III.7.1.** Moment de flexion E.L.U.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
6.93	1—2	3,26	9,206	A	-0.200	-1,841	7,825
				B	-0.200	-1,841	

**Tableau III.7.2.** Les efforts tranchants E.L.U.

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	A	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	3,26	-1,841	-1,841	1,63	1,63	-11,861	11,861

**Tableau III.7.3.** Moment de flexion E.L.S.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
5,061	1—2	3,26	6,723	A	-0.200	-1,345	5,715
				B	-0.200	-1,345	

Tableau III.7.4. Les efforts tranchants E.L.S.

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	A	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	3,26	-1,345	-1,345	1,63	1,63	-8,662	8,662

1-b /Travée (02) :

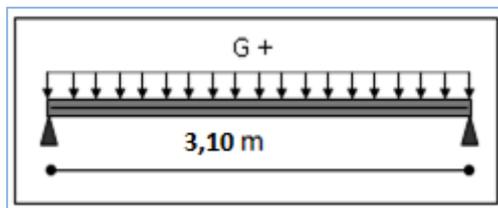


Tableau.III.8. Tableau récapitulatif des efforts à 1 travée.

III. Tableau 8.1. Moment de flexion E.L.U.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
6,93	1—2	3,10	8,325	A	-0.200	-1,665	7,076
				B	-0.200	-1,665	

Tableau III.8.2. Les efforts tranchants E.L.U.

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	A	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	3,10	-1,665	-1,665	1,55	1,55	-11,279	11,279

III. Tableau 8.3. Moment de flexion E.L.S.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
5,061	1—2	3,1	6,08	A	-0.200	-1,216	5,168
				B	-0.200	-1,216	

Tableau III.8.4. Les efforts tranchants E.L.S.

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	A	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	3,1	-1,216	-1,216	1,55	1,55	-8,237	8,237

2- Poutrelles à trois travées :

$$\begin{cases} q_u = 6,93 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 5,06 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Type : à (03) travée

Méthode : forfaitaire

Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

2-a /Travée (01) :

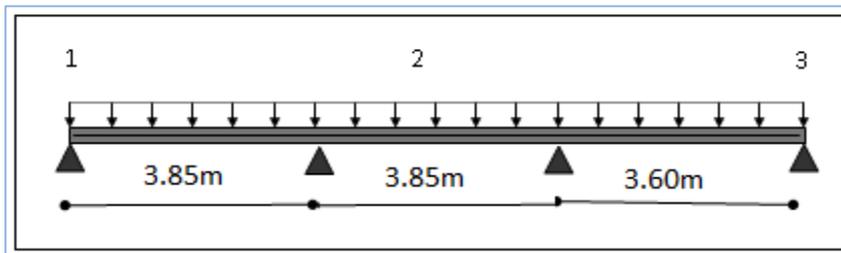


Tableau.III.9 .Tableau récapitulatif des efforts à 3 travées.

Tableau III.9.1 Moment de flexion E.L.U.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
6.93	1—2	2,75	6,551	A	-0.200	-1,310	4,586
6.93	2—3	2,6	5,856	B	-0.500	-3,276	3,041
6.92	3—4	3,26	9,206	C	-0.500	-4,603	6,444
				D	-0.200	-1,841	

Tableau III.9.2.Les efforts tranchants E.L.U.

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	a	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	2,75	-1,310	-3,276	1,276	1,474	-9,239	10,669
2---3	2,6	-3,276	-4,603	1,238	1,362	-10,204	11,225
3—4	3,26	-4.603	-1.841	1,747	1,513	-7,230	10,953

Tableau III.9.3 Moment de flexion E.L.S.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
5,061	1—2	2,75	4,784	A	-0.200	-0,957	3,349
5,061	2—3	2,6	4,277	B	-0.500	-2,392	2,221
5,061	3—4	3,26	6,723	C	-0.500	-3,362	4,706
				D	-0.200	-1,345	

Tableau III.9.4. Les efforts tranchants E.L.S.

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	A	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	2,75	-0,957	-2,392	1,276	1,474	-6,747	7,791
2—3	2,6	-2,392	-3,362	1,238	1,362	-7,452	8,198
3—4	3,26	-3,362	-1,345	1,747	1,513	-5,241	7,999

2-b /Travée (02) :

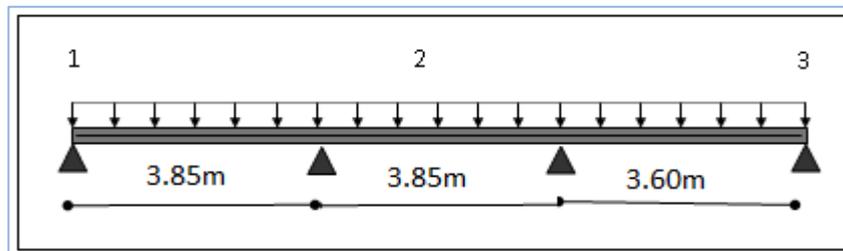


Tableau.III.10 .Tableau récapitulatif des efforts à 3 travées.

Tableau III.10.1 Moment de flexion E.L.U.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
6,93	1—2	2,88	7,185	A	-0.200	-1,437	5,03
6,93	2—3	2,75	6,083	B	-0.500	-3,593	3,159
6,92	3—4	3,1	8,325	C	-0.500	-4,162	5,827
				D	-0.200	-1,665	

**Tableau III.10.2.** Les efforts tranchants E.L.U.

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	a	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	2,88	-1,437	-3,593	1,337	1,543	-9,676	11,173
2—3	2,75	-3,593	-4,162	1,298	1,352	-10,401	10,831
3—4	3,1	-4,162	-1,665	1,661	1,439	-6,861	10,415

**Tableau III.10.3** Moment de flexion E.L.S.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
5,061	1—2	2,88	5,247	A	-0.200	-1,049	<b>3,673</b>
5,061	2—3	2,75	4,443	B	-0.500	-2,624	<b>2,307</b>
5,061	3—4	3,1	6,08	C	-0.500	-3,04	<b>4,256</b>
				<b>D</b>	<b>-0.200</b>	<b>-1,216</b>	

**Tableau III.10 .4.** Les efforts tranchants E.L.S.

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	A	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	2,88	-1,049	-2,624	1,337	1,543	-7,066	<b>8,16</b>
2—3	2,75	-2,624	-3,04	1,298	1,352	-7,596	<b>7,91</b>
3—4	<b>3,1</b>	<b>-3,04</b>	<b>-1,216</b>	<b>1,661</b>	<b>1,439</b>	<b>-4,969</b>	<b>7,306</b>

**5- Poutrelles à six travées :**

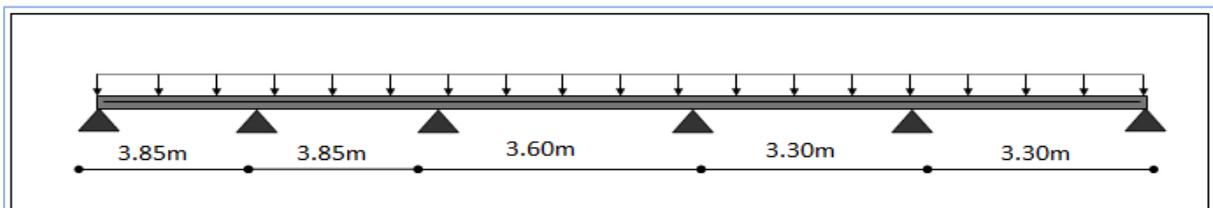
$$\begin{cases} q_u = 6,93 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 5,06 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

**Type :** à (06) travée

**Méthode :** forfaitaire

**Justification :** toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :



**Tableau.III.11.**Tableau récapitulatif des efforts à 6 travées.**Tableau III.11.1.** Moment de flexion E.L.U.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma(kN.m)	Mt (kN.m)
<b>6.930</b>	1—2	2,6	5,856	A	-0.200	-1, 71	<b>3,626</b>
<b>6.930</b>	2—3	3,26	9,206	B	-0.500	-4,603	<b>5,686</b>
<b>6.930</b>	3—4	3,38	9,896	C	-0.400	-3,959	<b>6,433</b>
<b>6.930</b>	4—5	3,1	8,325	D	-0.400	-3,959	<b>5,097</b>
<b>6.930</b>	5—6	2,75	6,551	E	-0.400	-3,33	<b>3,417</b>
<b>6.930</b>	6—7	2,88	7,185	F	-0.500	-3,593	<b>5,03</b>
					<b>-0.200</b>	<b>-1,437</b>	

**Tableau III.11.2.**Les efforts tranchants E.L.U

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	A	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	2,6	-1, 71	-4,603	1,11	1,49	-7,95	10,59
2—3	3,26	-4,603	-3,959	1,66	1,6	-11,31	10,92
3—4	3,38	-3,959	-3,959	1,69	1,69	-12,3	12,3
4—5	3,1	-3,959	-3,33	1,58	1,52	-11,48	11,07
5—6	2,75	-3,33	-3,593	1,36	1,39	-9,89	10,08
6—7	2,88	-3,593	-1,437	1,54	1,37	-11,17	9,68

**Tableau.III.12.**Tableau récapitulatif des efforts à 6 travées.**Tableau III.12.1.** Moment de flexion E.L.S.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma(kN.m)	Mt (kN.m)
<b>5,061</b>	1—2	2,6	4,277	A	-0.200	-0,855	<b>2,648</b>
<b>5,061</b>	2—3	3,26	6,723	B	-0.500	-3,362	<b>3,933</b>
<b>5,061</b>	3—4	3,38	7,227	C	-0.400	-2,891	<b>4,198</b>
<b>5,061</b>	4—5	3,1	6,08	D	-0.400	-2,891	<b>3,722</b>
<b>5,061</b>	5—6	2,75	4,784	E	-0.400	-2,432	<b>2,496</b>
<b>5,061</b>	6—7	2,88	5,247		-0.500	-2,624	<b>3,673</b>
					<b>-0.200</b>	<b>-1,049</b>	

Tableau III.12.2. Les efforts tranchants E.L.S

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	A	b	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	2,6	-0,855	-3,362	1,11	1,49	-5,81	7,74
2—3	3,26	-3,362	-2,891	1,66	1,6	-8,26	7,97
3—4	3,38	-2,891	-2,891	1,69	1,69	-8,98	8,98
4—5	3,1	-2,891	-2,432	1,58	1,52	-8,38	8,09
5—6	2,75	-2,432	-2,624	1,36	1,39	-7,22	7,36
6—7	2,88	-2,624	-1,049	1,54	1,37	-8,16	7,07

6- Poutrelles à sept travées :

$$\begin{cases} q_u = 6,93 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 5,06 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Type : à (07) travée

Méthode : forfaitaire

Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

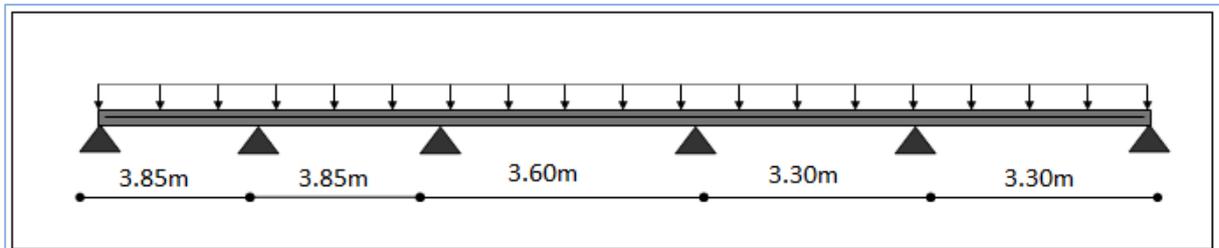


Tableau.III.13. Tableau récapitulatif des efforts à 7 travées.

Tableau III.13.1. Moment de flexion E.L.U.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	Cf	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
6.930	1—2	2,75	5,551	A	-0.200	-1,310	4,585
6.930	2—3	2,6	5,856	B	-0.500	-3,276	3,041
6.930	3—4	3,26	9,206	C	-0.400	-3,682	5,846

6,930	4—5	3,38	9,896	D	-0.400	-3,959	6,433
6,930	5—6	3,1	8,325	E	-0.400	-3,959	5,097
6,930	6—7	2,75	6,551	F	-0.400	-3,33	3,417
6,930	7—8	2,88	7,185	G	-0.500	-3,593	5,03
					-0.200	-1,437	

Tableau III.13.2. Les efforts tranchants E.L.U

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	A	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	2,75	-1,310	-3,276	1,27	1,47	-9,24	10,67
2—3	2,6	-3,276	-3,682	1,27	1,32	-9,87	10,18
3—4	3,26	-3,682	-3,959	1,62	1,64	-11,77	11,94
4—5	3,38	-3,959	-3,959	1,69	1,69	-12,3	12,3
5—6	3,1	-3,959	-3,33	1,58	1,52	-10,48	10,06
6—7	2,75	-3,33	-3,593	1,36	1,39	-9,91	10,1
7—8	2,88	-3,593	-1,437	1,54	1,34	-11,17	9,68

Tableau.III.14. Tableau récapitulatif des efforts à 7 travées.

Tableau III.14.1. Moment de flexion E.L.S.

Qu	Travée	L (m)	M <sub>0</sub>	Appuis	C <sub>f</sub>	Ma (kN.m)	Mt (kN.m)
5,061	1—2	2,75	4,782	A	-0.200	-0,956	3,349
5,061	2—3	2,6	4,277	B	-0.500	-2,392	1,95
5,061	3—4	3,26	6,723	C	-0.400	-2,689	4,269
5,061	4—5	3,38	7,227	D	-0.400	-2,891	4,698
5,061	5—6	3,1	6,08	E	-0.400	-2,891	3,722
5,061	6—7	2,75	4,784	F	-0.400	-2,432	2,496
5,061	7—8	2,88	5,247	G	-0.500	-2,624	3,673
					-0.200	-1,049	

Tableau III.14.2. Les efforts tranchants E.L.S

Travée	L (m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	A	B	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1—2	2,75	-0,956	-2,392	1,28	1,47	-6,75	7,79
2—3	2,6	-2,392	-2,689	1,28	1,32	-7,21	7,44
3—4	3,26	-2,689	-2,891	1,62	1,64	-8,6	8,72
4—5	3,38	-2,891	-2,891	1,69	1,69	-8,98	8,98
5—6	3,1	-2,891	-2,432	1,58	1,52	-7,65	7,34
6—7	2,75	-2,432	-2,624	1,36	1,39	-7,24	7,38
8—9	2,88	-2,624	-1,049	1,54	1,34	-8,16	7,07

### III.3.2.3. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\text{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 7,825 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 4,603 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 12,3 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 5,715 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 3,362 \text{ kNm}$$

$$T_{aser}^{\max} = 8,98 \text{ kN}$$

#### a. Ferrailage en travée :

$h=20\text{cm}$  ;  $h_0=4\text{cm}$  ;  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  
 $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- 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 la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 58,95 \text{ kN.m}$$

On a :  $M_{tu} = 7,825 \text{ kN.m} < M_{tab} = 58,95 \text{ kN.m}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau.III.15.** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}(\text{kN.m})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
7,825	0,026	Oui	0	0,033	17,76	Oui	10‰	348	1,27

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,48 \text{ cm}^2 ; 1,27 \text{ cm}^2\} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ( $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ )

**b. Ferrailage sur appuis :**

c.

On a :  $M_{au}^{\max} = 4,603 \text{ kNm} < M_{tab} = 58,95 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (boxh) en flexion simple.

**Tableau III.16.** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{ap}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
4,603	0,084	Oui	0	0,11	17,21	Oui	10‰	348	0,77

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,34cm^2$$

$$A_s = 0,77cm^2 > A_s^{\min} = 0,34cm^2$$

Choix : 2T10 ( $A_s = 1,58cm^2$ )

**III.3.2.4. Vérifications :**

**a. Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 12,3kN$

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3,33MPa \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0,57MPa < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

**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 :  $T_u = 11,861kN$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{11,861 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,61 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,34 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**
- **Vérification de la contrainte de compression:**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{12,3 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 0,63 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1,58 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

#### : b. Vérification à l'E.L.S

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- **Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65\text{cm}(\text{travée}) ; b_0 = 15\text{cm}(\text{appuis}) ; c = c' = 2\text{cm}$$

$y$  : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance " $y$ " et le moment d'inertie " $I$ " se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

**Tableau.III.17.** Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
<b>Travée</b>	5,72	2,36	0	3,91	8323,05	2,69	Vérifiée
<b>Appuis</b>	3,36	1,58	0	4,83	6542	1,74	Vérifiée

### c. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

avec:

$$M_{\text{ser}}=5,715\text{kNm}; T_u^{\text{max}}=12,3\text{kN}; A_s=2,36\text{cm}^2; f_e=400\text{MPa}. M_0= 6,723 \text{ kNm}$$

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,0592 < 0,0625$  *non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0109 > 0,0105$  *non vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,0519 < 0,085$  *non vérifiée*

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,68 \text{ cm} \quad (L = 3,38 \text{ m})$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

▪ **Position de l'axe neutre «  $y_1$  » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

▪ **Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

▪ **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 :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : 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 :

**Tableau.III.18.** Tableau Récapitulatif du calcul de la flèche.

$M_{ser}$ (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> )
5,715	2,36	7,1	0,011	134,53	3,74	1,5	0,542	20021	7275,38	11043

▪ **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 2,79mm \quad (L = 3,38 m)$$

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations différées:**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 5,51mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,27cm < \bar{f} = 0,68cm \quad \text{vérifiée}$$

**d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

selon le « **BAEL 91 modifié 99 [1]** » ou a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

« **RPA 99 version 2003 [3]** »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_l$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,57\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,57\text{cm}$$

On adopte :  $\phi_l = 6\text{mm}$

- Selon le « **BAEL 91 modifié 99 [1]** » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 3,8 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,04 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « **RPA 99 version 2003 [3]** » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5\text{cm} \quad \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Choix des armatures**

On adopte :  $A_t = 2\varnothing 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

**Choix des espacements**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc :  $\begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$

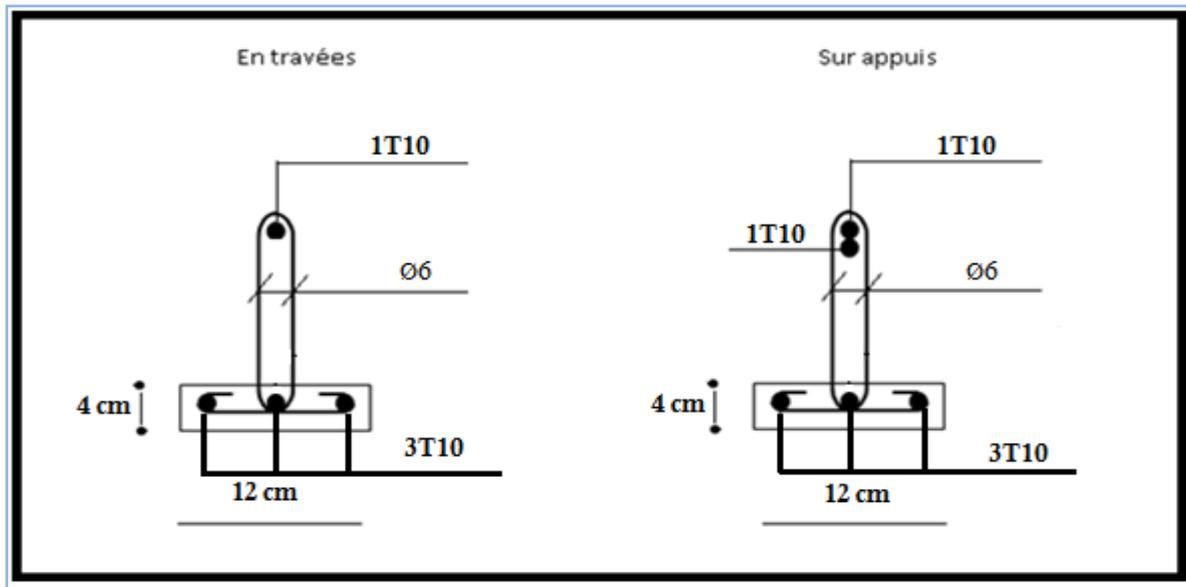


Figure III.16. Disposition constructive des armatures des poutrelles

**Plancher courant : (16+4)**

**a. Dimensions des poutrelles**

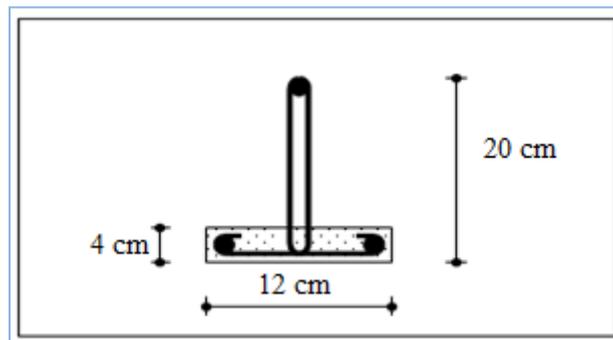


Figure III.17. Dimension de La nervure

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{338}{25} \leq h \leq \frac{338}{20}$$

$$\Rightarrow 13,52 \leq h \leq 16,9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

### b. Ferrailage de la dalle de compression :

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

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1 = 65 \text{ cm}$ )

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$Fe = 520 \text{ MPa}$  (quadrillage de TS.TIE520  $\rightarrow \varnothing \leq 6 \text{ mm}$ )

On a :  $L = 65 \text{ cm}$

Donc on obtient :  $A_1 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend :  $5\varnothing 5 = 0,98 \text{ cm}^2$

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

**Armatures de répartitions :**

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

Soit :  $5\varnothing 5 = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

**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

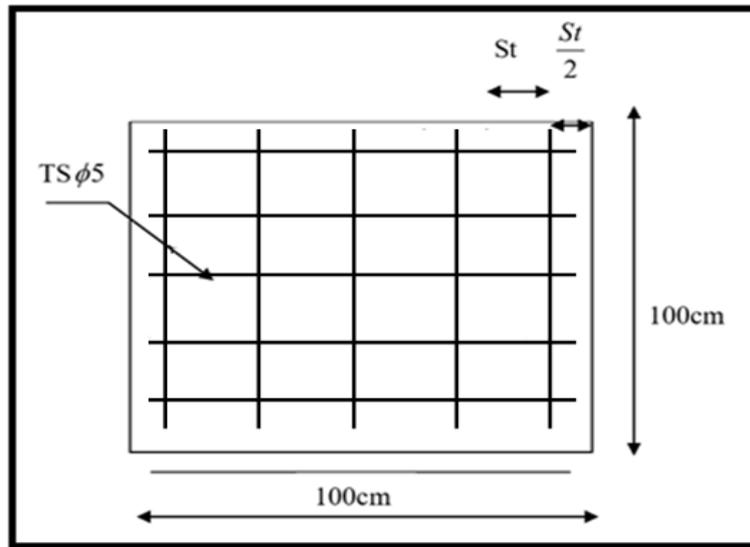


Figure III.18. Disposition constructive des armatures de la table de compression

### III.4. Etude de la Dalle machine

#### III.4.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

#### III.4.2. Détermination Des Charges Et Surcharges

##### a. Charges permanentes :

- Poids de la machine supportée  $50,00\text{kN/m}^2$
  - Poids propre de la dalle  $\underline{0,25 \times 25 = 6,25\text{kN/m}^2}$
- $G = 56,25\text{kN/m}^2$

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

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

**III.4.3. Combinaison Des Charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,438 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

**III.4.4. Calcul Des Efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

✓ Calcul de «  $\rho$  » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2,2} = 0,909 < 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

D'après le BAEL : ( $\mu_x$  ;  $\mu_y$ )

**E.L.U :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,046 \Rightarrow M_x = 15,18 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,778 \Rightarrow M_y = 11,81 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

**-Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 12,9 \text{ KN m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 10,04 \text{ kNm}$$

**-Moments sur appuis:**

$$M_{ax} = -0,3 M_x = -4,55 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_y = -3,54 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = -4,55 \text{ kNm}$$

**III.4.5. Ferrailage De La Dalle :**

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de  $1m$ , on aura une section  $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$  qui travaille en flexion simple.

**III.4.5.1. Ferrailage En Travée**

**a. Dans le sens " $L_x$ " :**

On a :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=25\text{cm}$  ;  $d=0,9h=22,5\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$

**Tableau III.19.** Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens  $L_x$ ).

$M_{ix}(\text{kNm})$	M	$A'_s(\text{cm}^2)$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
12,9	0,018	0	0.0227	22,3	1,66	5T10	3,93

**Espacement :**

$$Esp = \frac{100}{4} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{vérifiée}$$

**b. Dans le sens " $L_y$ " :**

On a :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=25\text{cm}$  ;  $d=d_x-\phi_x=21,5\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$

**Tableau III.20.** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens  $L_y$ ).

$M_{iy}(\text{kNm})$	M	$A'_s(\text{cm}^2)$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
10,04	0,0153	0	0,0193	21,33	1,53	4T10	3,14

**Espacement :**

$$Esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{vérifiée}$$

**III.4.5.2. Ferrailage Sur Appuis**

On a :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=25\text{cm}$  ;  $d=22,5\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$

**Tableau III.21.** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

$M_a(\text{kNm})$	M	$A'_s(\text{cm}^2)$	$\alpha$	Z(cm)	$A^{\text{cal}}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{\text{adp}}_s(\text{cm}^2)$
4,55	0,0063	0	0,0079	22,43	0,58	5T8	2,51

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x - x) & \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y - y) & \text{vérifiée} \end{cases}$$

### III.4.5.3. Calcul Des Armatures Transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 54,96\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 51,62\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 54,96\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{45,57 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,244\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

### III.4.6. Vérification À L'E.L.S

a. Vérification des contraintes :

**Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**Acier**

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240\text{MPa}$$

avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,909 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{ kN/m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

**E.L.S**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,046 \Rightarrow M_x = 10,53 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,778 \Rightarrow M_y = 8,19 \text{ kNm} \end{cases}$$

**-Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,95 \text{ kNm}$$

$$0 M_{ty} = 0,85 M_y = 6,96 \text{ kNm}$$

**-Moments sur appuis :**

$$M_a = \text{Max} (-0,3 M_x ; -0,3 M_y) = -2,69 \text{ kNm}$$

**1- Détermination de la valeur de "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

**2- Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau.III.22.** Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		$M_t(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	8,95	3,93	4,59	22132,7	1,86	vérifiée	108,64	vérifiée
	(y-y)	6,96	3,14	4,00	19083,51	1,49		101,2	
Appuis		2,69	2,51	3,76	14989,6	0,67		50,45	

**b. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$h=25\text{cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,09\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2,00\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,909 \end{cases}$$

**➤ Sens  $L_{x-x}$  :**

$$\text{Sur appuis : } A_x = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,09\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_x = 3,93\text{cm}^2/\text{ml} > 2,05\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**➤ Sens  $L_{y-y}$  :**

$$\text{Sur appuis : } A_y = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_x = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 2,00\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

**c -Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,125 > 0,0425 & \text{vérifiée} \\ 0,125 > 0,028 \text{ à } 0,037 & \text{vérifiée} \\ 0,00174 < 0,005 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

**Conclusion :**

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

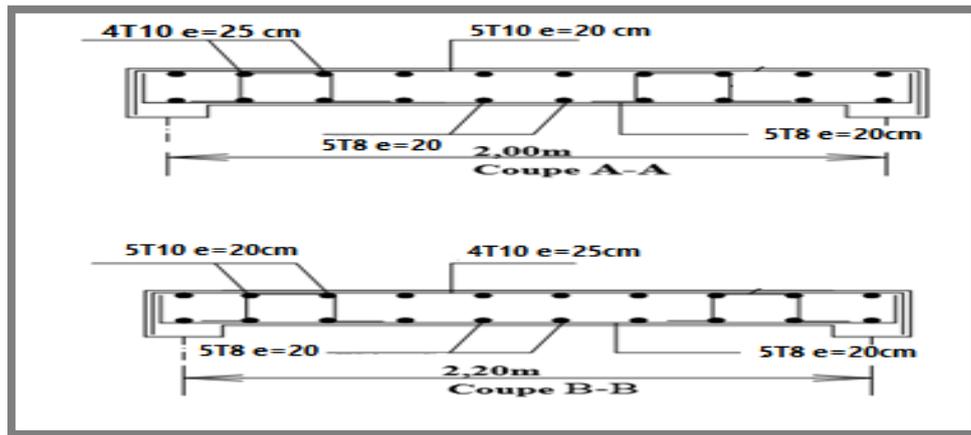


Figure III.19. Ferrailage de la dalle machine

### III.5 Escaliers :

#### III.5.1 Définition :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment.

Dans notre structure il y en a un types : à 05 volées.

#### III.5.2 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.

**Le jour :** c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.

**La marche :** c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

**La contre marche :** c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

**L'emmarchement :** c'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

**Le collet :** c'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.

**La foulée :** c'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

**La ligne de foulée :** c'est la projection en plan du trajet suivi par une personne empruntant l'escalier, pour les escaliers dont la largeur de l'emmarchement n'excède pas 110 m, la ligne de foulée se trouve au milieu de l'emmarchement.

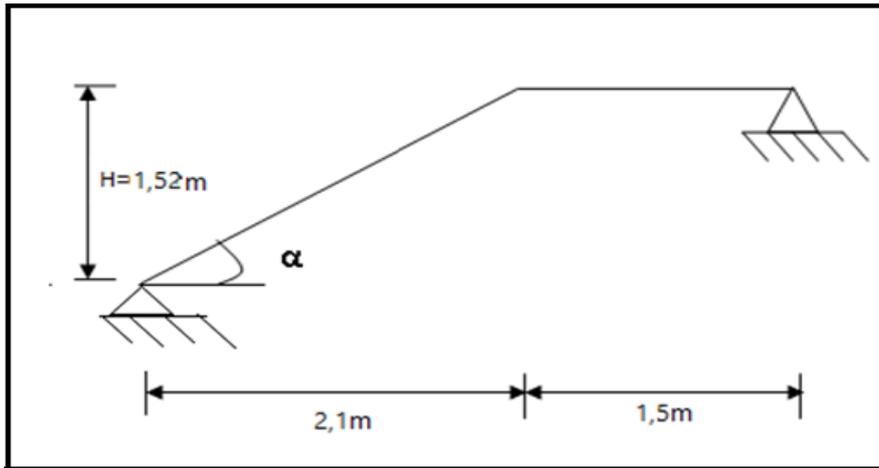
**III.5.3 Ferrailage des escaliers :**

**a. Introduction**

L'Escaliers de chaque étage est escalier à deux paillasse intermédiaire étant à un palier, elle se calcule comme une poutre principale sur ses deux appuis.

**N.B :** on garde la même épaisseur pour les paliers(e=16 cm)

**b. Schéma de l'escalier**



**Figure III.20.** schéma statique de l'escalier

**c. Caractéristiques techniques**

Hauteur : H=3,04 m .

Giron : g=27 cm .

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a :  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 14 < h < 18$

Pour : h =17cm  $\Rightarrow$  on aura contres 18 marches

$(\frac{L}{27} = \frac{210}{27} = 8)$  il Ya 9 contres marches dans volée.

**d. Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (25 \leq g \leq 32)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 61cm \\ h = 17cm \\ g = 27cm \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**III.5.4 Evaluation Des Charges**

a. Palier :

1. Charges permanente :  $G_1=5,4\text{kN/m}^2$ 2. Charge d'exploitation :  $Q_1=2,50\text{kN/m}^2$ 

b.volée :

1. Charges permanente :  $G_2=9,91\text{kN/m}^2$ 2. Charge d'exploitation :  $Q_2=2,50\text{kN/m}^2$ **III.5.5. Combinaison Des Charges**

E.L.U :

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

E.L.S :

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

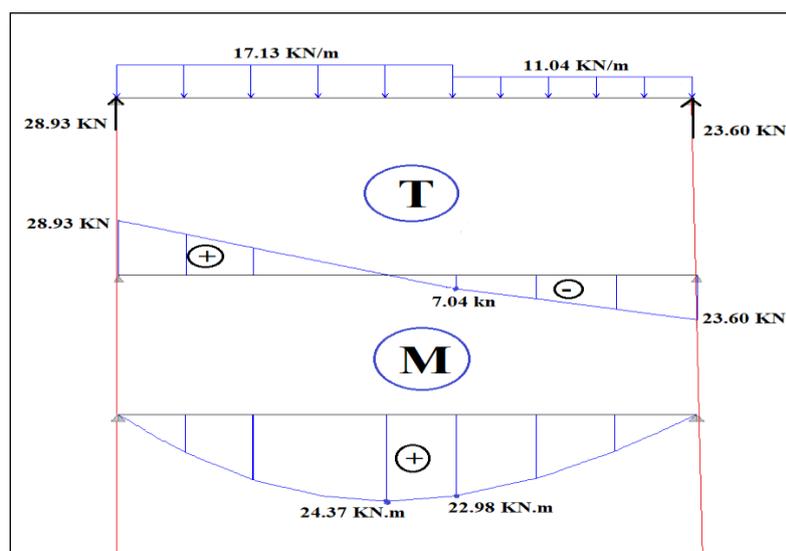
$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

**Tableau III.23.** Le chargement de la rampe pour une bande de 1m.

	ELU	ELS
$q_1$ (kN/ml)	11,04	7,9
$q_2$ (kN/ml)	17,13	12,41

➤ Schéma statique et Diagramme Des Efforts Internes a E.L.U:

**Figure III.21.** Schéma statique et Diagramme Des Efforts Internes a E.L.U

➤ Schéma statique et Diagramme Des Efforts Internes a E.L.S:

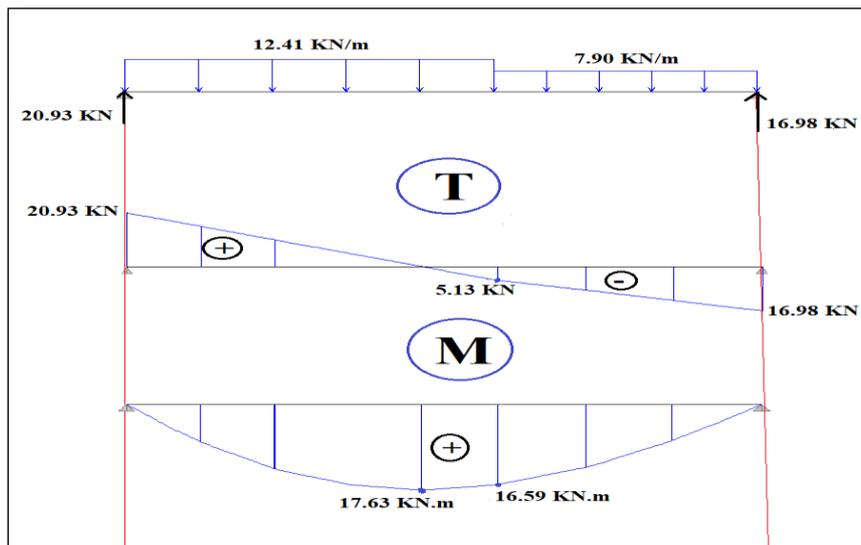


Figure III.22. Schéma statique et Diagramme Des Efforts Internes a E.L.S

**III.5.6. Calcul Des Armatures**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $(b \times h)$

Tel que :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=16\text{cm}$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=14,4$$

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

$$M_U^{\text{max}} = 24,37\text{KN.m}$$

- **En travée** :  $M_T=0.8M_U^{\text{MAX}}= 19,50 \text{ kN.m}$
- **Sur appui** :  $M_{\text{app}}=0.2M_U^{\text{MAX}}= 4,87 \text{ kN.m}$

Tableau.III.24. Ferrailage de l'escalier.

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adp}} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	19,50	0,066	Oui	0	0,085	13,91	4,03	6T12	6,79
Appuis	4,87	0,017	Oui	0	0,021	14,27	0,9	6T12	6,79

Espacement :

- **En Travée :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$  On Prend : Esp :20cm
- **Sur Appui :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$  On Prend : Esp=20cm

Armature De Répartition :

- **En Travée :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,70cm^2/ml \leq A_r \leq 3,40cm^2/ml$

Le choix est de  $4T10=3,14cm^2$  avec  $S_t=25 cm$

- **Sur appui :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,70cm^2/ml \leq A_r \leq 3,40cm^2/ml$

Le choix est de  $4T10=3,14 cm^2$  avec  $S_t=25cm$

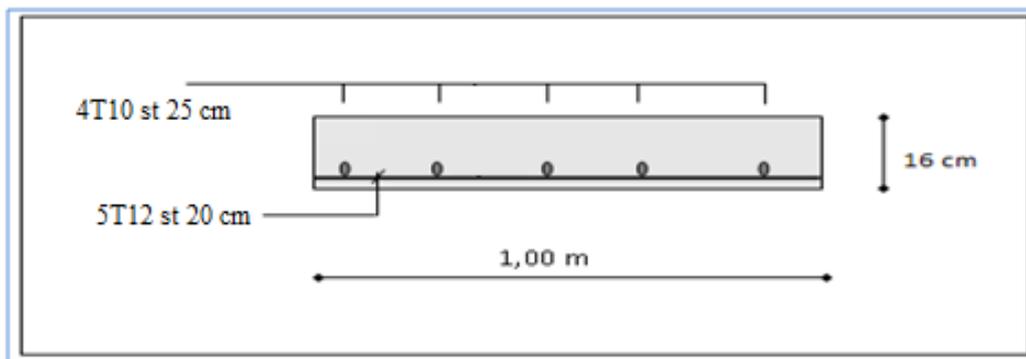


Figure III.23. Ferrailage de l'escalier en travée

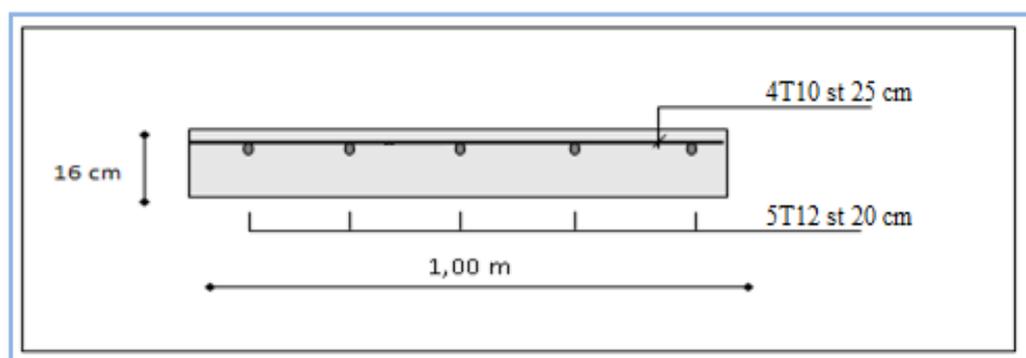


Figure III.24. Ferrailage de l'escalier sur appuis

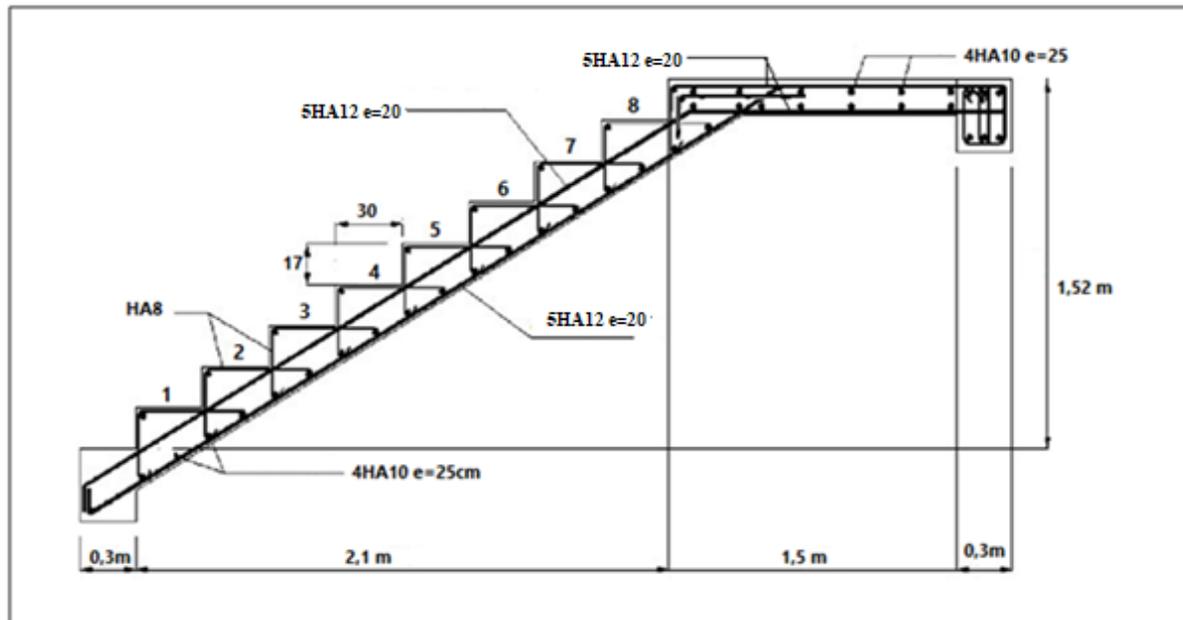


Figure.III.25. Ferrailage des escaliers.

**III.5.7. Vérifications**

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74cm^2$$

En travée  $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2$  .....vérifiée

Sur appui :  $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{\min} = 1,74cm^2$  .....vérifiée

**b. Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots(Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{28,93 \times 10^{-3}}{1 \times 0,14} = 0,21MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dotsvérifiée$$

**c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 28,93 \cdot 10^3 - \frac{24,37 \cdot 10^6}{0,9 \times 144} = -159,11 \text{KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

#### d. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,2 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### III.5.8. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

#### a. Vérification des contraintes du béton :

##### ▪ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

##### ▪ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=14,40\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau.III.25.** Vérification à l'E.L.S.

	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Travée	14,10	6,79	4,49	13019.79	4.86	Vérifiée
Appui	3,53	6,79	4,49	13019.79	1,22	Vérifiée

**b. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_i}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,044 \leq 0,0625C.N.V \\ 0,0047 \leq 0,0105CNV \\ 0,044 \leq 0,08C.N.V \end{array} \right.$$

- donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  .

Avec : 
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,72cm \end{array} \right. \quad L=3,60m$$

**Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub> :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive.}$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{5\delta} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5\delta} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{bd} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$  ;  $E_v=10721,40\text{MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau.III.26.** Vérification de la flèche de l’escalier.

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fi}$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fv}$ ( $\text{cm}^4$ )
14,10	6,79	0,0047	144,2	4,45	1,78	0,24	38305,11	20375,06	26839,34

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,28\text{cm} \\ f_v = 0,64\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,4\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,37\text{cm} < \bar{f} = 0,72\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.6. Etude De La Poutre Palier**

Le calcul de la poutre palière se fait en flexion simple e pour une poutre simplement appuyée Et uniformément chargée

La sollicitation qui agissant sur la poutre palière est :

Son poids propre

Charge linéaire provenant du palier

**III.6.1. Pré dimensionnement**

Poutres palières sont dimensionnées d’après les formules empiriques données par le « **BAEL91 ... [1]** » et vérifier selon le « **RAP 99 version 2003. [3]** ».

Selon le « **BAEL 91 [1]** » :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

**On a L = 3.38**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{338}{15} \leq h \leq \frac{338}{10} \Rightarrow 22,53\text{cm} \leq h \leq 33,8\text{ cm}$$

On prend  $h = 30 \text{ cm}$

La condition de l'RPA est :  $h \geq 30$

La condition pour l'évaluation de la largeur  $b$  est  $h = 30 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : la largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$

Selon le « RPA99 version 2003 [3] »

$h = 30$  et  $b = 30$  tel que

$$-h = 30 \geq 30$$

$$-b = 30 \geq 20$$

$$-h/b = 30/30 = 1 < 4, \text{ condition vérifier}$$

Donc la section de la poutre palière est de  $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

### III.6.2. Evaluation Des Charges

$$\text{A E.L.U} : R_{By} = 23,60 \text{ kN/ml}$$

$$\text{A E.L.S} : R_{By} = 16,98 \text{ kN/ml}$$

- Poids propre de poutre palière =  $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ kN/ml}$

#### a) Sollicitations

##### ➤ ELU :

$$P_u = 23,60 + 1.35 \times 2.25 = 26,64 \text{ kN/ml}$$

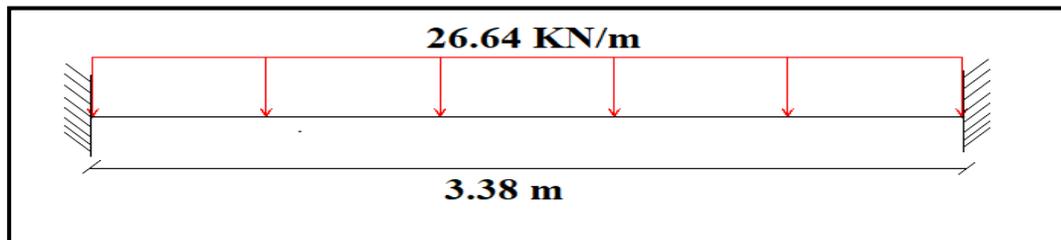


Figure III.26. Schéma statique de la poutre palière à E.L.U

##### ➤ ELS :

$$P_s = 16,98 + 2.25 = 19,23 \text{ kN/ml}$$

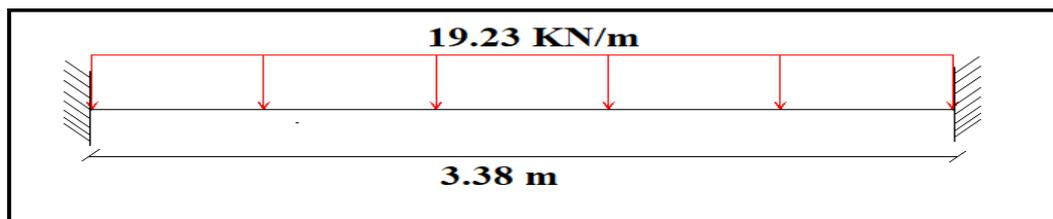


Figure III.27. Schéma statique de la poutre palière à E.L.S

## b) Déterminations des efforts :

## • ELU :

➤ Moment max en travée et appui :

$$M_a = \frac{qu \cdot l^2}{12} = \frac{26,64 \cdot 3,38^2}{12} = 25,36 \text{ kN.m}$$

$$M_t = \frac{qu \cdot l^2}{24} = \frac{26,64 \cdot 3,38^2}{24} = 12,68 \text{ kN.m}$$

$$T_u = \frac{qu \cdot l}{2} = \frac{26,64 \cdot 3,38}{2} = 45,02 \text{ kN}$$

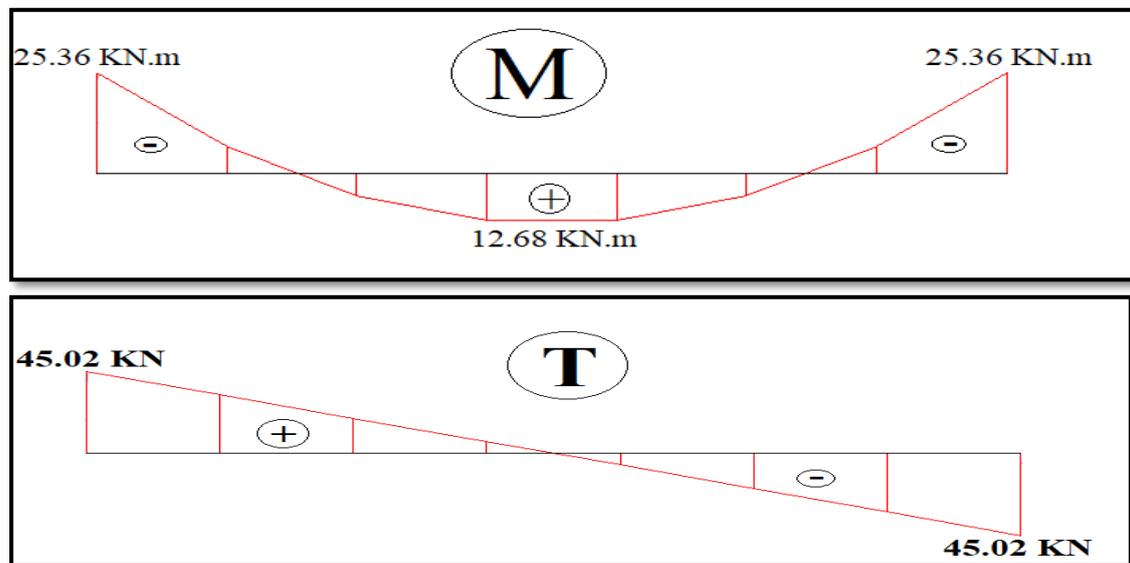


Figure III.28. Schéma statique de Diagramme Des Efforts Internes a E.L.U

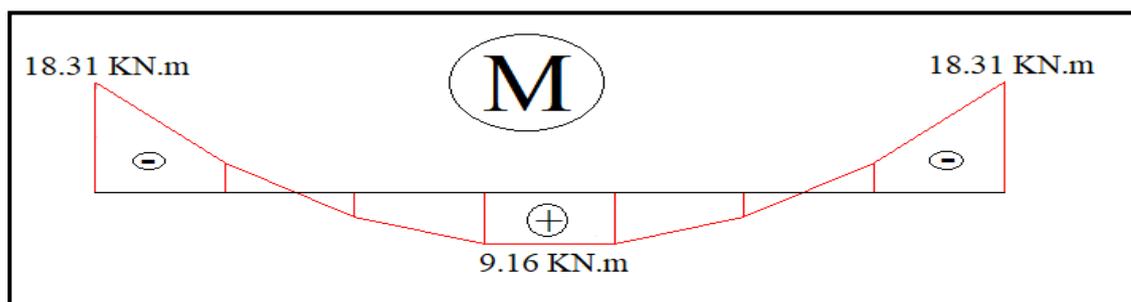
## • ELS :

➤ Moment max en travée et appui :

$$M_a = \frac{qu \cdot l^2}{12} = \frac{19,23 \cdot 3,38^2}{12} = 18,31 \text{ kN.m}$$

$$M_t = \frac{qu \cdot l^2}{24} = \frac{19,23 \cdot 3,38^2}{24} = 9,15 \text{ kN.m}$$

$$T_s = \frac{qu \cdot l}{2} = \frac{19,23 \cdot 3,38}{2} = 32,5 \text{ kN}$$



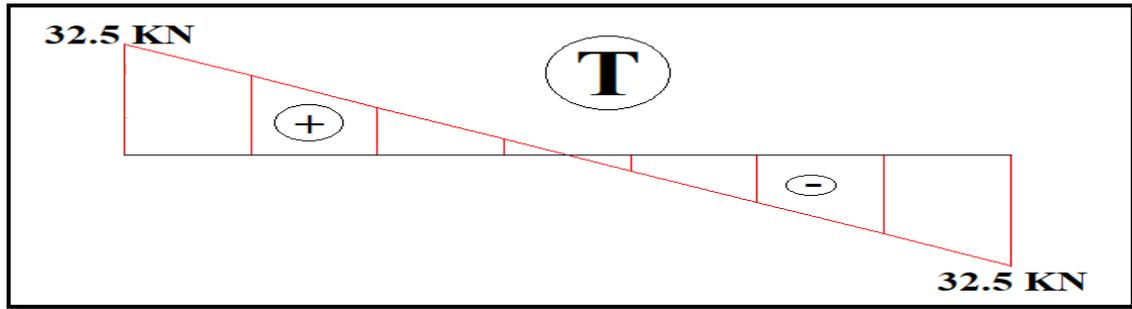


Figure III.29. Schéma statique de Diagramme Des Efforts Internes a E.L.S

**III.6.3.Ferrailage**

$M_a=25,36 \text{ kN. ml}$

$M_t=12,68 \text{ kN. ml}$

Donnés :  $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2$  ,  $d = 0,9 h = 27 \text{ cm}$  ,  $c = 2 \text{ cm}$  ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau.III.27. Ferrailage de la poutre palière.

	$M_U$ [kNm]	M	$\alpha$	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres	$A_s^{\text{adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]
Travées	12,68	0,041	0,052	26,44	0	2,21	3T12	3,39
Appui	25,36	0,079	0,103	25,89	0	2,81	3T12	3,39

**III.6.4 Vérification**

a. Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 0,98 \text{ cm}^2$$

En travée:  $A_s 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_s \text{ min}$  .....vérifié

Sur appui :  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_s \text{ min}$  .....vérifié

b.Vérification des contraintes dans les armatures tendue

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

c. Vérification à l'E.L.S :

$M_{t_{ser}}= 9,15 \text{ kN. ml}$

$M_{a_{ser}} = 18,31 \text{ kN. m}$

Tableau.III.28. Vérification à l'E.L.S.

	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Travée	9,15	3,39	8,02	23476,72	3,13	Vérifiée
Appui	18,31	3,39	8,02	23476,72	6,25	Vérifiée

**d. Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

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

$$\tau_u = \frac{45,02 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,56\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,56 \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

**e. Verification de la fleche:**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

$$4. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0,088 > 0,0625 \quad \text{vérifié.}$$

$$5. \quad \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow 0,0042 \leq 0,0105 \quad \text{vérifié.}$$

$$6. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow 0,088 \geq 0,1 \quad \text{non vérifié.}$$

**Conclusion :**

Les deux conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{pl^3}{384EI}$$

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 30 \times 30^3 / 12 = 67500 \text{cm}^4$$

P : 26,64kN/ml

Donc on obtient :  $f=0,83\text{mm}$

On doit également vérifier que :

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0,68\text{cm}$$

$f < \bar{f}$  , la condition est vérifiée

### III.6.5. Détermination des armatures transversales et l'espacement

« BAEI 91 modifié 99 [1] » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

« RPA 99 version 2003 [3] »

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \quad \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 0,86\text{cm}$

$\phi_t$ : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

On prend  $\phi_t = 8\text{mm}$

- Selon le « RPA 99 version 2003 [3] » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \\ \bullet S_t \leq 7,5\text{cm} \quad \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 15\text{cm} \quad \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Espacement  $S_t$  :

$$\frac{A_t}{s_t b} \geq \frac{\tau_u - 0,5}{0,8 f_e}$$

Pour un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

### Choix des armatures

On adopte :  $A_t = 3\text{Ø}8 = 1,51 \text{ cm}^2$  (une cadre + un épingle).

### Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \Rightarrow S_t \leq 16,78 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

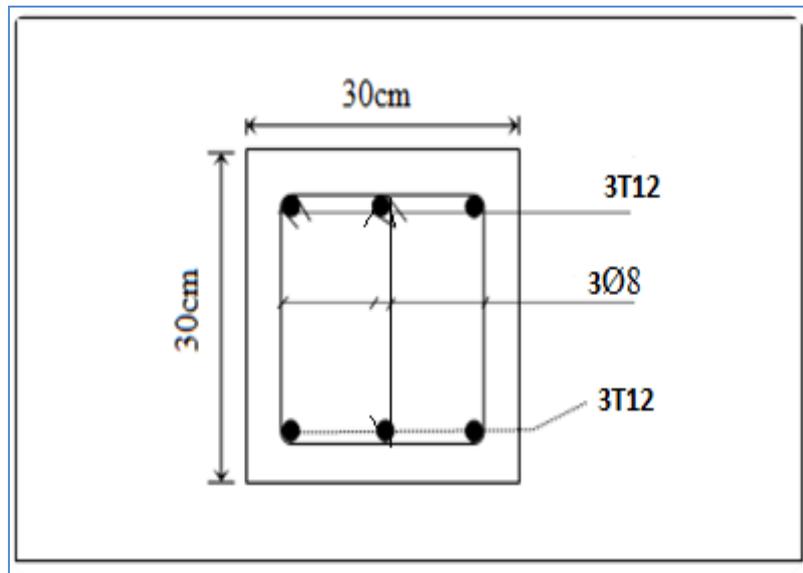


Figure III.30. Ferrailage de la poutre palière.

## III.7. Plancher a dalle pleine

### III.7.1 Définition

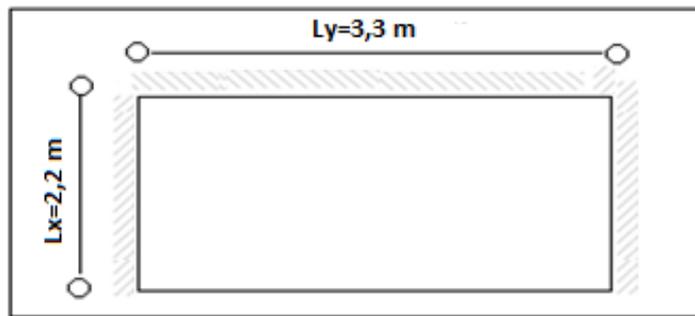
Les dalles pleines sont des éléments généralement rectangulaires de dimensions  $l_x$  et  $l_y$  appuyés sur leurs cotés.

L'étude se fera pour une bande de 1m dans les deux sens, pour le calcul on va utiliser la méthode donnée par le « C.B.A.93 [2] » qui consiste à déterminer les moments de flexion.

**III.7.2. Pré dimensionnement de la dalle pleine**

Il est possible de réaliser des planchers en dalle pleine s'appuyant sur des poutres longitudinales et transversale.

Le dimensionnement des dalles, dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.



**Figure III.31.** Dimension de la dalle pleine

▪ **Epaisseur de la dalle :**

En effet les problèmes de déformation sont imposés par les charges simples  $e_p = \frac{L_x}{m}$

**Avec :**  $e_p$  : Epaisseur de la dalle.

$L_x$  : La plus petite portée mesurée entre nus d'appui.

$L_y$  : grande portée entre nus d'appui.

$m$  : Coefficient qui dépend de la nature de la dalle, donnée par le tableau suivant.

**Tableau III.29.** Coefficient m.

Dalle travaillant dans les deux sens		Dalle travaillant dans un seul sens	
Simple	Continue	Simple	Continue
30 - 40	35 - 45	25 - 35	30 - 40

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{220}{330} = 0.67 > 0,4$$

$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$  Dalle continue travaille dans les deux sens.

$$m = 35-45$$

$$L_x = 220\text{cm} : \frac{220}{45} \leq e \leq \frac{220}{35}$$

$$4.89\text{cm} \leq e \leq 6,29$$

On prend  $e = 20\text{cm}$

**III.7.3. Détermination des charges et surcharges**▪ **Charge permanente :**

Etat limite ultime de résistance :

$$\begin{cases} G = 6.52 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

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

$$P_u = [1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 1.5]$$

$$P_u = 11,05 \text{ kN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 6.52 + 1.5 = 8.02 \text{ kN/m}^2$$

▪ **Dans le sens de la petite portée :**

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2$$

▪ **Dans le sens de la grande portée :**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{D'après le BAEL 99.} \begin{cases} \alpha = 0.67 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.068 \\ \mu_y = 0.436 \end{cases}$$

On aura :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 0.068 \times 11,05 \times 2.2^2 = 3.64 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.436 \times 3.64 = 1.59 \text{ kN.m}$$

▪ **Moment en travée :**

## ▪ Pour une bande de 1m

 $M_{t_x}, M_{t_y}$  Moment flexion en travée dans le sens  $L_x, L_y$  respectivement.

$$M_{t_x} = 0.75 \cdot M_x = 0.75 \times 3.64 = 2.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.75 \cdot M_y = 0.75 \times 1.59 = 1.19 \text{ kN.m}$$

▪ **Moment sur appuis :**

$$M_{aX} = -0.5 \cdot M_x = -0.5 \times 3.64 = -1.82 \text{ kN.m}$$

$$M_{aY} = -0.5 \cdot M_y = -0.5 \times 1.59 = -0.8 \text{ kN.m}$$

**III.7.4. Calcul de la section d'armature**
 $b = 100 \text{ cm}$  ,  $h = 20 \text{ cm}$  ,  $d = 18 \text{ cm}$ 

$$\phi_{MAX} = \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \phi_{MAX} = 20 \text{ mm}$$

**III.7.4.1. En travée :**

$$\checkmark \text{ Sens } L_x : M_{tx} = 2.73 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2.73 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 18^2} = 0.0059 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_x = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot z} = \frac{2.73 \times 10^6}{348 \times 179.5} = 0.44 \text{ cm}^2$$

**▪ Condition de non fragilité :**

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \alpha)}{2} \cdot b \cdot d$$

$$\text{avec: } P_0 = 0.8\% (FeE400) \quad , \alpha = 0.67$$

$$A_x \geq \frac{0.8 \cdot (3 - \alpha)}{2 \cdot 10000} \cdot 100 \cdot 18 = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 0.44 \text{ cm}^2 \geq 1.68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

$$\text{On prend: } A_x = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

**▪ Espacement :**

$$e \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend } e = 20 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Sens } L_y : M_{ty} = 1.19 \text{ kN.m}$$

$$d_y = d_x - \frac{(\phi_x + \phi_y)}{2}$$

$$\text{On suppose que nous utilisons des } \phi 10 \Rightarrow d_y = 17 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1.19 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times (17)^2} = 0.0030 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_y = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \cdot z} = \frac{1.19 \times 10^6}{348 \times 167.7} = 0.20 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot d$$

$$A_y \geq \frac{0.8}{10000} \times 100 \times 17 = 1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

$$\text{On prend: } A_y = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

**▪ Espacement :**

$$e = \min(4h, 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend  $e = 20 \text{ cm}$

### III.7.4.2. Sur appui :

$$M_a = -1.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d} = \frac{1.82 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 18^2} = 0.004 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot z} = \frac{1.82 \times 10^6}{348 \times 179.6} = 0.29 \text{ cm}^2$$

#### ▪ Condition de non fragilité :

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \alpha)}{2} \cdot b \cdot d$$

$$\text{avec: } P_0 = 0.8\% (FeE400) \quad , \alpha = 0.67$$

$$A_x \geq \frac{0.8 \cdot (3 - \alpha)}{2 \cdot 1000} \cdot 100 \cdot 18 = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 0.44 \text{ cm}^2 \geq 1.68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

$$\text{On prend: } A_x = A\bar{Y} = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

#### ▪ Espacement :

$$e_x = e_y \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

On prend  $e_x = e_y = 20 \text{ cm}$

#### ✓ Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

### III.7.4.3. Calcul de l'effort tranchant

#### ▪ Sens $L_x$ :

$$V_y = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = \frac{11.05 \times 2.2 \times 3.3}{3 \times 3.3} = 8.1 \text{ kN}$$

#### ▪ Sens $L_y$ :

$$V_x = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{(2L_y + L_x)} = \frac{11.05 \times 2.2 \times 3.3}{2 \times 3.3 + 2.2} = 9.12 \text{ kN}$$

Donc :  $V_u = V_x = 9.12 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{9,12 \times 10}{100 \times 18} = 0,051 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,051 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{verifié}$$

### III.7.5. Etat limite de service

$$P_s = 8,02 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour: } \begin{cases} \alpha = 0,67 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,068 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases}$$

Donc:

$$M_x = 0,068 \times 8,02 \times 2,2^2 = 2,64 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,436 \times 2,64 = 1,15 \text{ kN.m}$$

D'après BAEL99 (p-68) [1] on a :

▪ **Moment en travée :**

$$M_{t_x} = 0,75.M_x = 1,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0,75.M_y = 0,86 \text{ kN.m}$$

▪ **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = -0,5.M_x = -1,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5.M_y = -0,58 \text{ kN.m}$$

• **En travée**

Sens x :

▪ **1. Position de l'axe neutre :**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

4.52

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{3,93}{100} = 0,59 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0,59 \times 18 = 21,24 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 21,24} = 4,06 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (4,06)^3 + 15 \times 3,93 \times (18 - 4,06)^2$$

$$I = 13686,16 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{1,98 \cdot 10^3}{13686,16} = 0,14 \text{ Mpa/cm}$$

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_b = K.Y_1 = 0.14 \times 4,06 = 0,57 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{verifié}$$

**Sens y :**

**2.**

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{3.93}{100} = 0.59 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0.59 \times 17 = 20.06 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 22.78} = 3.93 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (3.93)^3 + 15 \times 3.93 \times (17 - 3.93)^2$$

$$I = 13693.31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{0.86 \cdot 10^3}{13693.31} = 0,062 \text{ MPa/cm}$$

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_b = K.Y_1 = 0.062 \times 3.93 = 0,24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{verifié}$$

• **En appui :**

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

4.52

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{3.93}{100} = 0.59 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d = 2 \times 0.59 \times 18 = 21.24 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -0.59 + \sqrt{0.59^2 + 21.24} = 4,06 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} Y_1^3 + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100}{3} \times (4,06)^3 + 15 \times 3.93 \times (18 - 4,06)^2$$

$$I = 13686.16 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{1,32 \cdot 10^3}{13686.16} = 0,10 \text{ MPa/cm}$$

❖ **Etat limite de compression de béton :**

$$\sigma_b = K.Y_1 = 0.10 \times 4.06 = 0.41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{verifié}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR sont convenables.

❖ **Etat limite de déformation :**

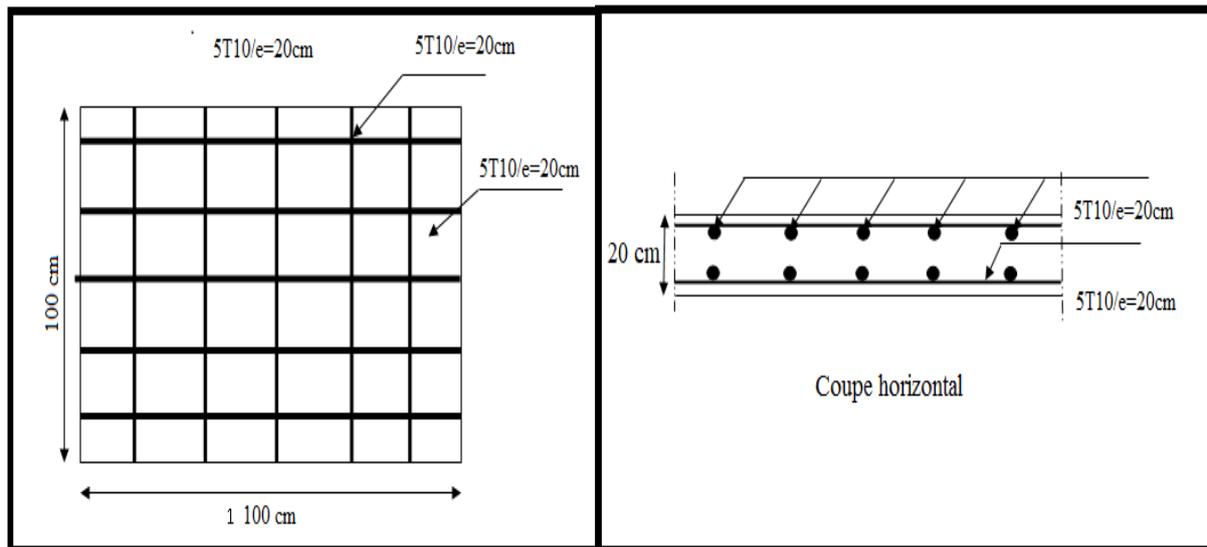
On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20.M_x}$$

$$\frac{20}{220} = 0.071 > \frac{2.73}{20 \times 3.64} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

$$2) \frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0022 < 0,005 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

- Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III.32.** Ferrailage de la dalle pleine



## Chapitre IV

Etude dynamique et sismique  
partie manule



## IV. Etude dynamique et sismique

### Partie Manuelle

#### IV.1. Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer Les caractéristiques dynamiques de la structure. A l'aide de cette étude, nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

#### IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres (fréquences et modes propres) de la structure lors des vibrations libres non- amorties.

#### IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

##### **1. La méthode statique équivalente :**

###### **a) Principe :**

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

**b) Conditions d'applications :**

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié satisfaisait les conditions de la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** Tous groupes

**Zone IIa :** Groupe d'usage 3

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

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

**Zone IIb et III :** Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

\* la méthode statique équivalente est applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans la **Zone I** avec une hauteur inférieure à 65m .

**2. La méthode modale spectrale :**

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.

**a) Principe :**

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales à 90% (**RPA99 version2003 [3]**).

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec}$$

où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### IV.4. Analyse modale spectrale :

##### 1. Utilisation du spectre de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(RPA. Article 4.3.3) [3]}$$

## 2. Représentation graphique du spectre de réponse :

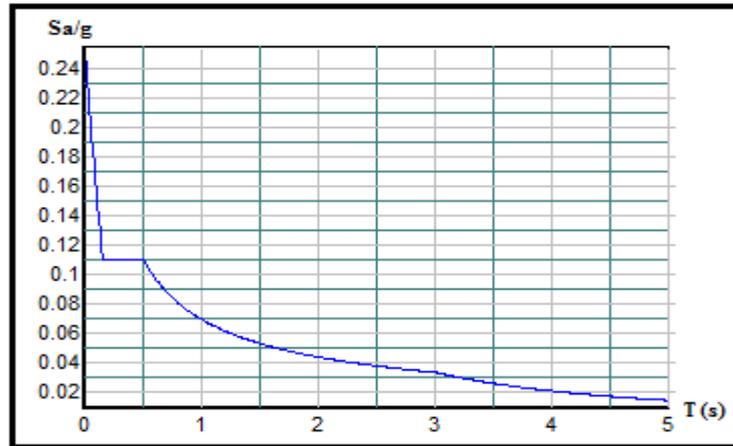


Figure IV.1. Spectre de réponse

avec :

$g$  : accélération de la pesanteur,

$A$  : coefficient d'accélération de zone,

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement,

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

$Q$  : Facteur de qualité.

### IV.5. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Article 4.2.3.RPA})[3]$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

\* groupe d'usage : 2

\* zone sismique : I

→  $A=0.1$  (tableau 4.1. RPA99v2003)[3]

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s. \text{ (RPA.99v2003 formule.4.2)[3]} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s. \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le **tableau 4.7 de RPA99/version 2003[3]**.

### **1. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

- nous choisirons la formule:

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \dots \dots \dots \text{ (RPA. Formule.4.6)[3]}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \dots \dots \dots \text{ (RPA. Formule.4.7)[3]}$$

$$T = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 h_N / \sqrt{D})$$

$$C_T = 0,05$$

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

$$\Rightarrow 21,28 \text{ m}$$

$$T = 0,05 \times (21.28)^{3/4} = 0,5 \text{ sec}$$

#### **Dans le sens X :**

$$h_N = 21.28 \text{ m}$$

$$D_x = 23.22 \text{ m}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{21.28}{\sqrt{23,22}} = 0.397 \text{ sec}$$

#### **Dans le sens Y :**

$$h_N = 21.28 \text{ m}$$

$$D_y = 25.05 \text{ m}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{21.28}{\sqrt{25,05}} = 0.383 \text{ sec}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.4 \text{ sec.} \\ T_y = 0.38 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

Sol ferme → site 2

$$\left\{ \begin{array}{l} T1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T2 = 0.40 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T_x \leq T2 \\ D_y = 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T_y \leq T2 \end{array} \right.$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{ (RPA. Formule.4.3)[3]}$$

$\xi$  (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage (**tableau 4.2.RPA**)[3]

Pour notre cas on prend  $\xi = 7\%$

Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} \geq 0,7 \rightarrow \eta = 0,88$

Alors :

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta \dots\dots 0 < T_x < T2 \\ D_y = 2,5\eta \dots\dots 0 < T_y < T2 \text{sec} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,88 = 2,2 \\ D_y = 2,5\eta = 2,5 \times 0,88 = 2,2 \end{array} \right.$$

**Coefficient de comportement :**

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement (**tableau 4.3.articlé 4.2.3 RPA 99/version 2003 [3]**), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure mixte : portiques/voiles avec interaction (R=5).

**Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots(\text{RPA. Formule.4.4})[3]$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donnée par le **tableau 5.1. (RPA 99/version 2003)[3]**.

**Tableau IV.1.** Estimation de la valeur du facteur de qualité.

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
<b>Conditions minimales sur les sites de contreventement</b>	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
<b>Redondance en plan</b>	Non	<b>0.05</b>	Oui	<b>0</b>
<b>Régularité en plan</b>	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
<b>Régularité en élévation</b>	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	Non	<b>0.05</b>	Non	<b>0.05</b>
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	Non	<b>0.1</b>	Non	<b>0.1</b>

$$Q//xx = 1 + (0.05+0.05+0.05+ 0.05+ 0.05+ 0.1) = 1.35$$

$$Q//yy = 1 + (0.05+ 0+ 0.05+ 0.05+ 0.05+ 0.1) = 1.3$$

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$W_i$  Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$W_i$  : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i " ;

$W_{Gi}$  : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " ;

$W_{Qi}$  : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

$B$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$  (bâtiment d'habitation). (Tableau 4.5 RPA [3])

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Tableau IV.2. Paramètres sismiques sans voiles

Coefficient	Conditions	Valeur sans voiles	Valeur avec voiles
<b>A</b>	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment < 48m Zone sismique I	0,1	<b>0,1</b>
<b>R</b>	Système de contreventement mixte : portiques/voiles avec interaction	5	<b>4</b>
<b>Q<sub>x</sub></b>	1+ΣP <sub>q</sub>	1,35	<b>1,35</b>
<b>Q<sub>y</sub></b>		1,3	<b>1,3</b>
$\xi$	-	7%	<b>10%</b>
<b>H</b>	$[(7/(2+\varepsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,88	<b>0,76</b>
<b>T<sub>1</sub></b>	Site ferme	0,15 s	<b>0,15 s</b>
<b>T<sub>2</sub></b>	Site ferme	0,4 s	<b>0,4 s</b>

On calcule les coefficients  $C_x, C_y$  qui sont obtenus par les formules suivantes :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \quad \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

Sachant que :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = C_x \times W \\ V_y = C_y \times W \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_x = \frac{0,1 \times 2,2 \times 1,35}{5} = 0,059 & \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{0,1 \times 2,2 \times 1,3}{5} = 0,057 & \text{Suivant l'axe Y} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,059 \times W \\ V_y = 0,057 \times W \end{array} \right.$$

Pour notre cas on prend  $\xi = 10\%$  (voile)

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_x = \frac{0,1 \times 1,9 \times 1,35}{4} = 0,064 & \text{Suivant l'axe X.} \\ C_y = \frac{0,1 \times 1,9 \times 1,3}{4} = 0,062 & \text{Suivant l'axe Y.} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 0,064 \times W \\ V_y = 0,062 \times W \end{array} \right.$$

## 2. Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée par le « **RPA99 version 2003 [3]** » est relative à la résultante des forces sismiques.

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

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$\text{Le rapport } \frac{0,8V}{V_t} .$$

### **IV.6. Modélisation mathématique (Structure sans voiles) :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une

bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte d'une estimation la plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments structurants de la bâtisse.

#### **IV.6.1.Détermination des fréquences et modes propres :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement (**VLNA vibration libre non amortie**) s'écrit :

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

Où :

$\left\{ \ddot{x} \right\}$  et  $\left\{ x \right\}$  : représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements

respectivement de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en **VLNA**, nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\left\{ x(t) \right\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

{A} : vecteur des amplitudes

$\omega$  : Fréquence de vibration

$\varphi$  : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

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

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

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

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

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

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

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en ( $\omega$ ).

Les n solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

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  $\{A\}_j$  ou forme modale.

#### **IV.6.2. Caractéristique dynamique :**

Pour déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure on dispose plusieurs méthodes :

- Modèle discret
- Modèle continu.
- Modèle en éléments finis

##### **1. Modèle discret :**

- La structure est considérée comme une console encastrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal ( $x_k$ ).
- Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans

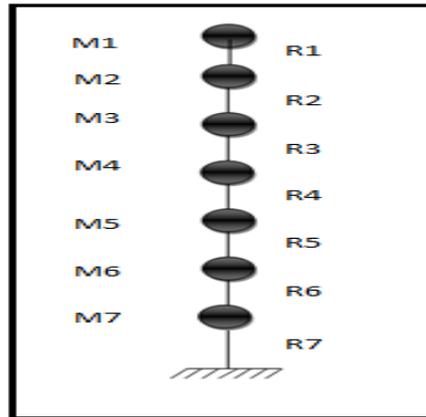


Figure. IV.2. modélisation des masses et des rigidités.

En ce qui va suivre on déterminera les masses par étages, ces masses regrouperont les planchers, les poutres, les poteaux, les murs les cloisons. Ainsi que tous éléments secondaires tels que l'acrotère.

Par la suite on calculera les rigidités des poteaux (par conséquent les rigidités des tiges R1, R2, R3...R7), au passage on déterminera les centres de rigidités et de masses dans le plan X-Y pour chaque étage.

#### IV.7. Caractéristiques géométriques et massique d la structure

##### IV.7.1. Détermination des masses et centres de masse par étages sans voiles

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, cloisons, maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément  $i$ ,

$X_i, Y_i$  : coordonnées du CDM de l'élément  $i$  par rapport au repère global.

A l'aide du programme Excel on a obtenu les résultats suivant

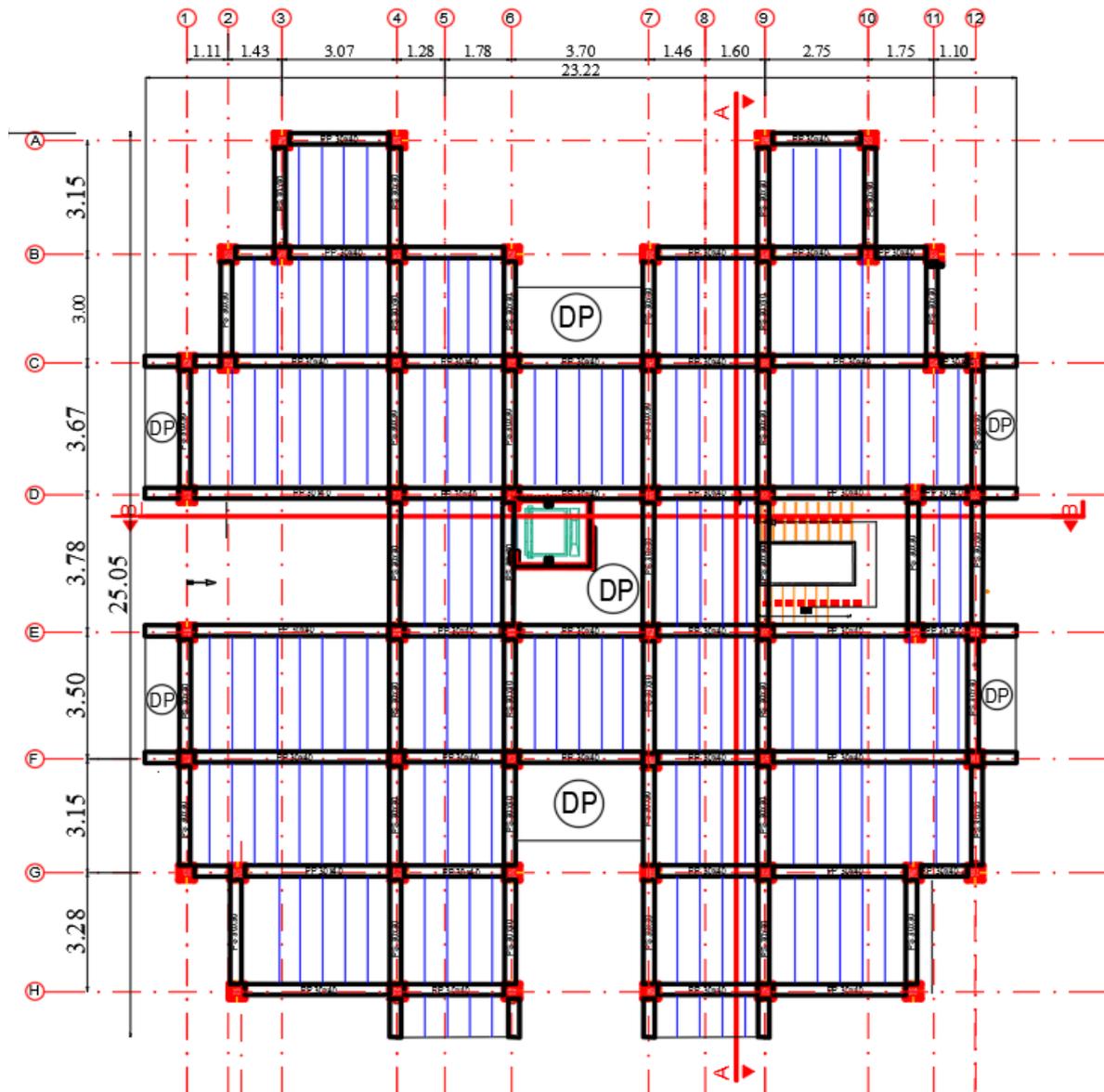


Figure. IV.3. Disposition des files

Tableau IV.3. centre massique de chaque niveau sans voiles.

Elément	Centre massique de terrasse				
	Poids	X	Y	X*P	Y*P
Plancher	2397,31	10,749329	11,01	25769,44	26383,53
Poteaux	184,68	10,82	11,60	1997,69	2142,73
P.P (30*35)	391,50	10,39	11,25	4068,14	4406,28
l'acrotère	337,63	10,27	11,10	3467,26	3747,69
Maçonnerie étage	391,94	10,15	11,18	3979,10	4382,39
P.S (30*30)	269,91	10,74	10,82	2897,63	2919,88

$\Sigma$	3972,97	Xm	Ym	42179,26	43982,51
		10,62	11,07		
<b>Centre massique de niveau 6</b>					
<b>Elément</b>	<b>Poids</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X*P</b>	<b>Y*P</b>
<b>Plancher</b>	1865,86	10,48	10,93	19548,87	20402,46
<b>Poteaux</b>	369,36	10,82	11,60	3995,38	4285,47
<b>P.P (30*35)</b>	391,50	10,39	11,25	4068,14	4406,28
<b>P.S (30*30)</b>	269,91	10,74	10,82	2897,63	2919,88
<b>l'escalier</b>	42,51	16,67	12,98	708,71	551,83
<b>Maçonnerie étage</b>	783,87	10,15	11,18	7958,20	8764,78
$\Sigma$	3723,01	Xm	Ym	39176,92	41330,71
		10,52	11,10		
<b>Centre massique de l'étage courant</b>					
<b>Elément</b>	<b>Poids</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X*P</b>	<b>Y*P</b>
<b>Plancher</b>	1865,86	10,48	10,93	19548,87	20402,46
<b>Poteaux</b>	369,36	10,82	11,60	3995,38	4285,47
<b>P.P (30*35)</b>	391,50	10,39	11,25	4068,14	4406,28
<b>P.S (30*30)</b>	269,91	10,74	10,82	2897,63	2919,88
<b>l'escalier</b>	112,57	17,10	11,83	1925,25	1331,13
<b>Maçonnerie étage</b>	783,87	10,15	11,18	7958,20	8764,78
$\Sigma$	3793,06	Xm	Ym	40393,47	42110,00
		10,65	11,10		
<b>Centre massique du RDC</b>					
<b>Elément</b>	<b>Poids</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X*P</b>	<b>Y*P</b>
<b>Plancher</b>	1937,50	10,53	10,97	20409,75	21249,28
<b>Poteaux</b>	436,05	10,82	11,60	4716,77	5059,23
<b>P.P (30*35)</b>	391,50	10,39	11,25	4068,14	4406,28
<b>Maçonnerie étage</b>	783,87	10,15	11,18	7958,20	8764,78
<b>l'escalier</b>	112,57	17,10	11,83	1925,25	1331,13
<b>P.S (30*30)</b>	277,52	11,02	10,85	3057,56	3009,77
$\Sigma$	3939,00	Xm	Ym	42135,68	43820,47
		10,70	11,12		

**IV.7.2. Calcul des Rigidités et centres de rigidité de chaque étage :**

$R_{pot}$  : rigidité d'un poteau

$$R_{pot} = 12EI / h^3 \text{ avec } I = b^4 / 12.$$

h : hauteur des niveaux.

**Tableau IV.4.** centre de rigidité du N1, N2, N3 N4, N5, N6 sans voiles :

N° du files des poteaux	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
fil A	55640,15	10,48	0,00	582923,27	0,00
fil B	74186,86	10,48	3,28	777849,25	243332,91
fil C	55640,15	10,51	6,43	584777,94	357766,15
fil D	64913,51	11,76	9,93	763568,28	644591,11
fil E	64913,51	11,76	13,72	763568,28	890613,29
fil F	74186,86	10,51	17,38	779889,40	1289367,68
fil J	74186,86	10,48	20,38	777107,40	1511928,24
fil H	37093,43	10,44	23,52	387069,96	872437,52
	500761,33	X <sub>R</sub>	Y <sub>R</sub>	5416753,79	5810036,90
		10,82	11,60		

**Tableau IV.5.** centre de rigidité du RDC sans voiles.

N° des files des poteaux	R (kN /m)	X	Y	X*R	Y*R
fil A	103080,24	10,48	0,00	1079937,31	0,00
fil B	137440,32	10,48	3,28	1441061,75	450804,25
fil C	103080,24	10,51	6,43	1083373,32	662805,96
fil D	120260,28	11,76	9,93	1414604,49	1194184,60
fil E	120260,28	11,76	13,72	1414604,49	1649971,05
fil F	137440,32	10,51	17,38	1444841,37	2388712,80
fil J	137440,32	10,48	20,38	1439687,36	2801033,76
fil H	68720,16	10,44	23,52	717094,88	1616298,16
	927722,16	X <sub>R</sub>	Y <sub>R</sub>	10035204,98	10763810,58
		10,82	11,60		

Pour l'effet de torsion accidentelle selon « RPA article 4.3.7 et 4.2.7 [3] » on a pris l'excentricité en considération

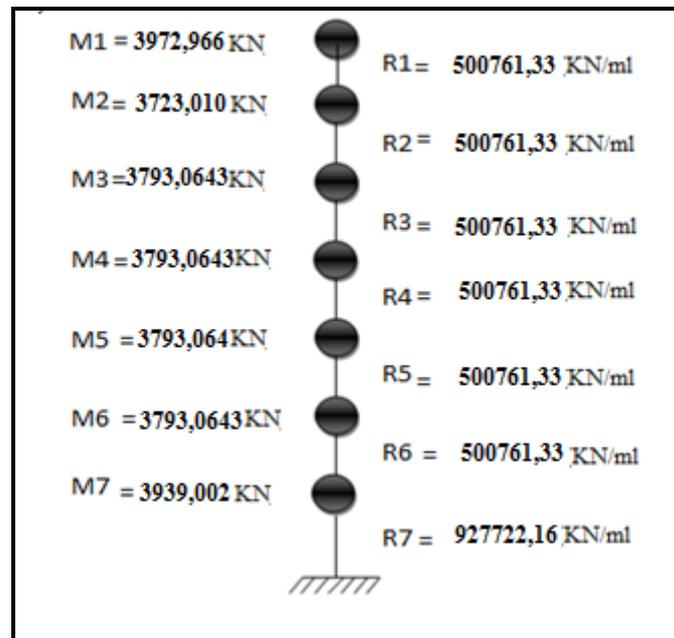
$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} \pm 5\% \max(lx, ly) \\ \text{excentricité theorique} \end{array} \right. \Rightarrow e = \max \left\{ \begin{array}{l} \pm 5\% \max(23,22m, 25,05m) \\ \end{array} \right. \Rightarrow e = 1.25m$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6.** Détermination de l'excentricité.

Niveau	Poids (kN)	Rigidité (kN /ml)	Xr	Yr	Xm	Ym	ex (m)	ey(m)	e(m)
N1	3972,97	500761,33	10,82	11,60	10,62	11,07	0,20	0,53	1,25
N2	3723,01	500761,33	10,82	11,60	10,52	11,10	0,29	0,50	1,25
N3	3793,06	500761,33	10,82	11,60	10,65	11,10	0,17	0,50	1,25
N4	3793,06	500761,33	10,82	11,60	10,65	11,10	0,17	0,50	1,25
N5	3793,06	500761,33	10,82	11,60	10,65	11,10	0,17	0,50	1,25
N6	3793,06	500761,33	10,82	11,60	10,65	11,10	0,17	0,50	1,25
N7	3939,00	927722,16	10,82	11,60	10,70	11,12	0,12	0,48	1,25

**IV.7.3. Modélisation du système discret :**



**Figure IV.4.** Modélisation du système sans voiles.

## IV.8. Résolution du système initiale :

Détermination de la matrice masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_7 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Détermination de la matrice de rigidité :

$$[R] = \begin{bmatrix} R1 & -R1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -R1 & (R1+R2) & -R2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -R2 & (R2+R3) & -R3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -R3 & (R3+R4) & -R4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -R4 & (R4+R5) & -R5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -R5 & (R5+R6) & -R6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -R6 & (R6+R7) \end{bmatrix} \text{ kN/ml}$$

Application numérique :

Matrice de masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} 397,2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 372,3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 379,3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 379,3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 379,3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 379,3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 393,9 \end{bmatrix} \text{ Ton}$$

Matrice de rigidité :

$$[R] = 10^6 \times \begin{bmatrix} 0.5008 & -0.5008 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -0.5008 & 1.0015 & -0.5008 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -0.5008 & 1.0015 & -0.5008 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -0.5008 & 1.0015 & -0.5008 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -0.5008 & 1.0015 & -0.5008 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -0.5008 & 1.0015 & -0.5008 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -0.5008 & 1.4285 \end{bmatrix} \text{ kN/ml}$$

### IV.8.1. Pulsation propres :

Détermination du déterminant de la matrice :  $[[K] - \omega^2 [M]]$

$$\text{Det} [[K] - \omega^2 [M]] = 0$$

A l'aide du programme « **MATLAB 2018 [20]** » on a pu résoudre cette dernière matrice et on a obtenu les périodes et leurs modes propres.

### IV.8.2. Déduction des périodes propres :

$$\begin{aligned} \omega_1 &= 2.5472 \text{ rad/s} & \text{et comme : } T &= 2\pi/\omega & T_1 &= 2.4667 \text{ s} \\ \omega_2 &= 7.5025 \text{ rad/s} & & & T_2 &= 0.8375 \text{ s} \\ \omega_3 &= 12.0789 \text{ rad/s} & & & T_3 &= 0.5202 \text{ s} \\ \omega_4 &= 16.0754 \text{ rad/s} & & & T_4 &= 0.3909 \text{ s} \\ \omega_5 &= 19.2749 \text{ rad/s} & & & T_5 &= 0.3260 \text{ s} \\ \omega_6 &= 21.4878 \text{ rad/s} & & & T_6 &= 0.2924 \text{ s} \\ \omega_7 &= 22.6610 \text{ rad/s} & & & T_7 &= 0.2773 \text{ s} \end{aligned}$$

### IV.8.3. Détermination des modes propres pour chaque 'ω' :

La détermination des modes propres revient à résoudre l'équation suivante :

$$([K] - \omega_i^2 [M])(A_i) = (0), \quad i=1, \dots, 7.$$

Pour:  $\omega_1 = 2.5472 \text{ rad/s}$       Pour:  $\omega_2 = 7.5025 \text{ rad/s}$       Pour:  $\omega_3 = 12.0789 \text{ rad/s}$

$$[A1] = \begin{pmatrix} A11 \\ A12 \\ A13 \\ A14 \\ A15 \\ A16 \\ A17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.9485 \\ 0.8513 \\ 0.7122 \\ 0.5381 \\ 0.3376 \\ 0.1205 \end{pmatrix} \quad [A2] = \begin{pmatrix} A21 \\ A22 \\ A23 \\ A24 \\ A25 \\ A26 \\ A27 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.5534 \\ -0.1247 \\ -0.7497 \\ -1.0551 \\ -0.9106 \\ -0.3779 \end{pmatrix} \quad [A3] = \begin{pmatrix} A31 \\ A32 \\ A33 \\ A34 \\ A35 \\ A36 \\ A37 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -0.1576 \\ -1.1442 \\ -0.8664 \\ 0.3689 \\ 1.1965 \\ 0.7018 \end{pmatrix}$$

Pour:  $\omega_4 = 16.0754 \text{ rad/s}$

$$[A_4] = \begin{pmatrix} A_{41} \\ A_{42} \\ A_{43} \\ A_{44} \\ A_{45} \\ A_{46} \\ A_{47} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.0502 \\ -1.0827 \\ 1.0041 \\ 1.1255 \\ -0.9562 \\ -1.1662 \end{pmatrix}$$

Pour:  $\omega_5 = 19.2749 \text{ rad/s}$

$$[A_5] = \begin{pmatrix} A_{51} \\ A_{52} \\ A_{53} \\ A_{54} \\ A_{55} \\ A_{56} \\ A_{57} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.9476 \\ -0.1995 \\ 2.8291 \\ -0.6179 \\ -3.7454 \\ 3.6671 \end{pmatrix}$$

Pour:  $\omega_6 = 21.4878 \text{ rad/s}$

$$[A_6] = \begin{pmatrix} A_{61} \\ A_{62} \\ A_{63} \\ A_{64} \\ A_{65} \\ A_{66} \\ A_{67} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.6633 \\ 2.8160 \\ -1.5533 \\ -0.4900 \\ 2.2871 \\ -2.9346 \end{pmatrix}$$

Pour :  $\omega_7 = 22.6610 \text{ rad/s}$

$$[A_7] = \begin{pmatrix} A_{71} \\ A_{72} \\ A_{73} \\ A_{74} \\ A_{75} \\ A_{76} \\ A_{77} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -3.0742 \\ 4.5886 \\ -5.5969 \\ 5.9880 \\ -5.7187 \\ 4.8188 \end{pmatrix}$$

**IV.8.4. Détermination de la participation massique des modes propres:**

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$PM_{i,k} = \frac{\left( \sum_{i=1}^n M_i A_{i,k} \right)^2}{\sum_{i=1}^n M_i A_{i,k}^2 \sum_{i=1}^n M_i} \dots\dots\dots [8]$$

$M_i$  : poids de niveau i.

$A_i$  : mode propre i. ,  $k=1, \dots, 7.$

**Tableau IV.7.**Participation massique des modes sens voiles.

Mode 1	M(kN)	$A_1$	$M \cdot A_1$	$M \cdot (A)^2$	PM(%)
2,47	3972,97	1	3972,97	3972,97	81,54
	3723,01	0,9485	3531,27	3349,41	
	3793,06	0,8513	3229,03	2748,87	
	3793,06	0,7122	2701,42	1923,95	
	3793,06	0,5381	2041,05	1098,29	
	3793,06	0,3376	1280,54	432,31	
	3939	0,1205	474,65	57,20	
$\Sigma$	26807,22		17230,93	13583,00	

Mode 2	M(kN)	A <sub>2</sub>	M*A <sub>2</sub>	M*(A) <sup>2</sup>	PM(%)
0,84	3972,97	1	3972,97	3972,97	9,50
	3723,01	0,5534	2060,31	1140,18	
	3793,06	-0,1247	-472,99	58,98	
	3793,06	-0,7497	-2843,66	2131,89	
	3793,06	-1,0551	-4002,06	4222,57	
	3793,06	-0,9106	-3453,96	3145,18	
	3939	-0,3779	-1488,55	562,52	
Σ	26807,22		-6227,93	15234,29	
Mode 3	M(kN)	A <sub>3</sub>	M*A <sub>3</sub>	M*(A) <sup>2</sup>	PM(%)
0,52	3972,97	1	3972,97	3972,97	3,76
	3723,01	-0,1576	-586,75	92,47	
	3793,06	-1,1442	-4340,02	4965,85	
	3793,06	-0,8664	-3286,31	2847,26	
	3793,06	0,3689	1399,26	516,19	
	3793,06	1,1965	4538,40	5430,19	
	3939	0,7018	2764,39	1940,05	
Σ	26807,22		4461,94	19764,97	

D'après l'article 4.3.4 du RPA 2003 [3] : le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des participations massiques de ces modes soit au moins égale à 90%.

$$\Rightarrow \sum MP_i \geq 90\%.$$

Et avec les 3 premiers modes, on a :

$$\begin{aligned} \omega_1 &= 2.5472 \text{ rad/s} \\ T_1 &= 2.4667 \text{ s} \\ PM_1 &= 81,5398\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \omega_2 &= 7.5025 \text{ rad/s} \\ T_2 &= 0.8375 \text{ s} \\ PM_2 &= 9,4976\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \omega_3 &= 12.0789 \text{ rad/s} \\ T_3 &= 0.5202 \text{ s} \\ PM_3 &= 3,7575\% \end{aligned}$$

$$\boxed{\sum PM_i = 94,794\%}$$

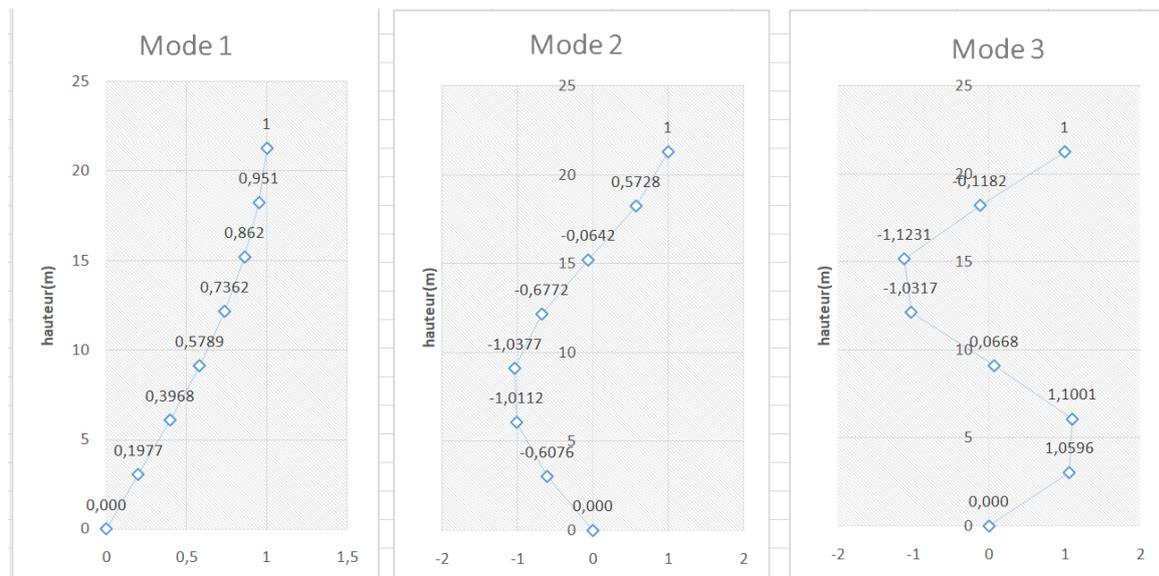


Figure. IV.5. L'allure des trois premiers modes

**IV.8.5. Calcul des masses généralisées :**

Les masses généralisées sont calculées par la formule :

$$M'_i = [A_i][M](A_i)^T \dots\dots\dots [8]$$

Tableau. IV.8. les masses généralisées.

A1	M'1(kN)	A2	M'2(kN)	A3	M'3(kN)
1	13583	1	15234,289	1	17499,168
0,9485		0,5534		-0,1576	
0,8513		-0,1247		-1,1442	
0,7122		-0,7497		-0,8664	
0,5381		-1,0551		0,3689	
0,3376		-0,9106		1,1965	
0,1205		-0,3779		0,7018	

**IV.8.6. Détermination des coefficients de participation modale (α<sub>i</sub>) :**

Ce coefficient correspond à un mode de vibration propre, il définit le pourcentage d'énergie absorbée durant ce mode :

$$\alpha_i = \frac{(A)^T [M][I]}{M_i} \dots\dots\dots [8]$$

[I] : est la matrice unitaire

M : poids du niveau

Tableau. IV.9. Calcul des coefficients de participation modale.

M (kN)	A <sub>1</sub>	M' <sub>1</sub> (kN)	α <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	M' <sub>2</sub> (kN)	α <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	M' <sub>3</sub> (kN)	α <sub>3</sub>
3972,97	1	13583	1,2685	1	15234,289	-0,408	1	17499,168	0,255
3723,01	0,9485			0,5534			-0,1576		
3793,06	0,8513			-0,1247			-1,1442		
3793,06	0,7122			-0,7497			-0,8664		
3793,06	0,5381			-1,0551			0,3689		
3793,06	0,3376			-0,9106			1,1965		
3939	0,1205			-0,3779			0,7018		

Tableau IV.10. Paramètres du spectre de réponse.

Paramètres du spectre de réponse	
Zone	I
Groupe d'ouvrage	2
Coefficient de comportement ( R )	5
Amortissement %	7
Facteur de qualité Q	Q <sub>X</sub> =1.35
	Q <sub>Y</sub> =1,3
Site	S2(site ferme)

**IV.8.7. Calcul des réponses modales maximales dans chaque mode :**

Les réponses modales seront calculées par la formule :

$$Xa_i = (A)_i \alpha_i Sa_i$$

Les réponses spectrales sont déduites depuis le spectre de réponse des RPA99v2003

Par l'injection des périodes propres.

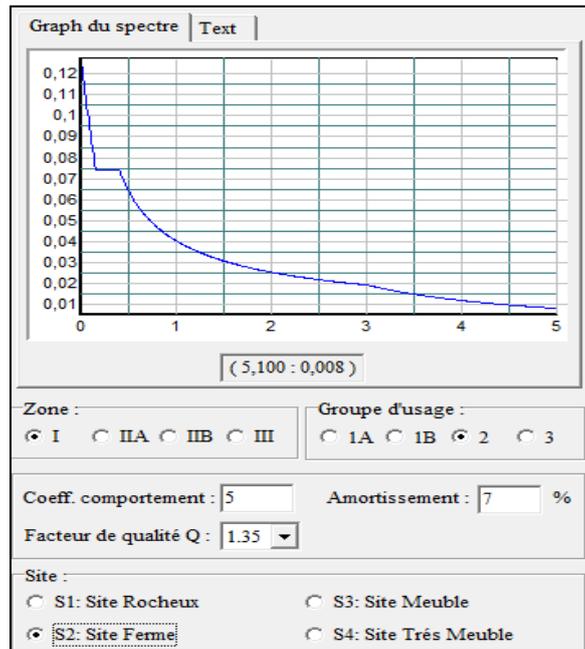


Figure. IV.6. spectre de réponse d'après RPA99V2003 sans voile

Tableau. IV.11. Réponses modales maximales.

A1	Sa	Xa1	A2	Sa	Xa2	A3	Sa	Xa3
1		0,028	1		-0,018	1		0,016
0,9485		0,026	0,5534		-0,010	-0,1576		-0,002
0,8513		0,024	-0,1247		0,002	-1,1442		-0,018
0,7122	0,022	0,020	-0,7497	0,045	0,014	-0,8664	0,062	-0,014
0,5381		0,015	-1,0551		0,019	0,3689		0,006
0,3376		0,009	-0,9106		0,017	1,1965		0,019
0,1205		0,003	-0,3779		0,007	0,7018		0,011

Tableau IV.12. Vérification des déplacements inter étages.

Xa1	≤1%h	Ob
<b>0,0279084</b>	0.0304	Cv
<b>0,0264712</b>	0.0304	Cv
<b>0,0237585</b>	0.0304	Cv
<b>0,0198764</b>	0.0304	Cv
<b>0,0150175</b>	0.0304	Cv
<b>0,0094219</b>	0.0304	Cv
<b>0,003363</b>	0.0304	Cv

**IV.8.8. Calcul des forces sismiques équivalentes maximales pour chaque mode :**

$$Q_i = [M] X_{ai}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau. IV.13.** les forces sismiques maximales pour chaque modes.

M (kN)	Xa1	Qa1 (kN)	Xa2	Qa2	Xa3	Qa3
<b>3972,97</b>	0,028	110,879	-0,018	-73,089	0,016	62,807
<b>3723,01</b>	0,026	98,552	-0,010	-37,902	-0,002	-9,276
<b>3793,06</b>	0,024	90,117	0,002	8,701	-0,018	-68,610
<b>3793,06</b>	0,020	75,392	0,014	52,313	-0,014	-51,952
<b>3793,06</b>	0,015	56,962	0,019	73,624	0,006	22,121
<b>3793,06</b>	0,009	35,738	0,017	63,541	0,019	71,746
<b>3939</b>	0,003	13,247	0,007	27,384	0,011	43,702

**IV.8.9. Calcul des forces sismiques pour chaque niveau :**

Selon l'article des RPA 4.3.5 [3] l'effet de l'action sismique est calculé par la formule de super position suivante :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Sachant que :

$E$  : l'effet de l'action sismique considéré .

$E_i$  : valeur modale de E selon le mode  $\langle i \rangle$ .

$K$  : nombre de modes retenus .

**Tableau IV.14.** Les forces sismiques résultantes dans chaque niveau.

Qa1(kN)	Qa2	Qa3	± E (kN)
110,879	-73,089	62,808	146,905
98,552	-37,902	-9,276	105,996
90,117	8,701	-68,610	113,597
75,392	52,313	-51,953	105,450
56,962	73,624	22,121	95,679
35,738	63,541	71,747	102,285
13,247	27,384	43,702	53,247

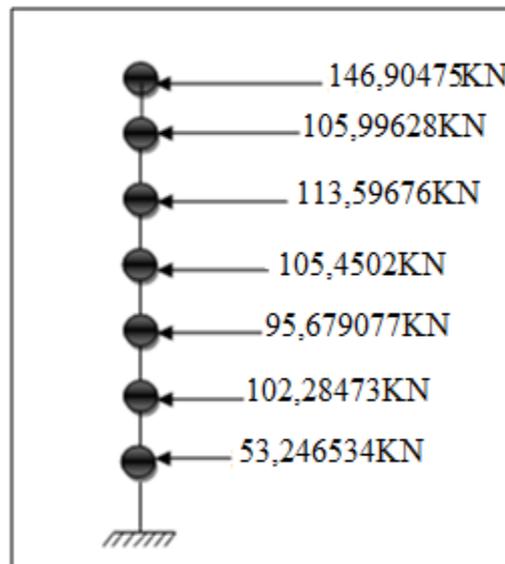


Figure IV.7. Les forces sismiques dans chaque niveau sans voiles .

#### **IV.8.10. Calcul de la force sismique pour chaque nœud :**

on a distribué la force sismique de l'étage sur les nœuds de ce dernier de manière proportionnelle à la rigidité des poteaux du niveau considéré.

On a obtenu les résultats suivants

Tableau. IV.15. exemple de calcul des forces sismiques subies par fil.

RDC					
N° du Poteau	R(kN /m)	R globale (kN /ml)	R/Rglobale	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
fil A	103080,24	927722,16	0,11	53,25	5,92
fil B	137440,32	927722,16	0,15	53,25	7,89
fil C	103080,24	927722,16	0,11	53,25	5,92
fil D	120260,28	927722,16	0,13	53,25	6,90
fil E	120260,28	927722,16	0,13	53,25	6,90
fil F	137440,32	927722,16	0,15	53,25	7,89
fil J	137440,32	927722,16	0,15	53,25	7,89
fil H	68720,16	927722,16	0,07	53,25	3,94
	927722,16				53,25

**Tableau IV.16.** les forces sismiques pour chaque nœud dans chaque étage.

Poteau section (cm <sup>2</sup> )	± E (kN)
6etage 30*30	146,90
5etage 30*30	106,00
4etage 30*30	113,60
3etage 30*30	105,45
2etage 30*30	95,68
1etage 30*30	102,28
RDC 35*35	53,25
BASE	723,16

**IV.8.11. Estimation de l'effort tranchant et le moment fléchissant :**

L'effort tranchant est calculé par l'addition des forces sismiques de chaque niveau à partir du dernier niveau jusqu'à la base.

$$V_i = \sum_{i=1}^n E_i \quad \text{sachant que } n \text{ est le nombre de niveau.}$$

Tandis que le moment fléchissant est déterminé en multipliant l'effort tranchant de l'étage considéré par la hauteur de ce dernier.

$$M_i = V_i \cdot h_i \quad h_i \text{ est la hauteur de l'étage } i.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau IV.17.** L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau.

Niveau	hauteur (m)	E (kN)	V (kN)	M(kN.m)
6	3.04	146,90	146,90	446,59
5	3.04	106,00	252,90	768,82
4	3.04	113,60	366,50	1114,15
3	3.04	105,45	471,95	1434,72
2	3.04	95,68	567,63	1725,59
1	3.04	102,28	669,91	2036,53
RDC	3.04	53,25	723,16	2198,40

On a :  $W = 26807,22 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} &\rightarrow \begin{cases} V^x = 1581,626 \text{ kN} \\ V^y = 1528,012 \text{ kN} \end{cases} \\ &\rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1265,301 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 1222,409 \text{ kN} \end{cases} \\ &\rightarrow \begin{cases} V_i^x = 723,16 \text{ kN} \leq 0,8V^x = 1265,301 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{cnv} \\ V_i^y = 723,16 \text{ kN} \leq 0,8V^y = 1222,409 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{cnv} \end{cases} \end{aligned}$$

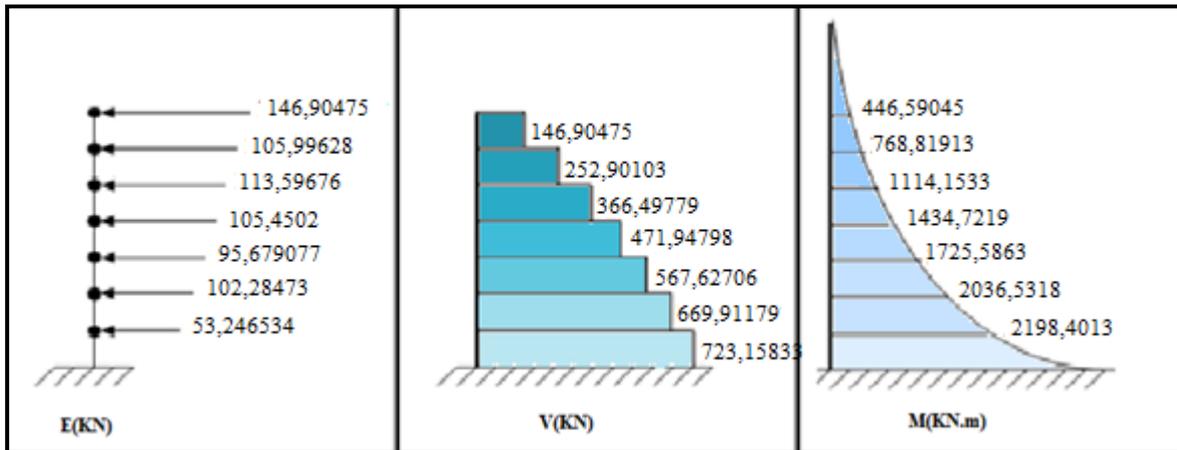


Figure IV.8. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant sans voiles.

Les déplacements latéraux inter-étage dépassent les valeurs admissibles règlementaire, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure on rajoutant des voiles.

**IV.9. Modélisation finale:**

**IV.9.1 Détermination des masses et centres de masse par étages avec voiles.**

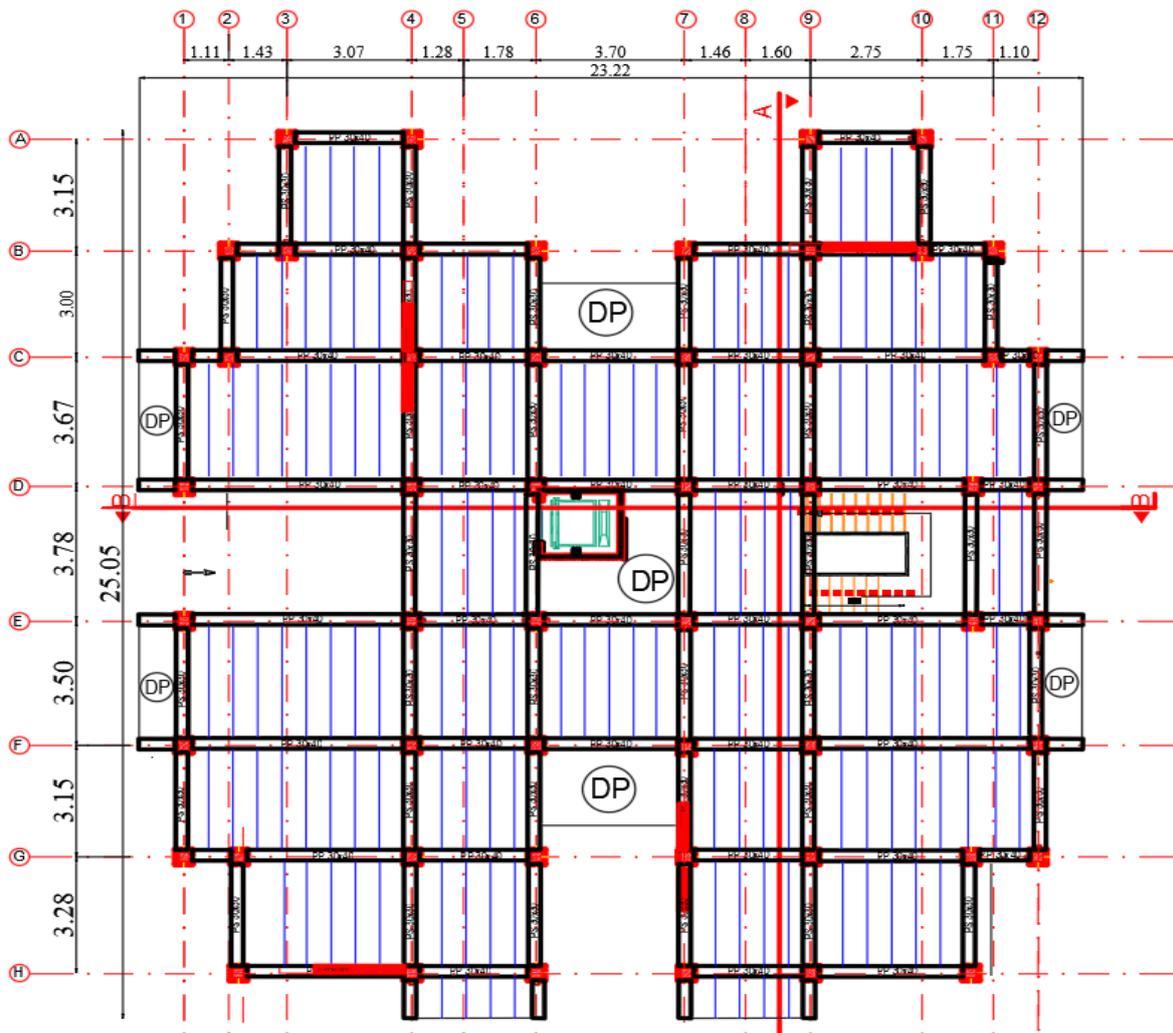


Figure. IV.9. disposition des files

Tableau IV.18. centre massique de chaque niveau sens x.

Centre massique de terrasse X					
Elément	Poids	X	Y	X*P	Y*P
Plancher	2728,27	10,65	11,18	29061,62	30504,20
Poteaux	198,36	10,80	11,62	2141,47	2304,50
P.P (30*35)	411,90	10,80	11,62	4282,55	4647,51
l'acrotère	377,23	10,30	11,18	3886,37	4216,73
Maçonnerie étage	305,70	10,12	11,38	3095,19	3477,86
Voiles	34,20	10,58	10,19	361,84	348,33
l'ascenseur	48,64	10,14	12,50	492,97	608,18
P.S (30*30)	288,18	10,62	10,87	3061,69	3133,09
$\Sigma$	4392,48	Xm	Ym	46383,68	49240,40
		10,56	11,21		

Centre massique de niveau 6					
Elément	Poids	X	Y	X*P	Y*P
Plancher	1865,86	10,48	10,93	19548,87	20402,46
Poteaux	369,36	10,82	11,60	3995,38	4285,47
P.P (30*35)	391,50	10,39	11,25	4068,14	4406,28
P.S (30*30)	269,91	10,74	10,82	2897,63	2919,88
Voiles	68,40	10,58	10,19	723,67	696,65
l'ascenseur	97,28	10,14	12,50	985,93	1216,36
l'escalier	42,51	16,67	12,98	708,71	551,83
Maçonnerie étage	611,40	10,12	11,38	6190,37	6955,71
$\Sigma$	3716,22	Xm	Ym	39118,70	41434,65
		10,53	11,15		
Centre massique de l'étage courant					
Elément	Poids	X	Y	X*P	Y*P
Plancher	1865,86	10,48	10,93	19548,87	20402,46
Poteaux	369,36	10,82	11,60	3995,38	4285,47
P.P (30*35)	391,50	10,39	11,25	4068,14	4406,28
P.S (30*30)	269,91	10,74	10,82	2897,63	2919,88
Voiles	68,40	10,58	10,19	723,67	696,65
l'escalier	112,57	17,10	11,83	1925,25	1331,13
l'ascenseur	97,28	10,14	12,50	985,93	1216,36
Maçonnerie étage	611,40	10,12	11,38	6190,37	6955,71
$\Sigma$	3786,28	Xm	Ym	40335,24	42213,95
		10,65	11,15		
Centre massique du RDC					
Elément	Poids	X	Y	X*P	Y*P
Plancher	1937,50	10,53	10,97	20409,75	21249,28
Poteaux	436,05	10,82	11,60	4716,77	5059,23
P.P (30*35)	391,50	10,39	11,25	4068,14	4406,28
Maçonnerie étage	611,40	10,12	11,38	6190,37	6955,71
Voiles	68,40	10,58	10,19	723,67	696,65
l'escalier	112,57	17,10	11,83	1925,25	1331,13
l'ascenseur	97,28	10,14	12,50	985,93	1216,36
P.S (30*30)	277,52	11,02	10,85	3057,56	3009,77

$\Sigma$	3932,21	Xm	Ym	42077,45	43924,42
		10,70	11,17		

Tableau IV.19. centre massique de chaque niveau sens y.

Centre massique du terrasse Y					
Elément	Poids	X	Y	X*P	Y*P
Plancher	2728,27	10,65	11,18	29061,62	30504,20
Poteaux	198,36	10,80	11,62	2141,47	2304,50
P.P (30*40)	411,90	10,80	11,62	4282,55	4647,51
l'acrotère	377,23	10,30	11,18	3886,37	4216,73
Maçonnerie étage	305,70	10,12	11,38	3095,19	3477,86
Voiles	42,56	9,17	10,33	390,06	439,64
l'ascenseur	48,64	10,14	12,50	492,97	608,18
P.S (30*30)	288,18	10,62	10,87	3061,69	3133,09
$\Sigma$	4400,84	Xm	Ym	46411,91	49331,72
		10,55	11,21		
Centre massique de niveau 6					
Elément	Poids	X	Y	X*P	Y*P
Plancher	1865,86	10,48	10,93	19548,87	20402,46
Poteaux	369,36	10,82	11,60	3995,38	4285,47
P.P (30*40)	391,50	10,39	11,25	4068,14	4406,28
P.S (30*30)	269,91	10,74	10,82	2897,63	2919,88
Voiles	85,12	9,17	10,33	780,12	879,29
l'ascenseur	97,28	10,14	12,50	985,93	1216,36
l'escalier	42,51	16,67	12,98	708,71	551,83
Maçonnerie étage	611,40	10,12	11,38	6190,37	6955,71
$\Sigma$	3732,94	Xm	Ym	39175,15	41617,29
		10,49	11,15		
Centre massique de l'étage courant					
Elément	Poids	X	Y	X*P	Y*P
Plancher	1865,86	10,48	10,93	19548,87	20402,46
Poteaux	369,36	10,82	11,60	3995,38	4285,47

<b>P.P (30*35)</b>	391,50	10,39	11,25	4068,14	4406,28
<b>P.S (30*30)</b>	269,91	10,74	10,82	2897,63	2919,88
<b>Voiles</b>	85,12	9,17	10,33	780,12	879,29
<b>l'escalier</b>	112,57	17,10	11,83	1925,25	1331,13
<b>l'ascenseur</b>	97,28	10,14	12,50	985,93	1216,36
<b>Maçonnerie étage</b>	611,40	10,12	11,38	6190,37	6955,71
<b>Σ</b>	3803,00	<b>Xm</b>	<b>Ym</b>	40391,69	42396,59
		10,62	11,15		
<b>Centre massique du RDC</b>					
<b>Elément</b>	<b>Poids</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X*P</b>	<b>Y*P</b>
<b>Plancher</b>	1937,50	10,53	10,97	20409,75	21249,28
<b>Poteaux</b>	436,05	10,82	11,60	4716,77	5059,23
<b>P.P (30*40)</b>	391,50	10,39	11,25	4068,14	4406,28
<b>Maçonnerie étage</b>	611,40	10,12	11,38	6190,37	6955,71
<b>Voiles</b>	85,12	9,17	10,33	780,12	879,29
<b>l'escalier</b>	112,57	17,10	11,83	1925,25	1331,13
<b>l'ascenseur</b>	97,28	10,14	12,50	985,93	1216,36
<b>P.S (30*30)</b>	277,52	11,02	10,85	3057,56	3009,77
<b>Σ</b>	3948,93	<b>Xm</b>	<b>Ym</b>	42133,90	44107,06
		10,67	11,17		

#### IV.9.2. Calcul Des Rigidités et centres de rigidité de chaque étage

Sens x

$R_{pot}$  : rigidité d'un poteau

$$R_{pot} = 12EI / h^3 \text{ avec } I = b^4 / 12.$$

h: hauteur des niveaux.

**Tableau IV.20.** centre de rigidité du N1, N2, N3 N4, N5, N6 avec voiles sens x.

<b>N° des files des poteaux</b>	<b>R (kN /m)</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X*R</b>	<b>Y*R</b>
<b>fil A</b>	46366,79	11,45	0,00	530992,47	0,00
<b>fil B</b>	64913,51	10,22	3,28	663230,55	212916,30
<b>fil C</b>	55640,15	10,51	6,43	584777,94	357766,15

<b>fil D</b>	64913,51	11,76	9,93	763568,28	644591,11
<b>fil E</b>	64913,51	11,76	13,72	763568,28	890613,29
<b>fil F</b>	64913,51	11,21	17,38	727958,59	1128196,72
<b>fil J</b>	64913,51	9,37	20,38	608517,75	1322937,21
<b>fil H</b>	37093,43	10,44	23,52	387069,96	872437,52
<b>l'ascenseur</b>	4894501,20	9,77	12,71	47837594,00	62209110,00
<b>Voiles</b>	9364030,70	11,10	11,03	103979758,00	103320374,00
	14722199,80	X	Y	156847035,83	170958942,29
		10,65	11,61		

Tableau. IV.21. centre de rigidité du N7 avec voiles sens x.

<b>N° des files des poteaux</b>	<b>R( kN /m)</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X*R</b>	<b>Y*R</b>
<b>fil A</b>	85900,2	11,45199998	0	983729,089	0
<b>fil B</b>	120260,28	10,21714287	3,279999988	1228716,462	394453,717
<b>fil C</b>	103080,24	10,51000002	6,430000163	1083373,324	662805,96
<b>fil D</b>	120260,28	11,76285715	9,930000163	1414604,494	1194184,6
<b>fil E</b>	120260,28	11,76285715	13,72000007	1414604,494	1649971,05
<b>fil F</b>	120260,28	11,21428575	17,38000028	1348633,144	2090123,7
<b>fil J</b>	120260,28	9,374285758	20,38000028	1127354,23	2450904,54
<b>fil H</b>	68720,16	10,43500009	23,51999995	717094,876	1616298,16
<b>l'ascenseur</b>	4894501,2	9,7737425	12,71	47837594	62209110
<b>Voiles</b>	9721226,8	10,58	10,185	102850579	99010694
	15474730	X	Y	160006283,1	171278545,7
		10,33984329	11,06827361		

Tableau. IV.22. centre de rigidité des niveaux N1, N2, N3, N4, N5, N6 avec voiles sens y.

<b>N° des files des poteaux</b>	<b>R(kN /m)</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>X*R</b>	<b>Y*R</b>
<b>fil A</b>	46366,79	11,45	0,00	530992,47	0,00
<b>fil B</b>	64913,51	10,22	3,28	663230,55	212916,30
<b>fil C</b>	55640,15	10,51	6,43	584777,94	357766,15
<b>fil D</b>	64913,51	11,76	9,93	763568,28	644591,11
<b>fil E</b>	64913,51	11,76	13,72	763568,28	890613,29

fil F	64913,51	11,21	17,38	727958,59	1128196,72
fil J	64913,51	9,37	20,38	608517,75	1322937,21
fil H	37093,43	10,44	23,52	387069,96	872437,52
l'ascenseur	1872073,44	10,75	12,71	20121931,90	23794053,40
Voiles	13647635,20	9,17	10,33	125080576,00	140980071,00
	15983376,54	X	Y	150232191,73	170203582,69
		9,40	10,65		

Tableau .IV.23. centre de rigidité du N7 sans y avec voiles.

N° des files des poteaux	R (kN m)	X	Y	X*R	Y*R
fil A	85900,20	11,45	0,00	983729,09	0,00
fil B	120260,28	10,22	3,28	1228716,46	394453,72
fil C	103080,24	10,51	6,43	1083373,32	662805,96
fil D	120260,28	11,76	9,93	1414604,49	1194184,60
fil E	120260,28	11,76	13,72	1414604,49	1649971,05
fil F	120260,28	11,21	17,38	1348633,14	2090123,70
fil J	120260,28	9,37	20,38	1127354,23	2450904,54
fil H	68720,16	10,44	23,52	717094,88	1616298,16
l'ascenseur	1872073,44	10,75	12,71	20121931,90	23794053,40
Voiles	14329055,30	9,17	10,33	131325791,00	148019141,00
	17060130,74	X	Y	160765833,01	181871936,13
		9,42	10,66		

Pour l'effet de torsion accidentelle selon « RPA article 4.3.7 et 4.2.7 [3] » on a pris l'excentricité en considération

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} \pm 5\% \max(lx, ly) \\ \text{excentricité theorique} \end{array} \right. \Rightarrow e = \max \left\{ \pm 5\% \max(25.05m, 23.22m) \right\} \Rightarrow e = 1.25m$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.24. Détermination de l'excentricité sens x.

Niveau	Poids (kN)	Rigidité (kN/ml)	Xr	Yr	Xm	Ym	ex (m)	ey(m)	e(m)
N1	4392,48	14722200,00	10,65	11,61	10,56	11,21	0,09	0,40	1,25
N2	3716,22	14722200,00	10,82	11,60	10,53	11,15	0,29	0,45	1,25
N3	3786,28	14722200,00	10,82	11,60	10,65	11,15	0,16	0,45	1,25
N4	3786,28	14722200,00	10,82	11,60	10,65	11,15	0,16	0,45	1,25
N5	3786,28	14722200,00	10,82	11,60	10,65	11,15	0,16	0,45	1,25
N6	3786,28	14722200,00	10,82	11,60	10,65	11,15	0,16	0,45	1,25
N7	3932,21	15474730,00	10,34	11,07	10,70	11,17	-0,36	-0,10	1,25

Tableau IV.25. Détermination de l'excentricité sens Y.

Niveau	Poids (kN)	Rigidité (kN/ml)	Xr	Yr	Xm	Ym	ex (m)	ey(m)	e(m)
N1	4400,84	15983377,00	9,40	10,65	10,55	11,21	-1,15	-0,56	1,25
N2	3732,94	15983377,00	9,40	10,65	10,49	11,15	-1,10	-0,50	1,25
N3	3803,00	15983377,00	9,40	10,65	10,62	11,15	-1,22	-0,50	1,25
N4	3803,00	15983377,00	9,40	10,65	10,62	11,15	-1,22	-0,50	1,25
N5	3803,00	15983377,00	9,40	10,65	10,62	11,15	-1,22	-0,50	1,25
N6	3803,00	15983377,00	9,40	10,65	10,62	11,15	-1,22	-0,50	1,25
N7	3948,93	17060131,00	9,42	10,66	10,67	11,17	-1,25	-0,51	1,25

**IV.9.3. Modélisation du système discret :**

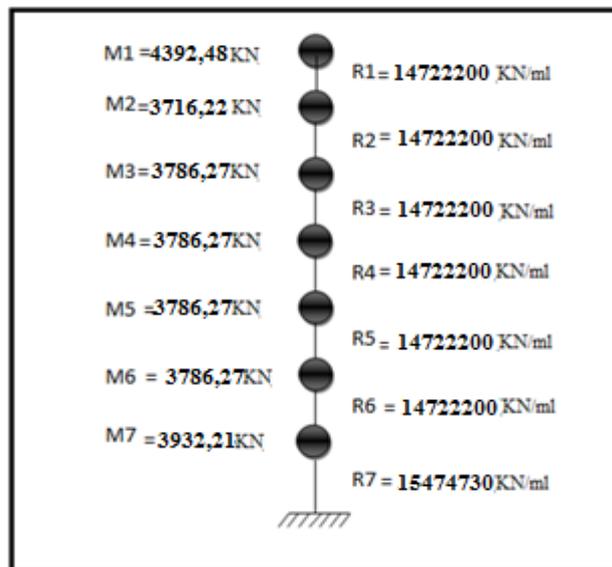


Figure IV.10. Modélisation du système avec voiles sens X.

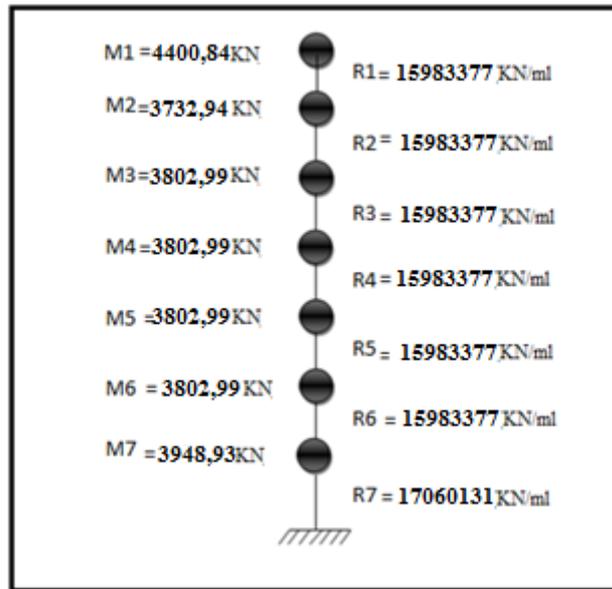


Figure IV.11. Modélisation du système avec voiles sens Y.

**IV.10. Résolution du système finale :**

**IV.10.1. Matrice de la translation (x et y)**

Détermination de la matrice masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_7 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Détermination de la matrice de rigidité :

$$[R] = \begin{bmatrix} R1 & -R1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -R1 & (R1+R2) & -R2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -R2 & (R2+R3) & -R3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -R3 & (R3+R4) & -R4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -R4 & (R4+R5) & -R5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -R5 & (R5+R6) & -R6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -R6 & (R6+R7) \end{bmatrix} \text{ kN/ml}$$

Application numérique :

Matrice de masse :

$$[M] = 1.0e + 03 * \begin{bmatrix} 4.4350 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.8013 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.8714 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.8714 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3.8714 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.8714 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.0173 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Matrice de rigidité :

$$[R_x] = \begin{bmatrix} 14722200 & -14722200 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -14722200 & 29444400 & -14722200 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -14722200 & 29444400 & -14722200 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -14722200 & 29444400 & -14722200 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -14722200 & 29444400 & -14722200 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -14722200 & 29444400 & -14722200 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -14722200 & 30196930 \end{bmatrix} \text{ kN/ml}$$

$$[R_y] = \begin{bmatrix} 15983376 & -15983376 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -15983376 & 31966752 & -15983376 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -15983376 & 31966752 & -15983376 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -15983376 & 31966752 & -15983376 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -15983376 & 31966752 & -15983376 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -15983376 & 31966752 & -15983376 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -15983376 & 33043506 \end{bmatrix} \text{ kN/ml}$$

#### IV.10.2.périodes propres:

##### IV.10.2.1.périodes propres de la translation

Détermination du déterminant de la matrice :  $[[K] - \omega^2 [M]]$

$$\text{Det} [[K] - \omega^2 [M]] = 0$$

A l'aide du programme « **MATLAB R2018 [20]** » on a pu résoudre cette dernière matrice et on a obtenu :

**Sens x**

$$\omega_1 = 12.7546 \text{ rad/s} \quad \text{et comme : } T = 2\pi/\omega \quad T_{x1} = 0.4926 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 37.6580 \text{ rad/s} \quad T_{x2} = 0.1668 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 60.9260 \text{ rad/s} \quad T_{x3} = 0.1031 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 81.7387 \text{ rad/s} \quad T_{x4} = 0.0769 \text{ s}$$

$\omega_5=99.2246 \text{ rad/s}$   
 $\omega_6= 112.4362\text{rad/s}$   
 $\omega_7=120.5946\text{rad/s}$

$T_{x_5}= 0.0633\text{s}$   
 $T_{x_6}=0.0559 \text{ s}$   
 $T_{x_7}=0.0521\text{s}$

**sens y**

$\omega_1= 13.3150\text{rad/s}$  et comme :  $T=2\pi/\omega$   
 $\omega_2=39.3086\text{rad/s}$   
 $\omega_3= 63.5824\text{rad/s}$   
 $\omega_4= 85.2713\text{rad/s}$   
 $\omega_5=103.4652\text{rad/s}$   
 $\omega_6= 117.1929\text{rad/s}$   
 $\omega_7=125.6642\text{rad/s}$

$T_{y_1}= 0.4719$   
 $T_{y_2}= 0.1598$   
 $T_{y_3}= 0.0988$   
 $T_{y_4}=0.0737$   
 $T_{y_5}= 0.0607$   
 $T_{y_6}= 0.0536$   
 $T_{y_7}= 0.0500$

**IV.10.2.2.Détermination des modes propres pour chaque ‘ $\omega$ ’ :**

La détermination des modes propres revient à résoudre l’équation suivante :

$$([K]-\omega_i^2 [M])(A_i)=(0), i=1,\dots,7.$$

**Sans x :**

Pour:  $\omega_1= 12.7546 \text{ rad/s}$

$$[A1]= \begin{pmatrix} A11 \\ A12 \\ A13 \\ A14 \\ A15 \\ A16 \\ A17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.9510 \\ 0.8620 \\ 0.7362 \\ 0.5789 \\ 0.3968 \\ 0.1977 \end{pmatrix}$$

Pour:  $\omega_2= 37.6580\text{rad/s}$

$$[A2]= \begin{pmatrix} A21 \\ A22 \\ A23 \\ A24 \\ A25 \\ A26 \\ A27 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.5728 \\ -0.0642 \\ -0.6772 \\ -1.0377 \\ -1.0112 \\ -0.6076 \end{pmatrix}$$

Pour:  $\omega_3= 60.9260\text{rad/s}$

$$[A3]= \begin{pmatrix} A31 \\ A32 \\ A33 \\ A34 \\ A35 \\ A36 \\ A37 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -0.1182 \\ -1.1231 \\ -1.0317 \\ 0.0668 \\ 1.1001 \\ 1.0596 \end{pmatrix}$$

Pour:  $\omega_4= 81.7387 \text{ rad/s}$

$$[A4]= \begin{pmatrix} A41 \\ A42 \\ A43 \\ A44 \\ A45 \\ A46 \\ A47 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.0127 \\ -1.2784 \\ 0.7020 \\ 1.4490 \\ -0.3497 \\ -1.5340 \end{pmatrix}$$

Pour:  $\omega_5= 99.2246 \text{ rad/s}$

$$[A5]= \begin{pmatrix} A51 \\ A52 \\ A53 \\ A54 \\ A55 \\ A56 \\ A57 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.9659 \\ -0.4510 \\ 2.7189 \\ 0.0375 \\ -3.5724 \\ 2.0667 \end{pmatrix}$$

Pour:  $\omega_6= 112.4362\text{rad/s}$

$$[A6]= \begin{pmatrix} A61 \\ A62 \\ A63 \\ A64 \\ A65 \\ A66 \\ A67 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.8083 \\ 2.5503 \\ -0.5691 \\ -1.7965 \\ 2.9484 \\ -2.1082 \end{pmatrix}$$

Pour :  $\omega_7 = 120.5946 \text{ rad/s}$

$$[A7] = \begin{pmatrix} A71 \\ A72 \\ A73 \\ A74 \\ A75 \\ A76 \\ A77 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -3.3811 \\ 4.9341 \\ -5.6201 \\ 5.3187 \\ -4.0827 \\ 2.1294 \end{pmatrix}$$

Sans  $y$  :

Pour :  $\omega_1 = 13.3150 \text{ rad/s}$

$$[A1] = \begin{pmatrix} A11 \\ A12 \\ A13 \\ A14 \\ A15 \\ A16 \\ A17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.9508 \\ 0.8615 \\ 0.7352 \\ 0.5774 \\ 0.3947 \\ 0.1951 \end{pmatrix}$$

Pour :  $\omega_2 = 39.3086 \text{ rad/s}$

$$[A2] = \begin{pmatrix} A21 \\ A22 \\ A23 \\ A24 \\ A25 \\ A26 \\ A27 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.5713 \\ -0.0674 \\ -0.6809 \\ -1.0395 \\ -1.0091 \\ -0.6010 \end{pmatrix}$$

Pour :  $\omega_3 = 63.5824 \text{ rad/s}$

$$[A3] = \begin{pmatrix} A31 \\ A32 \\ A33 \\ A34 \\ A35 \\ A36 \\ A37 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -0.1218 \\ -1.1265 \\ -1.0281 \\ 0.0770 \\ 1.1067 \\ 1.0527 \end{pmatrix}$$

Pour :  $\omega_4 = 85.2713 \text{ rad/s}$

$$[A4] = \begin{pmatrix} A41 \\ A42 \\ A43 \\ A44 \\ A45 \\ A46 \\ A47 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.0176 \\ -1.2755 \\ 0.7130 \\ 1.4457 \\ -0.3677 \\ -1.5335 \end{pmatrix}$$

Pour :  $\omega_5 = 103.4652 \text{ rad/s}$

$$[A5] = \begin{pmatrix} A51 \\ A52 \\ A53 \\ A54 \\ A55 \\ A56 \\ A57 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.9704 \\ -0.4444 \\ 2.7266 \\ 0.0217 \\ -3.5838 \\ 2.1032 \end{pmatrix}$$

Pour :  $\omega_6 = 117.1929 \text{ rad/s}$

$$[A6] = \begin{pmatrix} A61 \\ A62 \\ A63 \\ A64 \\ A65 \\ A66 \\ A67 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.8109 \\ 2.5598 \\ -0.5849 \\ -1.7838 \\ 2.9514 \\ -2.1315 \end{pmatrix}$$

Pour :  $125.6642 \text{ rad/s}$

$$[A7] = \begin{pmatrix} A71 \\ A72 \\ A73 \\ A74 \\ A75 \\ A76 \\ A77 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -3.3818 \\ 4.9374 \\ -5.6287 \\ 5.3344 \\ -4.1063 \\ 2.15928 \end{pmatrix}$$

**IV.10.3. Détermination de participation massique des modes de la translation:**

Sens x

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$PM_{i,k} = \frac{\left( \sum_{i=1}^n M_i A_{i,k} \right)^2}{\sum_{i=1}^n M_i A_{i,k}^2 \sum_{i=1}^n M_i} \dots\dots\dots [8] \quad \begin{matrix} M_i : \text{poids de niveau } i. \\ A_i : \text{mode propre } i. \end{matrix} \quad ,K=1,\dots,7.$$

**Tableau .IV.26.**Participation massique des modes sens x.

Mode 1	M(kN)	A <sub>1</sub>	M*A <sub>1</sub>	M*(A) <sup>2</sup>	PM(%)
0,49	4435	1	4435,00	4435,00	85,53
	3801,3	0,951	3615,04	3437,90	
	3871,4	0,862	3337,15	2876,62	
	3871,4	0,7362	2850,12	2098,26	
	3871,4	0,5789	2241,15	1297,40	
	3871,4	0,3968	1536,17	609,55	
	4017,3	0,1977	794,22	157,02	
Σ	27739,2		18808,85	14911,76	
Mode 2	M(kN)	A <sub>2</sub>	M*A <sub>2</sub>	M*(A) <sup>2</sup>	PM(%)
0,17	4435	1	4435,00	4435,00	9,28
	3801,3	0,5728	2177,38	1247,21	
	3871,4	-0,0642	-248,54	15,96	
	3871,4	-0,6772	-2621,71	1775,42	
	3871,4	-1,0377	-4017,35	4168,81	
	3871,4	-1,0112	-3914,76	3958,61	
	4017,3	-0,6076	-2440,91	1483,10	
Σ	27739,2		-6630,89	17084,10	
Mode 2	M(kN)	A <sub>3</sub>	M*A <sub>3</sub>	M*(A) <sup>2</sup>	PM(%)
0,10	4435	1	4435,00	4435,00	3,10
	3801,3	-0,1182	-449,31	53,11	
	3871,4	-1,1231	-4347,97	4883,20	
	3871,4	-1,0317	-3994,12	4120,74	
	3871,4	0,0668	258,61	17,28	
	3871,4	1,1001	4258,93	4685,25	
	4017,3	1,0596	4256,73	4510,43	
Σ	27739,2		4417,86	22705,00	

D'après l'article 4.3.4 du RPA 2003 [3] : le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des participations massiques de ces modes soit au moins égale à 90%.

$$\Rightarrow \sum MP_i \geq 90\%$$

$\omega_1 = 12.7546 \text{ rad/s}$	$\omega_2 = 37.6580 \text{ rad/s}$	$\omega_3 = 60.9260 \text{ rad/s}$
$T_{x1} = 0.4926 \text{ s}$	$T_{x2} = 0.1668 \text{ s}$	$T_{x3} = 0.1031 \text{ s}$
$PM_1 = 85,52\%$	$PM_2 = 9,27\%$	$PM_3 = 3,09\%$

$$\sum PM_i = 97,90\%$$

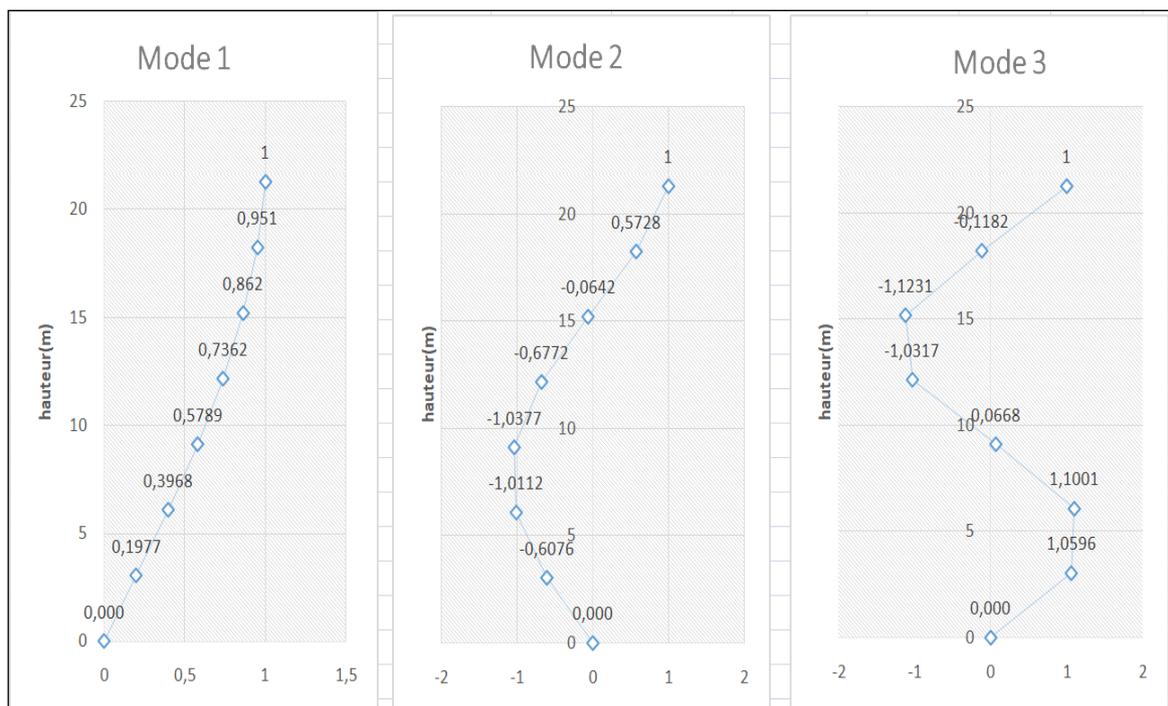


Figure IV.12.L'allure des trois premiers modes sens x

Tableau. IV.27.Participation massique des modes sens y.

Mode 1	M (kN)	A <sub>1</sub>	M*A <sub>1</sub>	M*(A) <sup>2</sup>	PM(%)
0,47	4435	1	4435,00	4435,00	85,40
	3801,3	0,9508	3614,28	3436,45	
	3871,4	0,8615	3335,21	2873,28	
	3871,4	0,7352	2846,25	2092,57	
	3871,4	0,5774	2235,35	1290,69	
	3871,4	0,3947	1528,04	603,12	
	4017,3	0,1951	783,78	152,91	
Σ	27739,2		18777,90	14884,03	

Mode 2	M (kN)	A <sub>2</sub>	M*A <sub>2</sub>	M*(A) <sup>2</sup>	PM(%)
0,16	4435	1	4435,00	4435,00	9,30
	3801,3	0,5713	2171,68	1240,68	
	3871,4	-0,0674	-260,93	17,59	
	3871,4	-0,6809	-2636,04	1794,88	
	3871,4	-1,0395	-4024,32	4183,28	
	3871,4	-1,0091	-3906,63	3942,18	
	4017,3	-0,601	-2414,40	1451,05	
Σ	27739,2		-6635,63	17064,66	
Mode 2	M (kN)	A <sub>3</sub>	M*A <sub>3</sub>	M*(A) <sup>2</sup>	PM(%)
0,10	4435	1	4435,00	4435,00	3,13
	3801,3	-0,1218	-463,00	56,39	
	3871,4	-1,1265	-4361,13	4912,82	
	3871,4	-1,0281	-3980,19	4092,03	
	3871,4	0,077	298,10	22,95	
	3871,4	1,1067	4284,48	4741,63	
	4017,3	1,0527	4229,01	4451,88	
Σ	27739,2		4442,27	22712,70	

D'après l'article 4.3.4 du RPA 2003 [3] : le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des participations massiques de ces modes soit au moins égale à 90%.

$$\Rightarrow \sum MP_i \geq 90\%$$

$$\omega_1 = 13.3150 \text{ rad/s}$$

$$T_{y1} = 0.4719$$

$$PM_1 = 85,40\%$$

$$\omega_2 = 39.3086 \text{ rad/s}$$

$$T_{y2} = 0.1598$$

$$PM_2 = 9,30\%$$

$$\omega_3 = 63.5824 \text{ rad/s}$$

$$T_{y3} = 0.0988$$

$$PM_3 = 3,13\%$$

$$\boxed{\sum PM_i = 97,84\%}$$

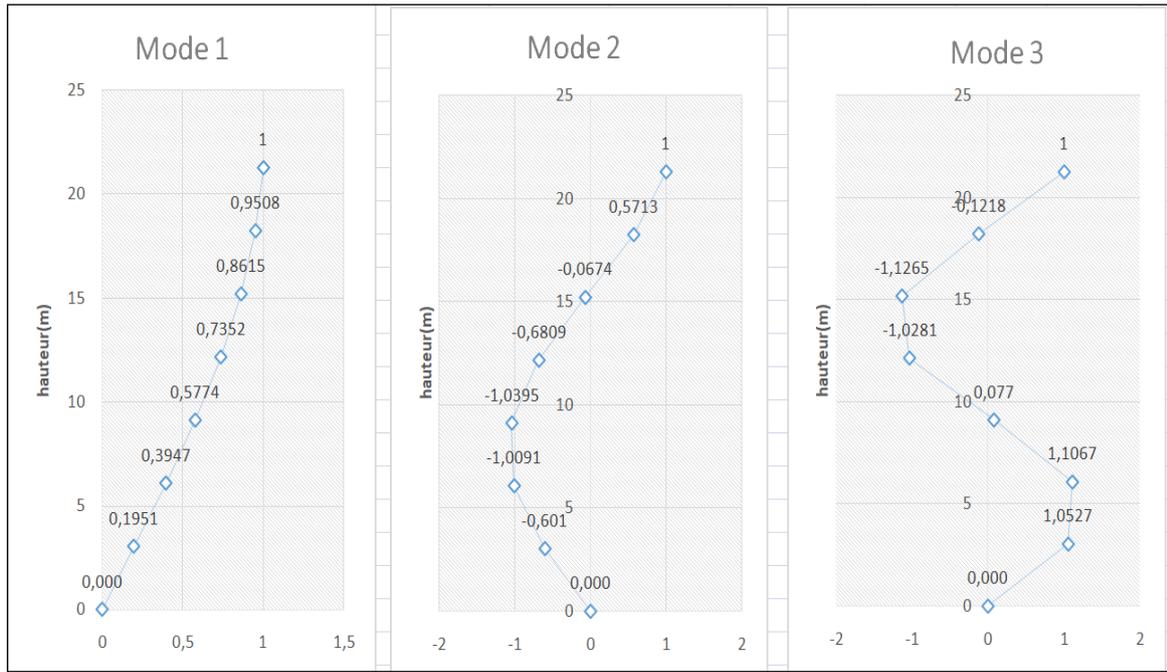


Figure IV.13.L'allure des trois premiers modes sens y

**IV.10.4.Determination des masses généralisées.**

Tableau. IV.28.les masses généralisées sens X.

A1	M'1(kN)	A2	M'2(kN)	A3	M'3(kN)
1	14911,756	1	17084,095	1	19863,297
0,951		0,5728		-0,1182	
0,862		-0,0642		-1,1231	
0,7362		-0,6772		-1,0317	
0,5789		-1,0377		0,0668	
0,3968		-1,0112		1,1001	
0,1977		-0,6076		1,0596	

Tableau. IV.29.les masses généralisées sens Y.

A1	M'1(kN)	A2	M'2(kN)	A3	M'3(kN)
1	14884,025	1	17064,66	1	19887,324
0,9508		0,5713		-0,1218	
0,8615		-0,0674		-1,1265	
0,7352		-0,6809		-1,0281	
0,5774		-1,0395		0,077	
0,3947		-1,0091		1,1067	
0,1951		-0,601		1,0527	

**IV.10.5. Détermination des coefficients de participation modale ( $\alpha_i$ ) :**

Ce coefficient correspond à un mode de vibration propre, il définit le pourcentage d'énergie absorbée durant ce mode :

$$\alpha_i = \frac{(A)^T [M] [I]}{M_i} \dots\dots\dots [8]$$

[I] : est la matrice unitaire

M : poids du niveau

**Tableau. IV.30.** Calcul des coefficients de participation modale sans x .

M (kN)	A <sub>1</sub>	M' <sub>1</sub> (kN)	$\alpha_1$	A <sub>2</sub>	M' <sub>2</sub> (kN)	$\alpha_2$	A <sub>3</sub>	M' <sub>3</sub> (kN)	$\alpha_3$
4435	1	14911,756	1,2613	1	17084,095	-0,388	1	19863,297	0,222
3801,3	0,951			0,5728			-0,1182		
3871,4	0,862			-0,0642			-1,1231		
3871,4	0,7362			-0,6772			-1,0317		
3871,4	0,5789			-1,0377			0,0668		
3871,4	0,3968			-1,0112			1,1001		
4017,3	0,1977			-0,6076			1,0596		

**Tableau. IV.31.** Calcul des coefficients de participation modale sans y .

M (TON)	A <sub>1</sub>	M' <sub>1</sub> (kN)	$\alpha_1$	A <sub>2</sub>	M' <sub>2</sub> (kN)	$\alpha_2$	A <sub>3</sub>	M' <sub>3</sub> (kN)	$\alpha_3$
4435	1	14884,025	1,2616	1	17064,66	-0,3888	1	19887,324	0,2233
3801,3	0,9508			0,5713			-0,1218		
3871,4	0,8615			-0,0674			-1,1265		
3871,4	0,7352			-0,6809			-1,0281		
3871,4	0,5774			-1,0395			0,077		
3871,4	0,3947			-1,0091			1,1067		
4017,3	0,1951			-0,601			1,0527		

**Tableau IV.32.** Paramètres du spectre de réponse.

Paramètres du spectre de réponse	
Zone	I
Groupe d'ouvrage	2
Coefficient de comportement ( R )	4
Amortissement %	10

<b>Facteur de qualité Q</b>	$Q_X=1.35$
	$Q_Y=1.30$
<b>Site</b>	S2(site ferme)

**IV.10.6. Calcul des réponses modales maximales dans chaque mode :**

Les réponses modales seront calculées par la formule :

$$Xa_i = (A)_i \alpha_i Sa_i \dots\dots\dots [8]$$

Les réponses spectrales sont déduites depuis le spectre de réponse de « RPA99v2003 [3] »  
Par l'injection des périodes propres.

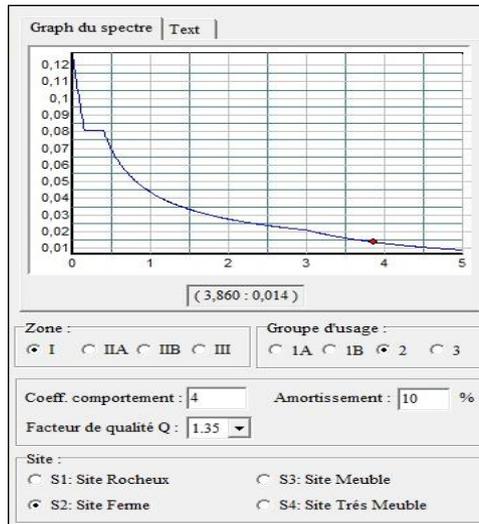


Figure IV.14. Spectre de réponse d'après RPA avec voiles sans x

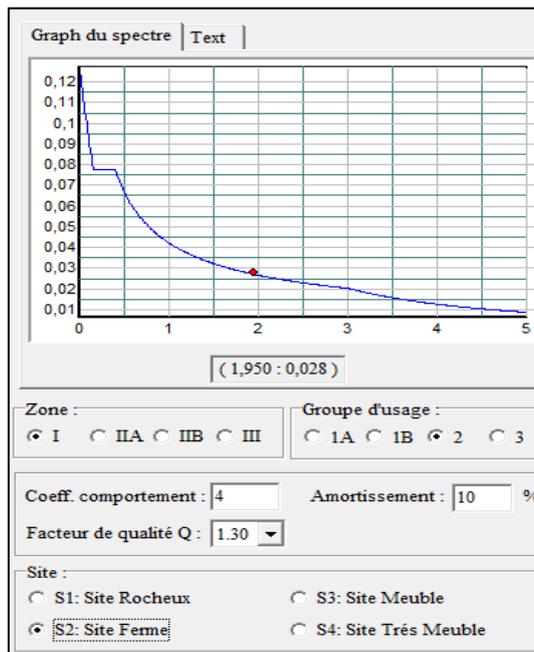


Figure IV.15. Spectre de réponse d'après RPA avec voiles sans y

Tableau IV.33. Réponses modales maximales sens x.

A1	Sa	Xa1	A2	Sa	Xa2	A3	Sa	Xa3
1		0,088	1		-0,031	1		0,021
0,9485		0,084	0,5534		-0,017	-0,1576		-0,003
0,8513		0,075	-0,1247		0,004	-1,1442		-0,024
0,7122	0,07	0,063	-0,7497	0,081	0,024	-0,8664	0,095	-0,018
0,5381		0,048	-1,0551		0,033	0,3689		0,008
0,3376		0,030	-0,9106		0,029	1,1965		0,025
0,1205		0,011	-0,3779		0,012	0,7018		0,015

Tableau IV.34. Réponses modales maximales sens y.

A1	Sa	Xa1	A2	Sa	Xa2	A3	Sa	Xa3
1		0,088	1		-0,030	1		0,021
0,9508		0,084	0,5713		-0,017	-0,1218		-0,003
0,8615		0,076	-0,0674		0,002	-1,1265		-0,023
0,7352	0,07	0,065	-0,6809	0,078	0,021	-1,0281	0,093	-0,021
0,5774		0,051	-1,0395		0,032	0,077		0,002
0,3947		0,035	-1,0091		0,031	1,1067		0,023
0,1951		0,017	-0,601		0,018	1,0527		0,022

Tableau IV.35. Vérification des déplacements inter étages

Xa1x	Xa1y	≤1%h	Obx	Oby
0,088	0,088	0.0304	Cnv	Cnv
0,084	0,084	0.0304	Cnv	Cnv
0,075	0,076	0.0304	Cnv	Cnv
0,063	0,065	0.0304	Cnv	Cnv
0,048	0,051	0.0304	Cnv	Cnv
0,030	0,035	0.0304	Cv	Cnv
0,011	0,017	0.0304	Cv	Cv

**IV.10.7. Calcul des forces sismiques équivalentes maximales pour chaque mode :**

$$Q_i = [M] X_{ai} \dots\dots\dots [8]$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau. IV.36.**les forces sismiques maximales pour chaque modes sans x .

M (kN)	Xa1	Qa1(kN)	Xa2	Qa2	Xa3	Qa3
4435	0,088	391,584	-0,031	-139,431	0,021	93,708
3801,3	0,084	318,347	-0,017	-66,136	-0,003	-12,658
3871,4	0,075	290,993	0,004	15,177	-0,024	-93,595
3871,4	0,063	243,445	0,024	91,247	-0,018	-70,871
3871,4	0,048	183,934	0,033	128,418	0,008	30,176
3871,4	0,030	115,399	0,029	110,831	0,025	97,873
4017,3	0,011	42,742	0,012	47,728	0,015	59,571

**Tableau. IV.37.**les forces sismiques maximales pour chaque modes sans y.

M (kN)	Xa1	Qa1(kN)	Xa2	Qa2	Xa3	Qa3
4435	0,088	391,668	-0,030	-134,516	0,021	92,131
3801,3	0,084	319,188	-0,017	-65,868	-0,003	-9,618
3871,4	0,076	294,543	0,002	7,914	-0,023	-90,596
3871,4	0,065	251,361	0,021	79,952	-0,021	-82,683
3871,4	0,051	197,410	0,032	122,060	0,002	6,193
3871,4	0,035	134,946	0,031	118,490	0,023	89,004
4017,3	0,017	69,218	0,018	73,230	0,022	87,852

**IV.10.7.Calcul des forces sismiques pour chaque niveau :**

Selon l'article des RPA 4.3.5 [3] l'effet de l'action sismique est calculé par la formule de super position suivante :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots\dots\dots [8]$$

Sachant que :

$E$  : l'effet de l'action sismique considéré .

$E_i$  : valeur modale de E selon le mode  $\langle i \rangle$ .

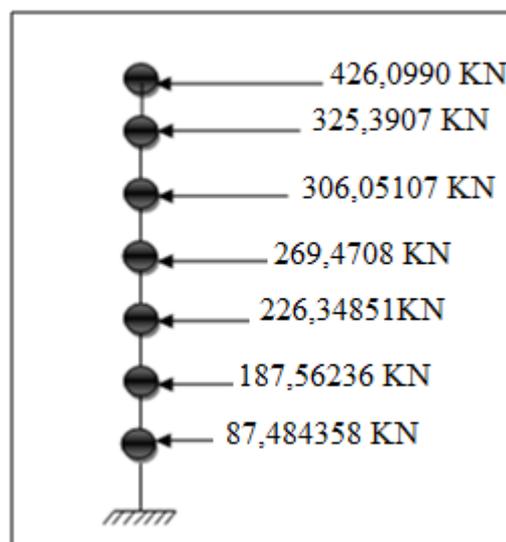
$K$  : nombre de modes retenus .

**Tableau IV.38.** Les forces sismiques résultantes dans chaque niveau sans x .

Qa1 (kN)	Qa2	Qa3	± E (kN)
391,58	-139,43	93,71	426,10
318,35	-66,14	-12,66	325,39
290,99	15,18	-93,60	306,05
243,45	91,25	-70,87	269,47
183,93	128,42	30,18	226,35
115,40	110,83	97,87	187,56
42,74	47,73	59,57	87,48

**Tableau IV.39.** Les forces sismiques résultantes dans chaque niveau sans y .

Qa1 (kN)	Qa2	Qa3	± E (kN)
391,67	-134,52	92,13	424,25
319,19	-65,87	-9,62	326,06
294,54	7,91	-90,60	308,26
251,36	79,95	-82,68	276,43
197,41	122,06	6,19	232,18
134,95	118,49	89,00	200,43
69,22	73,23	87,85	133,68

**Figure IV.16.** Les forces sismiques dans chaque niveau sans voiles sans x .

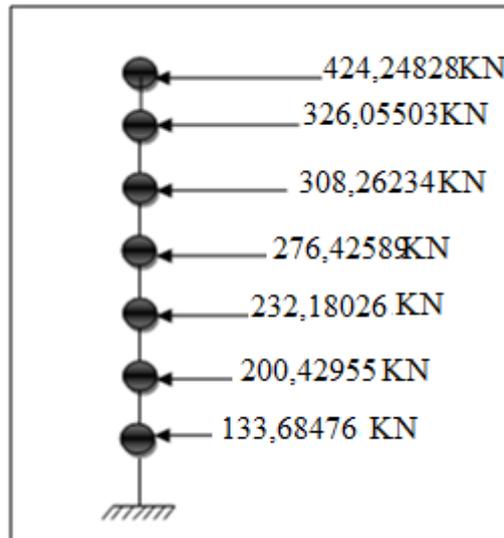


Figure IV.17. Les forces sismiques dans chaque niveau sans voiles sans y .

#### IV.10.8. Estimation de l'effort tranchant et le moment fléchissant :

L'effort tranchant est calculé par l'addition des forces sismiques de chaque niveau à partir du dernier niveau jusqu' aux niveaux considéré.

$$V_i = \sum_{i=1}^n E_i \quad \text{sachant que } n \text{ est le nombre de niveau.}$$

Tandis que le moment fléchissant est déterminé en multipliant l'effort tranchant de l'étage considéré par la hauteur de ce dernier.

$$M_i = V_i \cdot h_i \quad h_i \text{ est la hauteur de l'étage } i.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau. IV.40. L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sans x .

Niveau	hauteur (m)	E (kN)	V (kN)	M(kN.m)
6	3.04	426,10	426,10	1295,34
5	3.04	325,39	751,49	2284,53
4	3.04	306,05	1057,54	3214,92
3	3.04	269,47	1327,01	4034,12
2	3.04	226,35	1553,36	4722,21
1	3.04	187,56	1740,92	5292,40
RDC	3.04	87,48	1828,41	5558,36

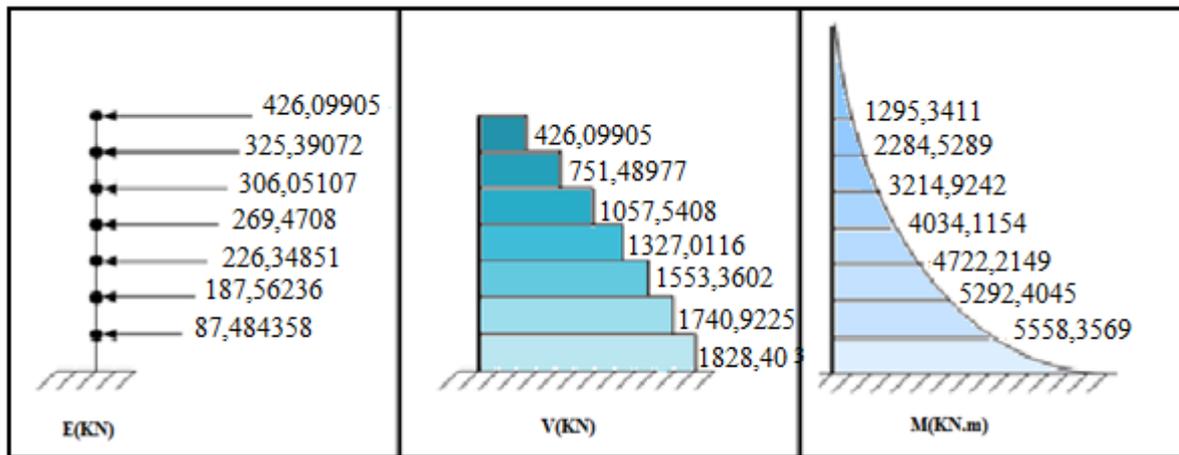


Figure IV.18. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant avec voiles

Tableau. IV.41. L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sans y.

Niveau	hauteur (m)	E (kN)	V (kN)	M (kN.m)
6	3.04	424,25	424,25	1289,71
5	3.04	326,06	750,30	2280,92
4	3.04	308,26	1058,57	3218,04
3	3.04	276,43	1334,99	4058,37
2	3.04	232,18	1567,17	4764,20
1	3.04	200,43	1767,60	5373,51
RDC	3.04	133,68	1901,29	5779,91

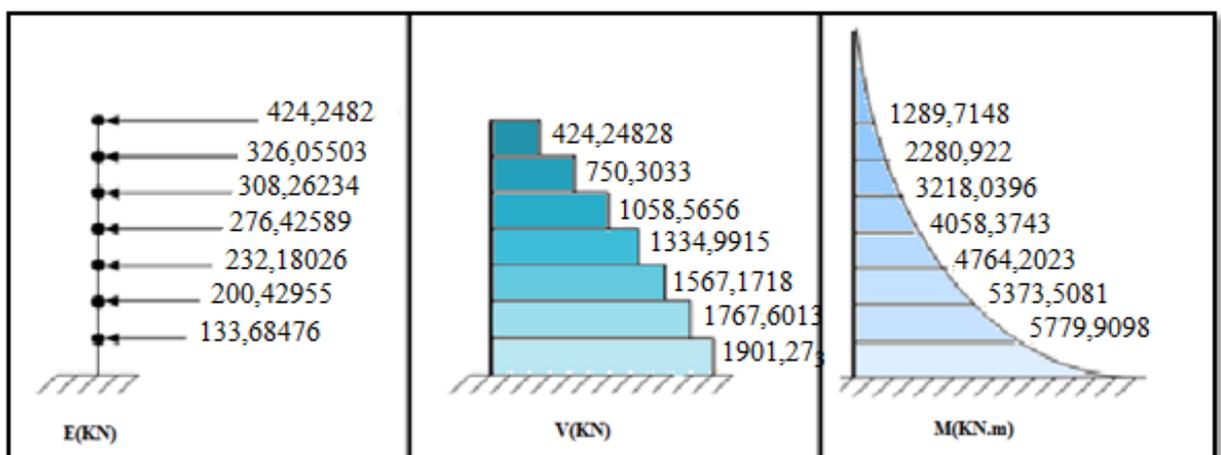


Figure IV.19. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant avec voiles.

$$\begin{aligned} \text{On a : } W = 27739,2 \text{ kN} & \longrightarrow \begin{cases} V^x = 1775,31 \text{ kN} \\ V^y = 1719,83 \text{ kN} \end{cases} \\ & \longrightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1420,24 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 1375,86 \text{ kN} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 1828,4069 \text{ kN} \geq 0,8V^x = 1420,24 \text{ kN} \dots\dots\dots cv \\ V_t^y = 1901,2861 \text{ kN} \geq 0,8V^y = 1375,86 \text{ kN} \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

#### IV.11. Conclusion :

D'après l'étude dynamique de la structure et le calcul de caractéristique dynamique de ce dernier, nous avons vérifié:

- La période fondamentale
- Déplacements inter étages
- L'effort tranchant à la base



**Chapitre V**  
**Etude dynamique et sismique**  
**partie automatique**



## V. Partie automatique

### V.1. Modélisation de la structure étudiée :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités en élévation.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul, il s'agit du Logiciel « **Extended three Analysis of Building systems version 9.7.0.(ETABS)[18]** »

### V.2.Présentation du logiciel L'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments).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.2.1. Fonctions de l'ETABS

Les fonctions de « **l'ETABS 9.7.0... [18]** » sont les suivantes :

- La modélisation ne permet de considérer que les éléments structuraux de la structure. Ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent à son poids.

- Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels que « **l'Excel ...[19]** », « **AutoCAD 2008 ...[16]** » etc. La modélisation des éléments qui travaillent en contraintes planes (voile, dalle...) se faite à

travers les éléments Shell. Si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si sont conçus en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masse qui correspondent à la masse des planchers.

- Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins « **l'ETABS 9.7.0 [18]** » permet d'étudier l'interaction sol structure en remplace les appuis rigides par des appuis

élastiques (ressorts), qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différentes méthodes de la mécanique de sol.

- Possibilité d'effectuer l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- Procède dans sa base de données des spectres de réponse définis par le code sismique américain
- Permet de calculer uniquement le ferrailage des éléments barres et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes.
- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics tel que le domaine de la mécanique.

### **V.2.2. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS**

Les différents types d'analyse disponibles dans « l'ETABS 9.7.0 [18] » sont les suivants : Analyse statique linéaire, analyse statique non linéaire, analyse modale, analyse spectrale et analyse temporelle.

#### **V.2.2. 1. Modélisation de la rigidité :**

Les éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- ☒ Chaque poutre et chaque poteau ont été modélisés par un élément fini de type poutre à deux nœuds (élément frame)
- ☒ Les voiles par des éléments Shell (à quatre nœuds)
- ☒ Les planchers en dalle pleine sont modélisés par élément Shell, nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).

#### **V.2.2.2. Modélisation de la masse :**

- ☒ Pour la masse des planchers; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau sans tenir compte du poids propre de la dalle pleine. La masse est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  (imposée par le **RPA99 [3]**) dans la masse totale utilisée pour l'analyse modale (dans notre cas  $\beta = 0.2$ )
- ☒ La masse attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 2.5t /m<sup>3</sup>.

### V2.3. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Le RPA 99/version 2003 [3] exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques
- Vérification de déplacements inter-étages
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$
- Justification des pourcentages (voiles et portiques)
- Vérification vis-à-vis l'effort normal réduit
- Vérification vis-à-vis a renversement

### V.3. Résultats de l'analyse dynamique Model initiale

Le modèle initial dans cette étude est donné sur la figure V.1

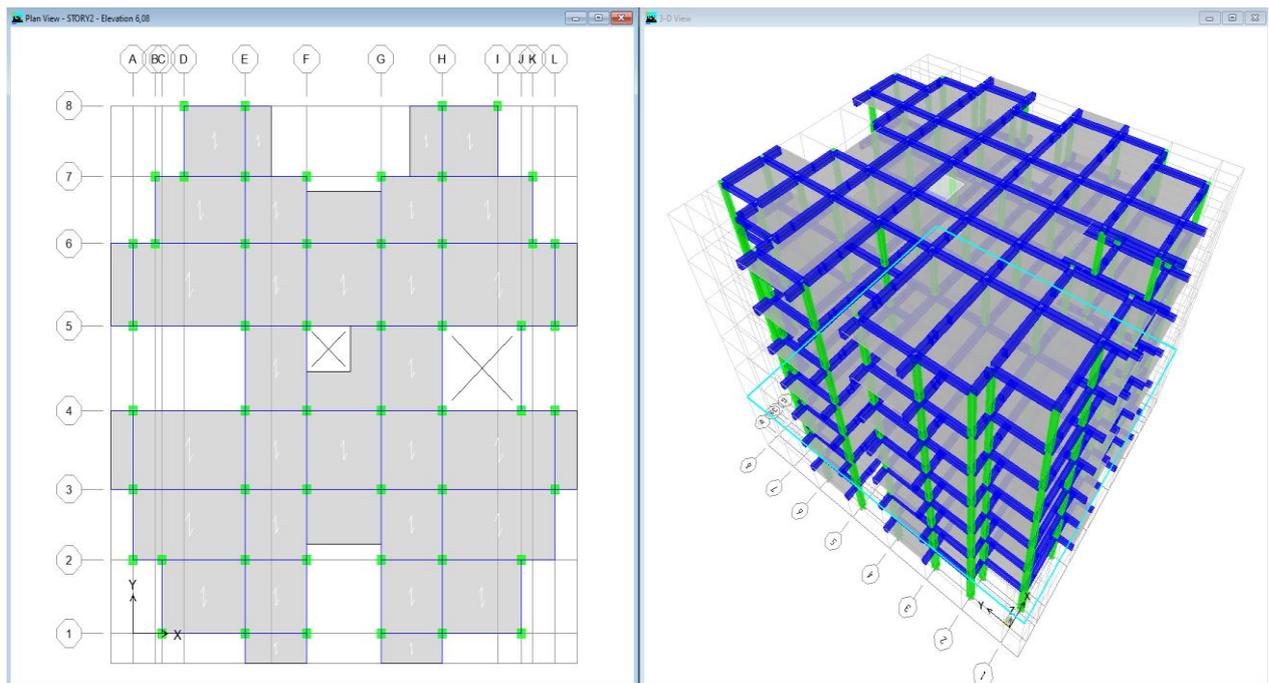


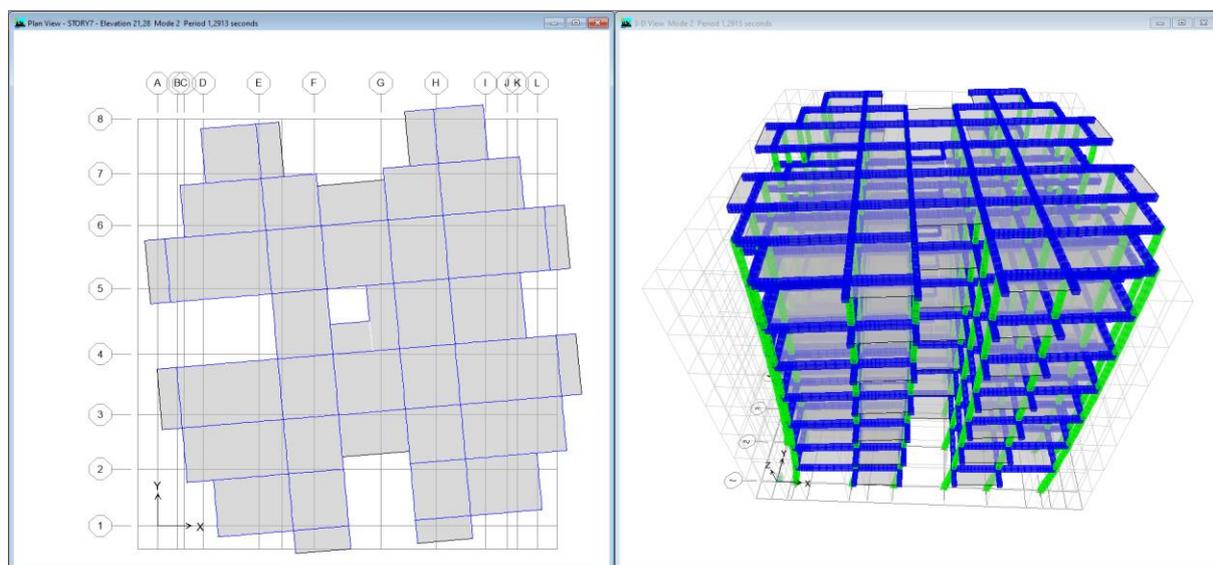
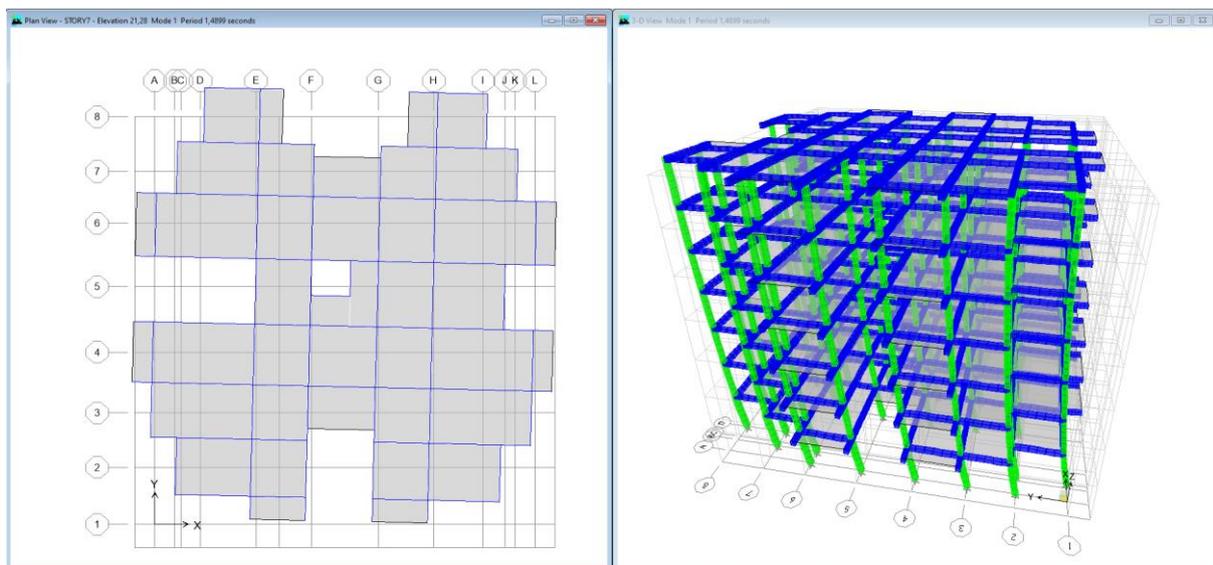
Figure V.1. Modèle initial.

#### V.3. 1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau V.1. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,4899	0,1119	87,722	0,112	87,722	2,078
2	1,2913	49,6913	1,4052	49,803	89,127	38,993
3	1,2081	40,1366	0,6817	89,940	89,809	48,882
4	0,4755	0,0073	7,2164	89,947	97,025	0,104
5	0,4182	4,6724	0,0932	94,620	97,119	2,785
6	0,3921	3,1086	0,0579	97,728	97,176	4,641
7	0,2650	0,0013	1,7239	97,729	98,900	0,010
8	0,2354	0,9224	0,0166	98,652	98,917	0,640
9	0,2196	0,6185	0,0091	99,270	98,926	0,974
10	0,1769	0,0007	0,6354	99,271	99,561	0,004
11	0,1614	0,3291	0,0062	99,600	99,568	0,175
12	0,1503	0,1462	0,0039	99,746	99,572	0,374



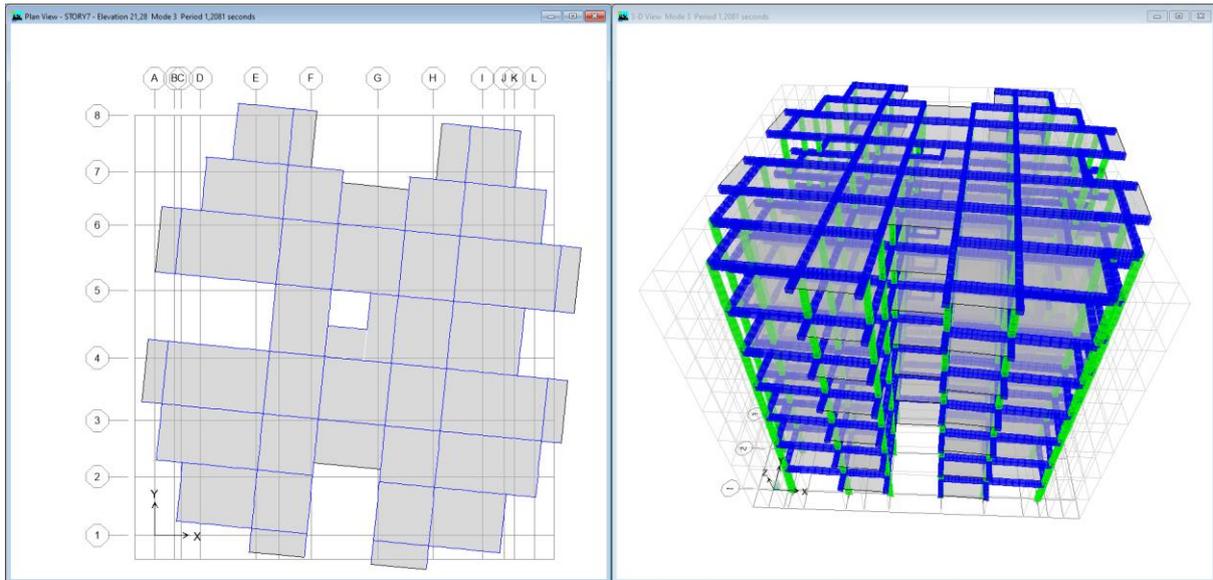


Figure V.2. Périodes et déformations de trois premiers modes

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale :  $T=1,4899$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5<sup>ème</sup> mode,
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats du logiciel « P'ETABS 9.7.0... [18] » on a :

$$\begin{cases} V_t^x = 809,75 \text{ kN} \\ V_t^y = 720,81 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 26418.849 \text{ kN} \longrightarrow \begin{cases} V^x = 1558.71 \text{ kN} \\ V^y = 1505.87 \text{ kN} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1246.97 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 1204.70 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\longrightarrow \begin{cases} V_t^x = 809.75 \text{ kN} \leq 0,8V^x = 1246.97 \text{ kN} \dots \text{cnv} \\ V_t^y = 720.81 \text{ kN} \leq 0,8V^y = 1204.70 \text{ kN} \dots \text{cnv} \end{cases}$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1.54 \right.$$

$$\text{Le rapport } \left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1.672 \right.$$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans les deux sens (**RPA Article .4.3.6 [3]**)

### V.3.2 Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'une des vérifications préconisée par le « **RPA99 version 2003 article 4.4.3 [3]** », concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon « **RPA99 version 2003... [3]** » l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R.\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R.\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

**Tableau V.2.** Vérification des déplacements inter étages du modèle initial.

Story	Diaphragme	Load	UX	rapp*ux	$\delta_k^x$	$\Delta_k^x$	$\leq \bar{\Delta}$	Ob
STORY7	TERR	EX	0,0164	0,0253	0,1263	0,0062	0.0304	Cv
STORY6	ET6	EX	0,0156	0,0240	0,1201	0,0108	0.0304	Cv
STORY5	ET5	EX	0,0142	0,0219	0,1093	0,0131	0.0304	Cv
STORY4	ET4	EX	0,0125	0,0193	0,0963	0,0162	0.0304	Cv
STORY3	ET3	EX	0,0104	0,0160	0,0801	0,0185	0.0304	Cv
STORY2	ET2	EX	0,008	0,0123	0,0616	0,0223	0.0304	Cv
STORY1	ET1	EX	0,0051	0,0079	0,0393	0,0393	0.0304	Cnv

Story	Diaphragme	Load	Uy	rapp*uy	$\delta_k^x$	$\Delta_k^x$	$\leq \bar{\Delta}$	Ob
STORY7	TERR	Ey	0,0204	0,0341	0,1705	0,0075	0.0304	Cv
STORY6	ET6	Ey	0,0195	0,0326	0,1630	0,0134	0.0304	Cv
STORY5	ET5	Ey	0,0179	0,0299	0,1496	0,0176	0.0304	Cv
STORY4	ET4	Ey	0,0158	0,0264	0,1321	0,0217	0.0304	Cv
STORY3	ET3	Ey	0,0132	0,0221	0,1104	0,0268	0.0304	Cv
STORY2	ET2	Ey	0,01	0,0167	0,0836	0,0326	0.0304	Cnv
STORY1	ET1	Ey	0,0061	0,0102	0,0510	0,0510	0.0304	Cnv

Les déplacements latéraux inter-étage dépassent les valeurs admissibles et des hauteurs plus élevées par rapport aux niveaux supérieurs (étages souples) (**RPA page 18**) [3], il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure par augmentation la section des poteaux ou rajoutant des voiles.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure qui assure un bon comportement sismique. Les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faut déterminer, le nombre de voiles nécessaires à rajouter ainsi que leurs positions

#### V.4. Résultats de l'analyse dynamique Model Final

Nous présenterons le modèle de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par logiciel « **ETABS 9.7.0 [18]** »

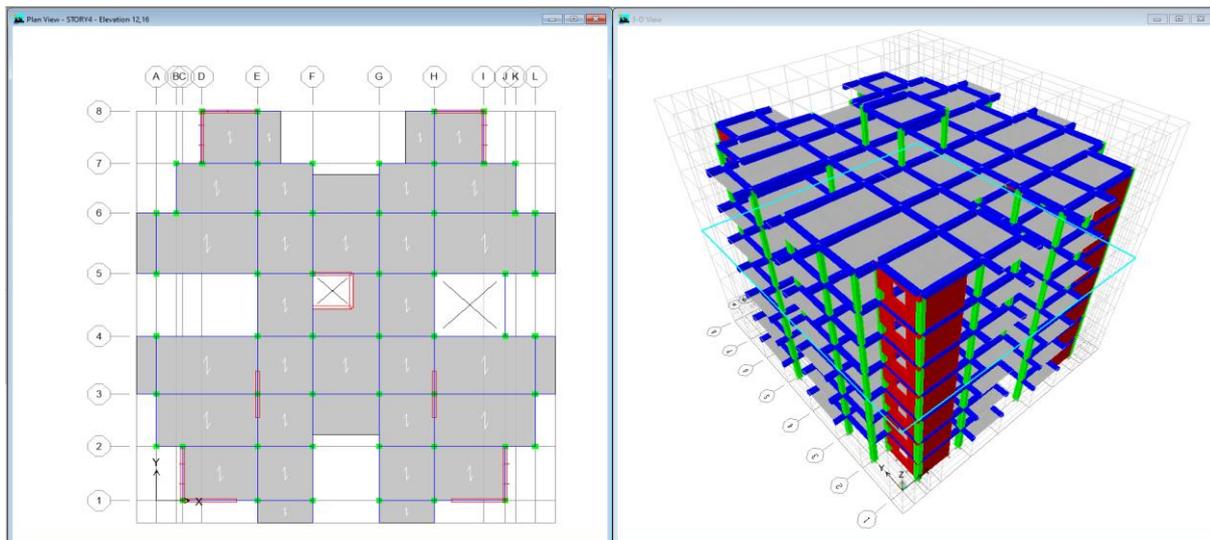


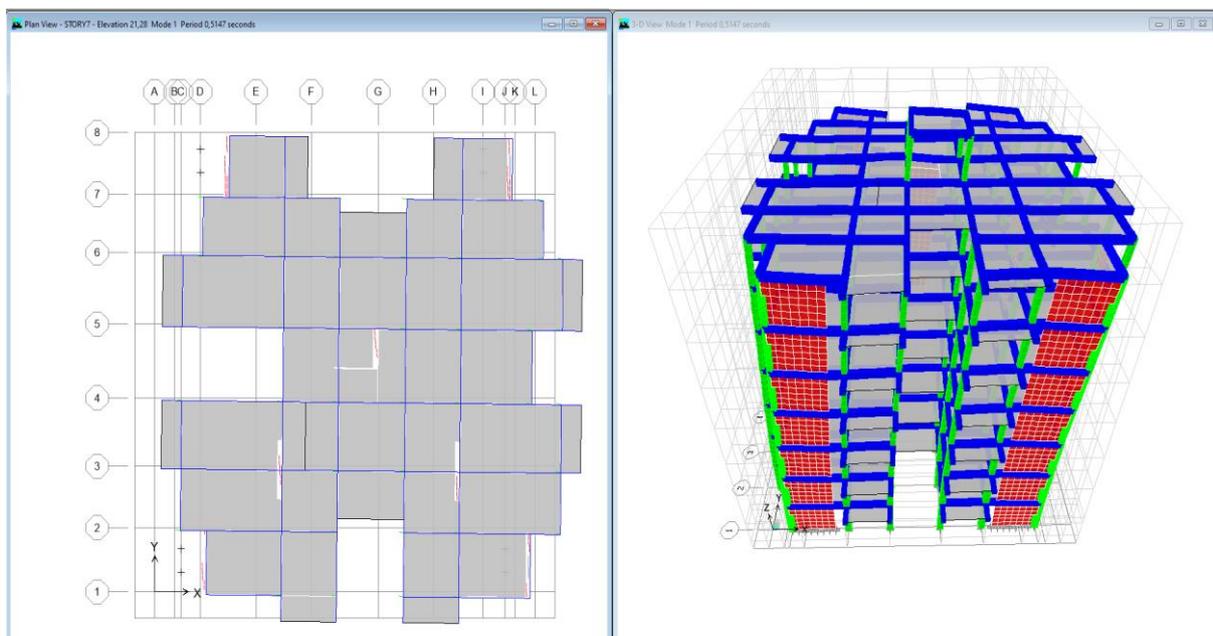
Figure V.3. Model finale

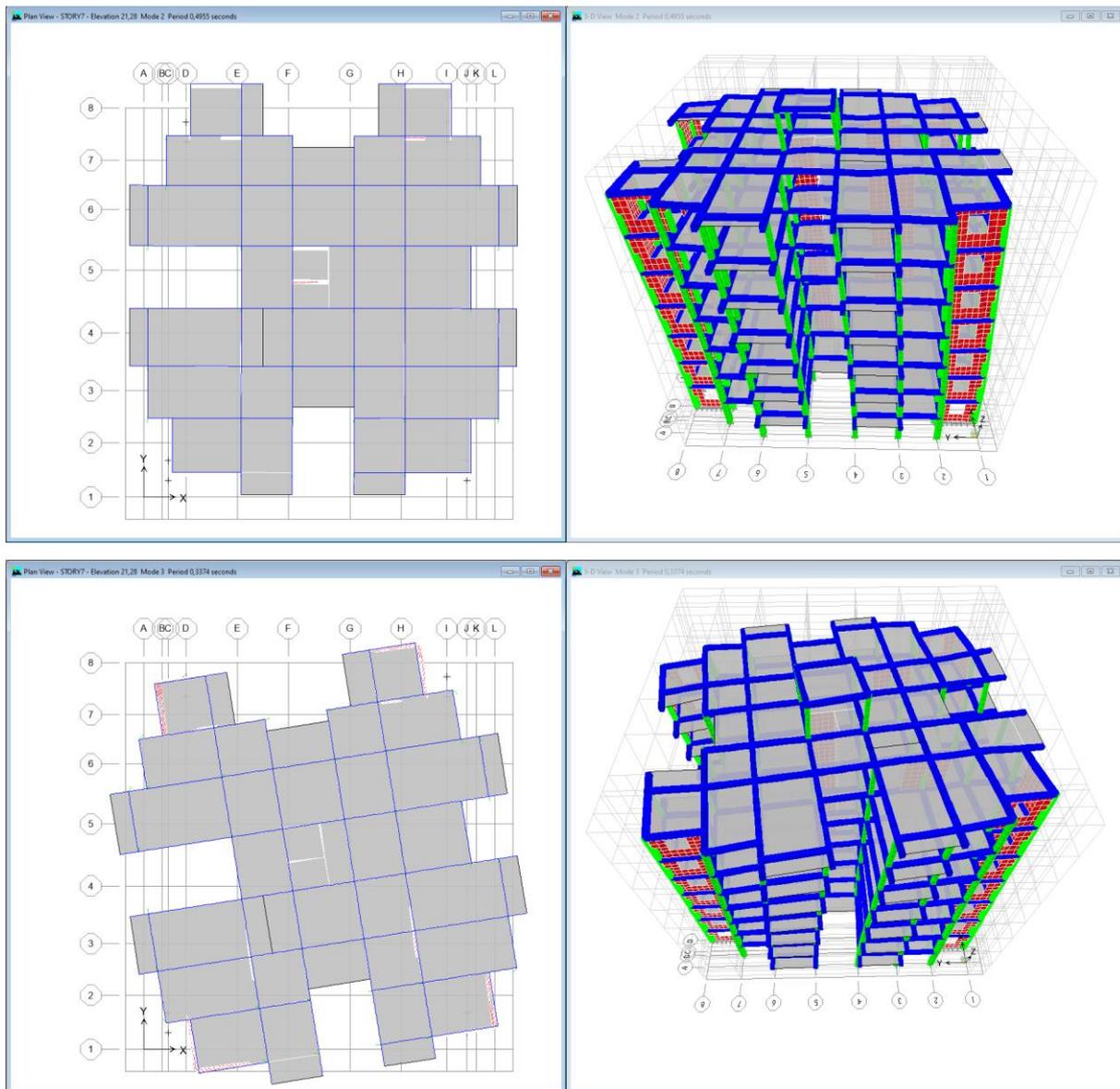
V.4.1.Caractéristiques dynamiques propres :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.3

Tableau V.3. Périodes et facteurs de participation massique du Model finale.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,515	66,094	1,834	66,094	1,834	0,191
2	0,496	1,832	67,591	67,926	69,426	0,008
3	0,337	0,323	0,000	68,249	69,426	68,564
4	0,192	0,000	0,880	68,249	70,305	0,000
5	0,169	1,195	0,000	69,443	70,306	0,002
6	0,163	0,045	0,000	69,488	70,306	0,068
7	0,123	0,318	18,792	69,805	89,098	0,000
8	0,122	18,444	0,308	88,249	89,405	0,000
9	0,083	0,002	0,000	88,251	89,405	20,811
10	0,058	0,001	6,123	88,252	95,528	0,000
11	0,055	6,751	0,001	95,003	95,529	0,001
12	0,039	0,009	0,005	95,012	95,534	6,253





**Figure V.4.** Périodes et déformations de trois premiers modes

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0,515sec$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11<sup>eme</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement l'axe X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèlement l'axe Y-Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion

D'après le fichier des résultats de logiciel « ETABS 9.7.0 [18] » on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1742.68 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 1742.95 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 30305.30 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V_s^x = 2220.95 \text{ kN} \\ V_s^y = 2138.69 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1776.76 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 1710.95 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} V_t^x = 1742.68 \text{ kN} \geq 0,8V^x = 1776.76 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{cnv} \\ V_t^y = 1742.95 \text{ kN} \geq 0,8V^y = 1710.95 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{cv} \end{cases}$$

Le rapport  $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1.02 \right.$

#### V.4.2. Déplacements inter-étages de model finale (RPA article 4.4.3 [3]):

Tableau V.4. Vérification des déplacements inter étages sens x de model finale.

Story	Load	UX	UX*rapp	R	U*R	$\Delta_k$	$\leq 1\%$	Ob
STORY7-1	EX	0,0085	0,0087	3,5	0,0303	0,0050	0,0304	Cv
STORY7	EX	0,0071	0,0072	3,5	0,0253	0,0046	0,0304	Cv
STORY6	EX	0,0058	0,0059	3,5	0,0207	0,0043	0,0304	Cv
STORY5	EX	0,0046	0,0047	3,5	0,0164	0,0046	0,0304	Cv
STORY4	EX	0,0033	0,0034	3,5	0,0118	0,0043	0,0304	Cv
STORY3	EX	0,0021	0,0021	3,5	0,0075	0,0036	0,0304	Cv
STORY2	EX	0,0011	0,0011	3,5	0,0039	0,0029	0,0304	Cv
STORY1	EX	0,0003	0,0003	3,5	0,0011	0,0011	0,0304	Cv

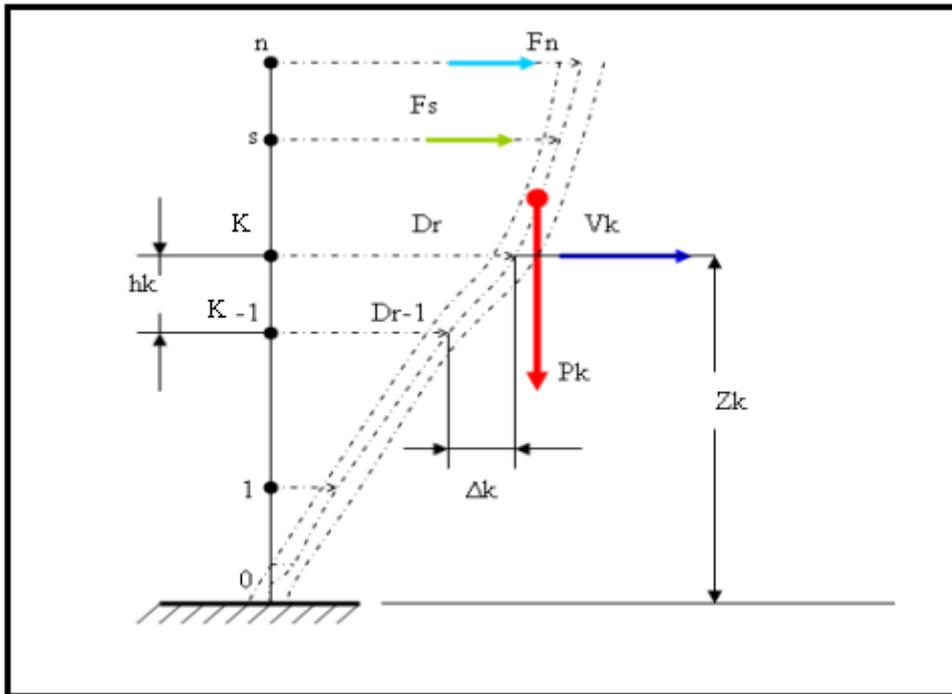
Tableau V.5. Vérification des déplacements inter étages sens y de model finale

Story	Load	UY	R	U*R	$\Delta_k$	$\leq 1\%$	Ob
STORY7-1	EY	0,0081	3,5	0,0284	0,0056	0,0304	cv
STORY7	EY	0,0065	3,5	0,0228	0,0039	0,0304	cv
STORY6	EY	0,0054	3,5	0,0189	0,0039	0,0304	cv
STORY5	EY	0,0043	3,5	0,0151	0,0042	0,0304	cv
STORY4	EY	0,0031	3,5	0,0109	0,0039	0,0304	cv
STORY3	EY	0,002	3,5	0,0070	0,0032	0,0304	cv
STORY2	EY	0,0011	3,5	0,0039	0,0025	0,0304	cv
STORY1	EY	0,0004	3,5	0,0014	0,0014	0,0304	cv

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 [3] »

**V.4.3. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ RPA article.5.9. (Les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.



**Figure V.5.** Notion des effets du second ordre

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme l'indique la figure 5.7.

Tableau V.6. Vérification de l'effet P- $\Delta$  inter-étages sens x du model final.

Story	Load	pk	$\Delta$	V	h	$\Theta$	$\Theta \leq 0.1$
STORY7-1	EX	184,08	0,0050	34,21	3,04	0,009	cv
STORY7	EX	4450,88	0,0046	585,96	3,04	0,012	cv
STORY6	EX	4132,72	0,0043	945,05	3,04	0,006	cv
STORY5	EX	4175,74	0,0046	1211,99	3,04	0,005	cv
STORY4	EX	4175,74	0,0043	1422,75	3,04	0,004	cv
STORY3	EX	4237,54	0,0036	1584,40	3,04	0,003	cv
STORY2	EX	4376,31	0,0029	1710,29	3,04	0,002	cv
STORY1	EX	4572,29	0,0011	1777,54	3,04	0,001	cv

Tableau V.7. Vérification de l'effet P- $\Delta$  inter-étages sens y du model final.

Story	Load	P	$\Delta$	V	h	$\Theta$	$\Theta \leq 0.1$
STORY7-1	Ey	184,08	0,0056	31,02	3,04	0,011	cv
STORY7	Ey	4450,88	0,0039	563,01	3,04	0,010	cv
STORY6	Ey	4132,72	0,0039	916,37	3,04	0,006	cv
STORY5	Ey	4175,74	0,0042	1180,06	3,04	0,005	cv
STORY4	Ey	4175,74	0,0039	1388,17	3,04	0,004	cv
STORY3	Ey	4237,54	0,0032	1549,02	3,04	0,003	cv
STORY2	Ey	4376,31	0,0025	1674,54	3,04	0,002	cv
STORY1	Ey	4572,29	0,0014	1742,95	3,04	0,001	cv

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  sont satisfaites et d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés.

#### V.4.4. Participation des éléments résistants au contreventement :

Puisque on a un contreventement de structures en voiles porteurs en béton armé il faut faire la justification vis-à-vis des pourcentages des charges (gravitaires et latérale) reprises par les voiles et les portiques.

#### -Justification des pourcentages (voiles et portiques) :

D'après les règles parasismiques algériennes (**article.3.4**) le système de contreventement de structures en voiles porteurs en béton armé est justifié quand les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles

**a. Justification des voiles sous charges verticales :**

les voiles de contreventement doivent reprendre plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

$$\frac{\sum F_z \text{portiques}}{\sum F_z \text{portiques} + \sum F_z \text{voiles}} \leq 80\% \quad \text{des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_z \text{voiles}}{\sum F_z \text{portiques} + \sum F_z \text{voiles}} \geq 20\% \quad \text{des charges verticales reprises par les voiles}$$

**Tableau V.8.** Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical.

combinaison	F Globale (kN)	F Voiles (kN)	Pourcentage des voiles (%)	F Portiques (kN)	Pourcentage des portiques (%)
<b>ELS</b>	31223,01	10362,66	33,19	20860,35	66,81

**V.4.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :****Tableau V.9.** Vérification de l'effort normal réduit.

Story	Section Choix	N <sub>d</sub> (kN)	B <sub>pot</sub> (mm)	B <sub>c</sub> (mm <sup>2</sup> )	F <sub>c28</sub> (MPa)	V	Vérification	Observation
<b>STORY7-1</b>	<b>30×30</b>	77,29	300	84600	25	0,037	0,3	OK
<b>STORY7</b>	<b>30×30</b>	208,99	300	84600	25	0,099	0,3	OK
<b>STORY6</b>	<b>30×30</b>	331,87	300	84600	25	0,157	0,3	OK
<b>STORY5</b>	<b>30×30</b>	458,36	300	84600	25	0,217	0,3	OK
<b>STORY4</b>	<b>30×30</b>	588,84	300	84600	25	0,278	0,3	OK
<b>STORY3</b>	<b>35×35</b>	733,17	350	115150	25	0,255	0,3	OK
<b>STORY2</b>	<b>40×40</b>	888,3	400	150400	25	0,236	0,3	OK
<b>STORY1</b>	<b>40×40</b>	1082,58	400	150400	25	0,288	0,3	OK

**V.4.6. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement : RPA99v2003 article 4.4.1 [3]**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origines sismique.

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5$

**Sachant que :**

$W_i$  : Poids de chaque niveau

$X_i, Y_i$  Coordonnées des centres de gravité de chaque niveau.

Moment résistant (de stabilité)

$$M_{s_x} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n X_{x_{gi}} W_i$$

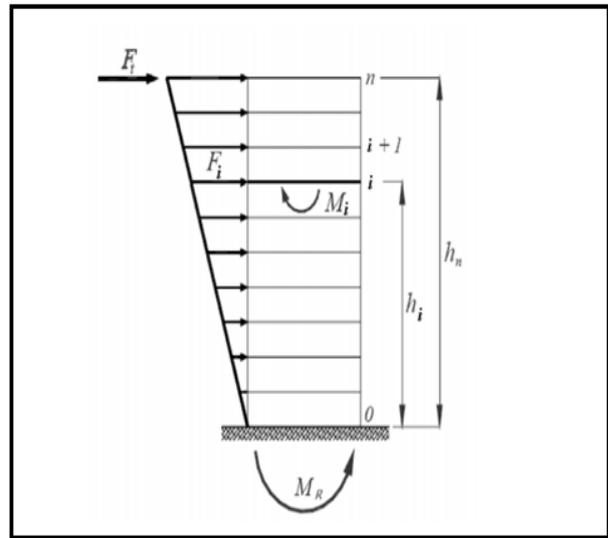
$$M_{s_y} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n X_{y_{gi}} W_i$$

$f_i$  : force sismique pour chaque étage.

Moment de renversement

$$M_{r_x} = \sum_{i=1}^n M_{r_{ix}} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix}$$

$$M_{r_y} = \sum_{i=1}^n M_{r_{iy}} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy}$$



**Figure. V.6.** Schéma du renversement

**Tableau V.10.** Calcul de moment stabilisant et moment de renversement.

M s (kN.m)							M r (kN.m)			
Gx (m)	Gy (m)	Z (m)	Wi (KN)	Wi*Gx	Wi*Gy	Wi*Z	Fx (KN)	Fy (KN)	Fx* hi	Fy*hi
10,51	11,82	24,32	184,08	1934,65	2175,79	4476,75	21,63	21,20	525,93	515,70
10,475	11,111	21,28	4450,88	46622,98	49453,74	94714,76	457,53	448,63	9736,23	9546,76
10,59	11,083	18,24	4132,72	43765,51	45802,94	75380,82	364,13	357,05	6641,82	6512,57
10,662	11,095	15,20	4175,74	44521,75	46329,85	63471,27	306,60	300,64	4660,39	4569,70
10,662	11,095	12,16	4175,74	44521,75	46329,85	50777,01	245,28	240,51	2982,65	2924,61
10,664	11,104	9,12	4237,54	45189,13	47053,65	38646,37	186,69	183,05	1702,57	1669,44
10,669	11,121	6,08	4376,31	46690,90	48668,99	26607,99	128,53	126,03	781,48	766,27
10,722	11,166	3,04	4572,29	49024,04	51054,13	13899,75	67,14	65,84	2036,6	200,15
				<b>322270,72</b>	<b>336868,95</b>	<b>367974,71</b>			<b>27031,06</b>	<b>26705,20</b>

Tableau V.11. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement.

direction	$\Sigma Ms$	$\Sigma Mr$	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	322270,72	27031,06	11,92	Vérifié
Suivant Y-Y	336868,95	26705,20	12,61	Vérifié

### V.5. Conclusion :

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle finale étaient de:

Déterminer les modes propres de telle sorte que 1er et 2ème translation, le 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.

la vérification de l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ( $=0.8*VMSE$ ), avec l'implication de ce dernier par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il est inférieur.

Vérifier les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par le « **RPA99version2003 [3]** ».

-Vérifier l'effet  $P-\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis le moment de 2ème ordre.

-Vérifier les pourcentages des sollicitations verticales données par le « **RPA99version2003 [3]** » pour justifier le choix de coefficient de comportement.

-Vérifier l'effort normal réduit dans les poteaux imposé.

-Vérification vis-à-vis le renversement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.



# Chapitre VI

## ferraillage des éléments résistants



## VI. Ferrailage des éléments résistants

### VI.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le « **C.B.A. 93 [2]** » et le « **RPA99 version 2003 [3]** ».

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel « **SOCOTEC [17]** ».

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

### VI.2. Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;

Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.

La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

### VI.3. Section minimales et maximales :

Selon « **RPA 99 ver 2003 ... [3]** » Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1.** Sections minimales et maximales.

Élément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
<b>Poteaux</b>	0.7%	3.0%	<b>6,0%</b>
<b>Poutres</b>	0.5%	4.0%	<b>6,0%</b>
<b>Voiles</b>	<b>0.2%</b>	/	/

**VI.3.1. Diamètre des barres :**

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles, ce qui nous donne un diamètre maximal de 20 mm.

D'après « **RPA 99 ver 2003 [3]** » Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12 mm pour les poteaux et les poutres et de 10 mm pour les voiles.

**VI.4. Ferrailage des poteaux :**

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 ( $M, N$ ), compression, et à un moment fléchissant "M".

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:

**Tableau VI.2.** Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1.5	25	14.2	1.15	400	<b>348</b>
<b>Accidentelle</b>	<b>1.15</b>	<b>25</b>	<b>18.48</b>	<b>1</b>	<b>400</b>	<b>400</b>

**VI.4.1. Recommandation selon RPA99 version 2003 article 7.4.2.1[3]:**

D'après le « **RPA 99 ver 2003 ... [3]** », pour une zone sismique I, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,7 \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,7 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $40\varnothing$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

#### **VI.4.2. Combinaison d'action :**

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

**a. Selon CBA 93 article B.8.2.1.1 ... [2] :**

**a.1. ELU:** Situation durable .....  $1,35G+1,5Q$

**a.2. ELS:** Situation durable .....  $G+Q$

**b. Selon RPA 99 article 5.2:**

Situation accidentelle.....  $G+Q\pm E$

**$0,8G\pm E$**

Avec:

$G$ : Charges permanentes.

$Q$ : Surcharge d'exploitation.

$E$ : Action du séisme.

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

**1-** Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{\max}, M_{\text{corr}}$ ).

**2-** Le moment maximum et l'effort correspondant ( $M_{\max}, N_{\text{corr}}$ ).

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

**Situation accidentelle :**

- **Combinaison : G+Q±E<sub>x</sub>**

**a. (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>)****Tableau VI.3.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>).

Niveau	Section	N <sup>max</sup> (kN)	M <sup>cor</sup> (kN.m)	Sollicitation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	-877,13	-4,151	S.E.C	0	0	11,2
1 <sup>eme</sup>	40*40	-727,11	1,236	S.E.C	0	0	11,2
2 <sup>eme</sup>	35*35	-601,55	-5,317	S.E.C	0	0	8,575
3 <sup>eme</sup>	30*30	-478,11	-3,075	S.E.C	0	0	6,3
4 <sup>eme</sup>	30*30	-359,16	-2,418	S.E.C	0	0	6,3
5 <sup>eme</sup>	30*30	-249,16	-11,131	S.E.C	0	0	6,3
6 <sup>eme</sup>	30*30	-161,95	-10,842	S.E.C	0	0	6,3
terr asc	30*30	-64,88	-11,843	S.P.C	0,24	0	6,3

**b. (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>) :****Tableau VI.4.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>).

Niveau	Section	N <sup>cor</sup> (kN)	M <sup>max</sup> (kN.m)	Sollicitation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	-773,47	-17,295	S.E.C	0	0	11,2
1 <sup>eme</sup>	40*40	-533,13	-37,541	S.E.C	0	0	11,2
2 <sup>eme</sup>	35*35	-403,28	-33,692	S.E.C	0	0	8,575
3 <sup>eme</sup>	30*30	-338,42	-26,14	S.E.C	0	0	6,3
4 <sup>eme</sup>	30*30	-255,65	-31,58	S.E.C	0	0	6,3
5 <sup>eme</sup>	30*30	-184,04	-33,39	S.P.C	0,96	0	6,3
6 <sup>eme</sup>	30*30	-124,24	-34,83	S.P.C	1,83	0	6,3
terr asc	30*30	-60,3	-22,99	S.P.C	1,41	0	6,3

- Combinaison :  $G+Q\pm E_y$

c. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.5.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{cor}}$ (kN.m)	Sollicitation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	-807,57	-8,634	S.E.C	0	0	11,2
1 <sup>eme</sup>	40*40	-664,58	16,863	S.E.C	0	0	11,2
2 <sup>eme</sup>	35*35	-549,15	9,843	S.E.C	0	0	8,575
3 <sup>eme</sup>	30*30	-436,88	9,129	S.E.C	0	0	6,3
4 <sup>eme</sup>	30*30	-337,82	-8,97	S.E.C	0	0	6,3
5 <sup>eme</sup>	30*30	-246,33	-8,619	S.E.C	0	0	6,3
6 <sup>eme</sup>	30*30	-158,66	-6,243	S.E.C	0	0	6,3
terr asc	30*30	-62,88	-23,29	S.P.C	1,4	0	6,3

d. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.6.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	$N^{\text{cor}}$ (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	Sollicitation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	-728,88	-15,054	S.E.C	0	0	11,2
1 <sup>eme</sup>	40*40	-639,52	-27,536	S.E.C	0	0	11,2
2 <sup>eme</sup>	35*35	-506,21	-21,713	S.E.C	0	0	8,575
3 <sup>eme</sup>	30*30	-436,88	-5,524	S.E.C	0	0	6,3
4 <sup>eme</sup>	30*30	-280,61	-23,08	S.E.C	0	0	6,3
5 <sup>eme</sup>	30*30	-173,4	-22,447	S.E.C	0	0	6,3
6 <sup>eme</sup>	30*30	-113,73	-23,525	S.P.C	0,78	0	6,3
terr asc	30*30	-62,88	-23,29	S.P.C	1,4	0	6,3

- Combinaison :  $0,8G \pm E_x$

a. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.7.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{cor}}$ (kN.m)	Sollicitation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	-633,49	-6,079	S.E.C	0	0	11,2
1 <sup>eme</sup>	40*40	-527,07	-4,291	S.E.C	0	0	11,2
2 <sup>eme</sup>	35*35	-436,42	-8,892	S.E.C	0	0	8,575
3 <sup>eme</sup>	30*30	-347,06	-6,398	S.E.C	0	0	6,3
4 <sup>eme</sup>	30*30	-260,93	-6,658	S.E.C	0	0	6,3
5 <sup>eme</sup>	30*30	-177,28	-5,938	S.E.C	0	0	6,3
6 <sup>eme</sup>	30*30	-118,35	-10,964	S.E.C	0	0	6,3
terr asc	30*30	-47,76	-10,611	S.P.C	0,42	0	6,3

b- ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.8.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	$N^{\text{cor}}$ (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	Sollicitation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	-560,82	-15,768	S.E.C	0	0	11,2
1 <sup>eme</sup>	40*40	-460,74	-34,362	S.E.C	0	0	11,2
2 <sup>eme</sup>	35*35	-347,26	-30,836	S.E.C	0	0	8,575
3 <sup>eme</sup>	30*30	-244,57	-22,818	S.E.C	0	0	6,3
4 <sup>eme</sup>	30*30	-195,43	-26,6	S.P.C	0,09	0	6,3
5 <sup>eme</sup>	30*30	-140,15	-27,73	S.P.C	0,89	0	6,3
6 <sup>eme</sup>	30*30	-94,68	-28,528	S.P.C	1,54	0	6,3
terr asc	30*30	-43,59	-20,544	S.P.C	1,38	0	6,3

- Combinaison :  $0,8G \pm E_y$

c. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.9.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{cor}}$ (kN.m)	Sollicitation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	-574,33	-11,627	S.E.C	0	0	11,2
1 <sup>eme</sup>	40*40	-471,51	-17,414	S.E.C	0	0	11,2
2 <sup>eme</sup>	35*35	-385,16	-17,21	S.E.C	0	0	8,575
3 <sup>eme</sup>	30*30	-305,83	5,805	S.E.C	0	0	6,3
4 <sup>eme</sup>	30*30	-234,4	-8,643	S.E.C	0	0	6,3
5 <sup>eme</sup>	30*30	-173,22	-8,331	S.E.C	0	0	6,3
6 <sup>eme</sup>	30*30	-115,06	-6,489	S.E.C	0	0	6,3
terr asc	30*30	-45,76	-20,286	S.P.C	1,33	0	6,3

d- ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau VI.10.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	$N^{\text{cor}}$ (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	Sollicitation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	-545,32	-12,804	S.E.C	0	0	11,2
1 <sup>eme</sup>	40*40	-459,47	-20,957	S.E.C	0	0	11,2
2 <sup>eme</sup>	35*35	-371,83	-19,572	S.E.C	0	0	8,575
3 <sup>eme</sup>	30*30	-286,63	-16,724	S.E.C	0	0	6,3
4 <sup>eme</sup>	30*30	-205,73	-20,27	S.E.C	0	0	6,3
5 <sup>eme</sup>	30*30	-126,98	-19,58	S.P.C	0,21	0	6,3
6 <sup>eme</sup>	30*30	-82,12	-20,181	S.P.C	0,84	0	6,3
terr asc	30*30	-45,76	-20,286	S.P.C	1,33	0	6,3

**Situation durable :**

- **Combinaison 1,35G+1,5Q :**

**a. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )****Tableau VI.11.** Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{cor}}$ (kN.m)	Sollicitation	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	-1082,58	8,86	S.E.C	0	0	11,2
1 <sup>eme</sup>	40*40	-888,3	25,275	S.E.C	0	0	11,2
2 <sup>eme</sup>	35*35	-733,17	16,088	S.E.C	0	0	8,575
3 <sup>eme</sup>	30*30	-588,84	-1,909	S.E.C	0	0	6,3
4 <sup>eme</sup>	30*30	-458,36	-1,828	S.E.C	0	0	6,3
5 <sup>eme</sup>	30*30	-331,87	-1,667	S.E.C	0	0	6,3
6 <sup>eme</sup>	30*30	-208,99	0,534	S.E.C	0	0	6,3
terr asc	30*30	-77,29	-13,618	S.P.C	0,32	0	6,3

**b- ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ) :****Tableau VI.12.** Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	$N^{\text{cor}}$ (kN)	$M^{\max}$ (kN.m)	Sollicitation	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	-980,39	20,819	S.E.C	0	0	11,2
1 <sup>eme</sup>	40*40	-853,95	-37,43	S.E.C	0	0	11,2
2 <sup>eme</sup>	35*35	-698,87	-25,702	S.E.C	0	0	8,575
3 <sup>eme</sup>	30*30	-552,23	-20,769	S.E.C	0	0	6,3
4 <sup>eme</sup>	30*30	-413,51	-22,806	S.E.C	0	0	6,3
5 <sup>eme</sup>	30*30	-207,57	-23,729	S.E.C	0	0	6,3
6 <sup>eme</sup>	30*30	-147,08	-26,902	S.P.C	0,93	0	6,3
terr asc	30*30	-67,47	-19,274	S.P.C	1,12	0	6,3

**VI.4.3. Choix des armatures :**

Tableau VI.13. Choix des armatures des poteaux.

Niveau	Section	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	As <sup>max</sup> (Z-C)	As <sup>max</sup> (Z-R)	choix	As <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	40*40	0	0	11,2	48	96	8T14	12,32
1 <sup>eme</sup>	40*40	0	0	11,2	48	96	8T14	12,32
2 <sup>eme</sup>	35*35	0	0	8,575	36,75	73,5	8T12	9,05
3 <sup>eme</sup>	30*30	0	0	6,3	27	54	8T12	9,05
4 <sup>eme</sup>	30*30	0,09	0	6,3	27	54	8T12	9,05
5 <sup>eme</sup>	30*30	0,96	0	6,3	27	54	8T12	9,05
6 <sup>eme</sup>	30*30	1,83	0	6,3	27	54	8T12	9,05
terr asc	30*30	1,41	0	6,3	27	54	8T12	9,05

**VI.4.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service CBA article A 4.5.3 [2]:**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :**  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$
- **Acier :**
  - Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
  - Fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$
  - Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

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 :

**Combinaison : G+Q**

a- ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

**Tableau VI.14.** Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveau	Section	Nser (kN)	Mser (kN.m)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s^-$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^-$ (MPa)	Obs
RDC	40*40	-790,02	6,475	S.E.C	48,6	201.63	6,12	15	Vérifié
1 <sup>eme</sup>	40*40	-648,22	18,468	S.E.C	28,3	201.63	6,12	15	Vérifié
2 <sup>eme</sup>	35*35	-535,01	11,747	S.E.C	33,7	201.63	6,38	15	Vérifié
	30*30	-429,4	-1,399	S.E.C	47,1	201.63	5,74	15	Vérifié
4 <sup>eme</sup>	30*30	-334,45	-1,346	S.E.C	36,2	201.63	4,52	15	Vérifié
5 <sup>eme</sup>	30*30	-242,41	-1,229	S.E.C	25,8	201.63	3,33	15	Vérifié
6 <sup>eme</sup>	30*30	-153	0,372	S.E.C	17	201.63	2,02	15	Vérifié
terr asc	30*30	-56,45	-9,946	S.E.C	-24,8	201.63	3,02	15	Vérifié

b- ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :**Tableau VI.15.** Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveau	Section	Mser (kN.m)	Nser (kN)	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s^-$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}^-$ (MPa)	Obs
RDC	40*40	15,139	-726,15	S,E,C	36,6	201.63	6,39	15	Vérifié
1 <sup>eme</sup>	40*40	-27,22	-621,02	S,E,C	34,6	201.63	4,62	15	Vérifié
2 <sup>eme</sup>	35*35	-18,695	-508,29	S,E,C	38	201.63	4,94	15	Vérifié
3 <sup>eme</sup>	30*30	-15,109	-401,75	S,E,C	12,5	201.63	8,34	15	Vérifié
4 <sup>eme</sup>	30*30	-16,596	-301,01	S.P.C	3,47	201.63	7,12	15	Vérifié
5 <sup>eme</sup>	30*30	-17,27	-151,88	S,P.C	-26,9	201.63	5,71	15	Vérifié
6 <sup>eme</sup>	30*30	-19,596	-107,84	S.P.C	-50,1	201.63	5,91	15	Vérifié
terr asc	30*30	-14,05	-49,19	S.E.C	-46,2	201.63	3,98	15	Vérifié

**VI.4.5. Vérification de l'effort tranchant :**

a-Vérification de la contrainte de cisaillement : selon CBA93 article A.5.1.1 [2]

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  poteau carré

$$\tau_u = \frac{1,4T_u}{\phi d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Poteau circulaire}$$

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 :

**\* Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1 [2]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2f_{c28}, 5\text{MPa})$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}, 4\text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**\* Selon le RPA 99 version 2003 : article 7.4.3.2 [3]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  .....si l'élanement  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  .....si l'élanement  $\lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

Avec :

$\lambda$  : L'élanement 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 :

**Tableau VI.16.** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Section	Tu (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	Pd	$\tau_u$ -RPA (MPa)	$\tau_u$ -BAEL (MPa)	Vérification
RDC	40*40	12,67	0,09	5,32	0,075	1,875	3.75	Vérifié
1 <sup>eme</sup>	40*40	24,15	0,16	5,32	0,075	1,875	3.75	Vérifié
2 <sup>eme</sup>	35*35	18,59	0,17	6,08	0,075	1,875	3.75	Vérifié

3 <sup>eme</sup>	30*30	14,04	0,17	7,09	0,075	1,875	3.75	Vérifié
4 <sup>eme</sup>	30*30	14,85	0,18	7,093	0,075	1,875	3.75	Vérifié
5 <sup>eme</sup>	30*30	15,84	0,19	7,093	0,075	1,875	3.75	Vérifié
6 <sup>eme</sup>	30*30	19,52	0,24	7,093	0,075	1,875	3.75	Vérifié
terr asc	30*30	12,05	0,15	7,093	0,075	1,875	3.75	Vérifié

#### VI.4.6. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du « **RPA99 version 2003[3]** », elles sont données comme suit :

\* Selon le **RPA99 version 2003 : Article 7.4.2.2 [3]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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 :

$S_t \leq \text{Min} (10\phi_1 ; 15) \text{ cm}$  ..... Zone nodale (zone I).

$S_t \leq 15 \phi_1$  ..... Zone courante (zone I).

$\phi_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$L_f = 0.7 L_0$  CBA article B 8.3.3 [2]

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400 \text{ MPa}$  (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau VI.17.** Espacements maximales selon RPA99.

Niveau	Section	Barres	$\Phi$ l (mm)	St (cm)	
				Z . N	Z . C
<b>RDC</b>	40*40	8T14	14	14	21
<b>1<sup>eme</sup></b>	40*40	8T14	14	14	21
<b>2<sup>eme</sup></b>	35*35	8T12	12	12	18
<b>3<sup>eme</sup></b>	30*30	8T12	12	12	18
<b>4<sup>eme</sup></b>	30*30	8T12	12	12	18
<b>5<sup>eme</sup></b>	30*30	8T12	12	12	18
<b>6<sup>eme</sup></b>	30*30	8T12	12	12	18
<b>terr asc</b>	30*30	8T12	12	12	18

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.18.** Choix des armatures transversales pour les poteaux .

Niveau	Section	lf (m)	Ag	Pa	Tu <sup>max</sup> (kN)	Zone	St (cm)	At <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	choix	As <sup>ado</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	40*40	2,13	5,32	2,5	12,67	N	10	0,1980	4T8	2,01
						C	15	0,3959	4T8	2,01
<b>1 Etage</b>	40*40	2,13	5,32	2,5	24,15	N	10	0,3773	4T8	2,01
						C	15	0,7547	4T8	2,01
<b>2 Etage</b>	35*35	2,13	6,08	2,5	18,59	N	10	0,3320	4T8	2,01
						C	15	0,4979	4T8	2,01
<b>3 Etage</b>	30*30	2,13	7,09	2,5	14,04	N	10	0,2925	4T8	2,01

						C	15	0,4388	4T8	2,01
4 Etage	30*30	2,13	7,09	2,5	14,85	N	10	0,3094	4T8	2,01
						C	15	0,4641	4T8	2,01
5 Etage	30*30	2,13	7,09	2,5	15,84	N	10	0,3300	4T8	2,01
						C	15	0,4950	4T8	2,01
6 Etage	30*30	2,13	7,09	2,5	19,52	N	10	0,4067	4T8	2,01
						C	15	0,6100	4T8	2,01
terr asc	30*30	2,13	7,09	2,5	12,05	N	10	0,2510	4T8	2,01
						C	15	0,3766	4T8	2,01

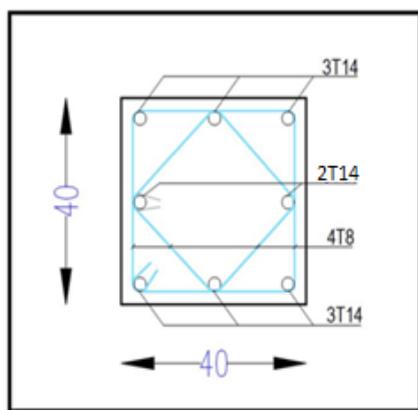
**VI.4.7. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 40\phi_1$  en zone I.

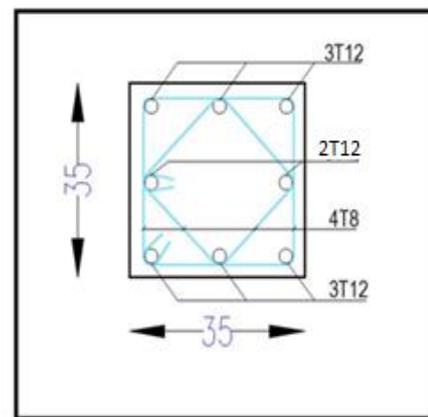
Pour :

- $\phi = 14\text{mm}$ ..... $L_r = 56\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm}$ ..... $L_r = 48\text{cm}$

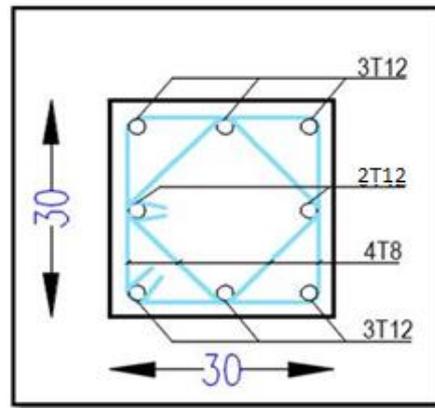
**VI.4.8 . Schéma de ferraillage des poteaux :**



**Figure VI.1** Schéma de ferraillage RDC et 1 étage 40\*40.



**Figure VI.2.** Schéma de ferraillage 2 étages 35\* 35.



**Figure VI.3.** Schéma de ferrailage  
les autres étages 30\* 30

### VI.5. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulés, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul « **ETABES [18]** », en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le « **RPA99/version 2003 [3]** » et le « **BAEL 91[1]** ».

1. Situation durable ELU : .....**1,35G+1,5Q** (CBA93 article 6.1.2.1)[2]
2. Situation accidentelle : .....**G+Q+E**

Les poutres sont étudiées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup>.

Poutres secondaires (30x30) cm<sup>2</sup>.

Pour le ferrailage on doit respecter les pourcentages d'acier donnés par « **RPA99/version 2003 [3]** » en zone I.

#### **VI.5.1. Recommandations selon RPA99 version 2003 article 7.5.2.1 [3]**

- 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  $40\varnothing$  en zone I.
- 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.5.2. Calcul de ferrailage :**

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens principal (poutre principale).
- Sens secondaire (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

#### **a. Situation durable :**

- **Combinaison 1.35G+1.5Q**

**Tableau VI.19.** Ferrailage des poutres principales (situation durable).

Niveau	Section	Position	$M^{\max}(\text{kN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_s'(\text{cm}^2)$
<b>RDC</b>	30 x 40	Travée	49,4	4,02	0
		Appui	-74,769	6,25	0
<b>1<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	49,169	4	0
		Appui	-77,536	6,51	0
<b>2<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	52,004	4,25	0
		Appui	-84,14	7,11	0
<b>3<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	53,348	4,36	0
		Appui	-91,259	7,78	0
<b>4<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	53,154	4,34	0
		Appui	-94,011	8,04	0
<b>5<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	52,037	4,25	0
		Appui	-96,028	8,23	0
<b>6<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	64,911	5,37	0
		Appui	-106,634	9,26	0
<b>terras asc</b>	30 x 40	Travée	12,798	1,01	0
		Appui	-3,909	0,3	0

**Tableau VI.20.** Ferrailage des poutres secondaire (situation durable).

Niveau	Section	Position	$M^{\max}(\text{kN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_s'(\text{cm}^2)$
<b>RDC</b>	30 x 30	Travée	11,335	1,23	0
		Appui	-22,005	2,44	0
<b>1<sup>ème</sup></b>	30 x 30	Travée	11,417	1,24	0
		Appui	-22,581	2,5	0
<b>2<sup>ème</sup></b>	30 x 30	Travée	14,777	1,61	0
		Appui	-22,581	2,5	0
<b>3<sup>ème</sup></b>	30 x 30	Travée	20,6	2,27	0
		Appui	-25,642	2,86	0
<b>4<sup>ème</sup></b>	30 x 30	Travée	25,782	2,87	0
		Appui	-31,262	3,52	0
<b>5<sup>ème</sup></b>	30 x 30	Travée	30,268	3,4	0
		Appui	-35,288	4,01	0
<b>6<sup>ème</sup></b>	30 x 30	Travée	26,622	2,97	0
		Appui	-38,724	4,43	0
<b>terras asc</b>	30 x 30	Travée	26,295	2,93	0
		Appui	-17,198	1,89	0

**b. Situation accidentelle : G+Q±E****Tableau VI.21.** Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	$M^{\max}(\text{kN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_s'(\text{cm}^2)$
<b>RDC</b>	30 x 40	Travée	36,683	2,54	0
		Appui	-61,313	4,33	0
<b>1<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	36,839	2,55	0
		Appui	-66,22	4,7	0
<b>2<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	38,888	2,7	0
		Appui	-72,27	5,15	0
<b>3<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	39,734	2,76	0
		Appui	-78,029	5,59	0
<b>4<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	40,894	2,84	0
		Appui	-80,364	5,76	0
<b>5<sup>ème</sup></b>	30 x 40	Travée	41,305	2,87	0
		Appui	-82,055	5,89	0

6 <sup>ème</sup>	30 x 40	Travée	48,129	3,37	0
		Appui	-86,156	6,21	0
terrass asc	30 x 40	Travée	13,123	0,89	0
		Appui	-15,436	1,05	0

**Tableau VI.22.** Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As'(cm <sup>2</sup> )
RDC	30 x 30	Travée	16,367	1,55	0
		Appui	-20,312	1,93	0
1 <sup>ème</sup>	30 x 30	Travée	24,723	2,37	0
		Appui	-30,215	2,91	0
2 <sup>ème</sup>	30 x 30	Travée	28,337	2,73	0
		Appui	-37,157	3,62	0
3 <sup>ème</sup>	30 x 30	Travée	31,611	3,06	0
		Appui	-43,074	4,23	0
4 <sup>ème</sup>	30 x 30	Travée	34,678	3,37	0
		Appui	-46,638	4,61	0
5 <sup>ème</sup>	30 x 30	Travée	36,15	3,52	0
		Appui	-47,923	4,75	0
6 <sup>ème</sup>	30 x 30	Travée	32,353	3,13	0
		Appui	-42,725	4,2	0
terrass asc	30 x 30	Travée	20,756	1,98	0
		Appui	-21,652	2,06	0

### VI.5.3. Choix des armatures :

**Remarque :** Plusieurs choix sur le ferrailage ont été faite, de telles manières à vérifier toutes les conditions

A fin de satisfaire la vérification à L'ELS nous avons été obligé d'augmenter la section d'armature en appuis.

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

#### 1- Sens principal :

**Tableau VI.23.** Choix des armatures pour les poutres principal.

Niveau	Position	As max	As max	As min	As cal (cm <sup>2</sup> )	Choix D'armature	As adp
		Z.C	Z.R	RPA			(cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	48	72	6	4,02	5T12	5,65
	Appui				6,25	3T14+2T16	8,64
1 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	4	5T12	5,65
	Appui				6,51	3T14+2T16	8,64
2 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	4,25	3T12+2T14	6,47
	Appui				7,11	3T12+3T16	9,42
3 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	4,36	3T12+2T14	6,47
	Appui				7,78	3T14+3T16	10,65
4 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	4,34	3T12+2T14	6,47
	Appui				8,04	3T14+3T16	10,65
5 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	4,25	3T12+2T14	6,47
	Appui				8,23	6T16	12,06
6 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	5,37	3T12+2T16	7,41
	Appui				9,26	3T16+2T20	12,32
terras asc	Travée	48	72	6	1,01	3T12	3,39
	Appui				4.18	3T12	3,39

**2-Sens secondaire****Tableau VI.24.** Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Niveau	Position	As max	As max	As min	As cal (cm <sup>2</sup> )	Choix D'armature	As adp
		Z.C	Z.R	RPA			(cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	36	54	4.5	1,55	3T12	3,39
	Appui				2,44	3T12	3,39
1 <sup>ème</sup>	Travée	36	54	4.5	2,37	3T12	3,39
	Appui				2,91	3T12	3,39
2 <sup>ème</sup>	Travée	36	54	4.5	2,73	3T12	3,39
	Appui				3,62	3T12	3,39
3 <sup>ème</sup>	Travée	36	54	4.5	3,06	3T12	3,39
	Appui				4,23	5T2	5,65

4 <sup>ème</sup>	Travée	36	54	4.5	3,37	5T2	5,65
	Appui				4,61	5T2	5,65
5 <sup>ème</sup>	Travée	36	54	4.5	3,52	5T2	5,65
	Appui				4,75	5T2	5,65
6 <sup>ème</sup>	Travée	36	54	4.5	3,13	5T2	5,65
	Appui				4,43	3T12+2T14	6,47
terras asc	Travée	36	54	4.5	2,93	5T2	5,65
	Appui				2,06	3T12	3,39

#### **VI.5.4. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

**Tableau VI.25.** Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(choisi)}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x40	9,42	1,45	Vérifiée
30x40	8,64	1,45	Vérifiée
30x40	8,01	1,45	Vérifiée
30x40	7,41	1,45	Vérifiée
30x40	6,88	1,45	Vérifiée
30x40	6,78	1,45	Vérifiée
30x40	6,47	1,45	Vérifiée
30x30	5,66	1,09	Vérifiée
30x30	4,62	1,09	Vérifiée

#### **VI.5.5. Vérification vis-à-vis de L'ELS :**

##### **1- Sens principal :**

- Combinaison G+Q

Tableau VI.26. Vérification des poutres principales.

Section	Position	$M_{ser}$ (kNm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC	Travée	35,817	6,07	15	-191,9	201,63	Oui
	Appui	-54,208	7,95		-194,2		
1 <sup>ème</sup>	Travée	35,649	6,04	15	-191	201,63	Oui
	Appui	-56,212	8,24		-201,4		
2 <sup>ème</sup>	Travée	37,711	6,1	15	-177,7	201,63	Oui
	Appui	-61,007	8,7		-201,4		
3 <sup>ème</sup>	Travée	38,688	6,25	15	-182,3	201,63	Oui
	Appui	-66,178	9,08		-194,6		
4 <sup>ème</sup>	Travée	38,55	6,23	15	-181,6	201,63	Oui
	Appui	-68,177	9,35		-200,5		
5 <sup>ème</sup>	Travée	37,718	6,1	15	-177,7	201,63	Oui
	Appui	-69,643	9,19		-182,2		
6 <sup>ème</sup>	Travée	47,532	7,33	15	-196,9	201,63	Oui
	Appui	-77,922	10,2		-200		
terrass asc	Travée	9,319	1,91	15	-81,4	201,63	Oui
	Appui	-2,845	0,58		-24,8		

Sens secondaire :

- Combinaison G+Q

Tableau VI.27. Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Section	Position	$M_{ser}$ (kNm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
RDC	Travée	8,396	<b>2,87</b>	15	<b>-101,8</b>	201,63	Oui
	Appui	-16,104	<b>5,5</b>		<b>-195,3</b>		
1 <sup>ème</sup>	Travée	8,456	<b>2,89</b>	15	<b>-102,5</b>	201,63	Oui
	Appui	-16,527	<b>5,65</b>		<b>-200,4</b>		
2 <sup>ème</sup>	Travée	10,719	<b>3,66</b>	15	<b>-130</b>	201,63	Oui
	Appui	-16,527	<b>5,65</b>		<b>-200,4</b>		
3 <sup>ème</sup>	Travée	14,961	<b>5,11</b>	15	<b>-181,4</b>	201,63	Oui
	Appui	-18,698	<b>5,34</b>		<b>-139,5</b>		
4 <sup>ème</sup>	Travée	18,736	<b>5,35</b>	15	<b>-139,8</b>	201,63	Oui
	Appui	-22,797	<b>6,51</b>		<b>-170,1</b>		

5 <sup>ème</sup>	Travée	22,006	6,28	15	-164,2	201,63	Oui
	Appui	-25,731	7,35		-192		
6 <sup>ème</sup>	Travée	19,373	5,53	15	-144,6	201,63	Oui
	Appui	-28,281	7,72		-185,7		
terras asc	Travée	19,167	5,47	15	-143	201,63	Oui
	Appui	-12,537	4,28		-152		

### VI.5.6. Vérification de l'effort tranchant

#### a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.  $\bar{\tau}_u$

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

\* Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1 [2]

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2f_{c28}, 5\text{MPa})$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}, 4\text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**Tableau VI.28.** Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC	30x40	-93,29	0,840	3,75	OK
	30x30	35,41	0,437	3,75	OK
1	30x40	-94,19	0,849	3,75	OK
	30x30	37,37	0,461	3,75	OK
2	30x40	-97,52	0,879	3,75	OK
	30x30	38,62	0,477	3,75	OK
3	30x40	-100,45	0,905	3,75	OK
	30x30	40,06	0,495	3,75	OK

4	30x40	-101,34	0,913	3.75	OK
	30x30	41,55	0,513	3.75	OK
5	30x40	-101,69	0,916	3.75	OK
	30x30	46,73	0,577	3.75	OK
6	30x40	-116,16	1,046	3.75	OK
	30x30	-53,14	0,656	3.75	OK
terras asc	30x40	-15,8	0,142	3.75	OK
	30x30	49	0,605	3.75	OK

### Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance  $FeE40$  ( $f_e=400MPa$ ).

- Selon le CBA93 article A.5.1.2.2 [2]:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2 [3]:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 0,86\text{cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.29.** Calcul des armatures transversales.

Sens	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup>		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC		
<b>Principal</b>	-116,16	1,046	33,3	10	20	10	15	1,35	4T8
<b>Secondaire</b>	-53,14	0,656	24,3	7,5	15	7	15	1,35	4T8

**VI.5.7. Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub>=40Ø (zone I). RPA99v2003 article 7.5.2.1 [3]

L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

- Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=64cm
- Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=56cm

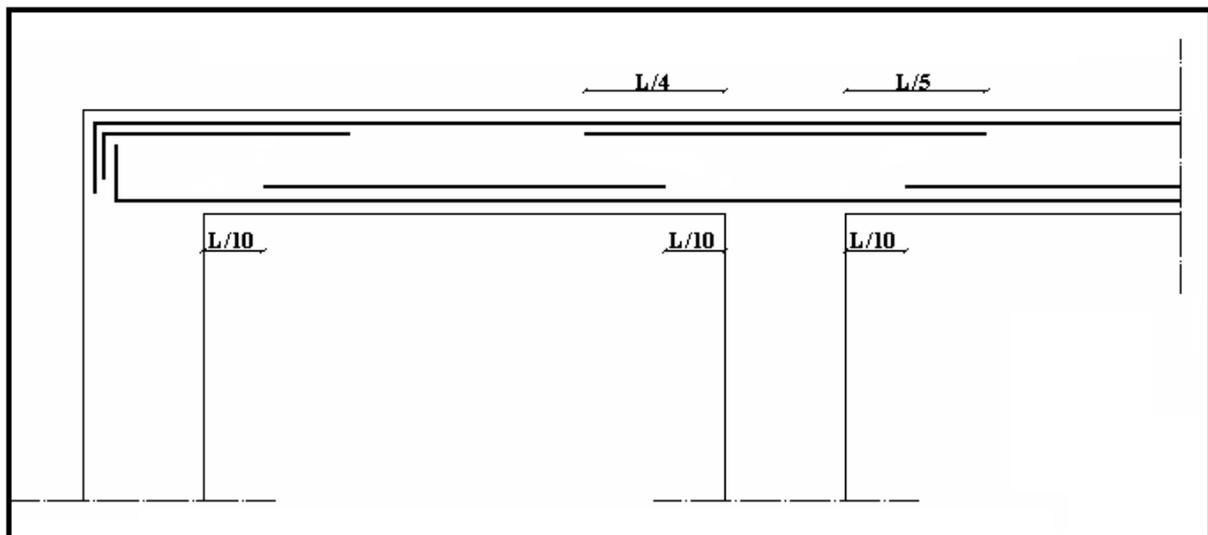
**VI.5.8. Arrêt des barres :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{MAX}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec :

L=max(L<sub>gauche</sub> ; L<sub>droite</sub>)



**Figure.VI.4.** arrêt de barres forfaitaire

**VI.5.9. Vérification de la flèche : CBA93 article B.6.5.2 [2]**

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ .

Tel que : Poutre principale :  $\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,77 \text{ cm}$  ( $L = 5,3 \text{ m} > 5 \text{ m}$ )

Poutre secondaire :  $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,68 \text{ cm}$  ( $L = 3,38 \text{ m} < 5 \text{ m}$ )

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longue durée.

**- Position de l'axe neutre "y<sub>1</sub>" :**

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène "I<sub>0</sub>" :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

**- 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 :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad , \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau VI.30.** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Sens	M <sub>ser</sub> KN.m	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
Principal	47,53	7,41	21,44	0,007	173,36	3,14	1,25	0,45	135577,39	61427,80	86293,21
secondaire	22,00	5,65	16,03	0,007	144,25	3,01	1,20	0,40	58255,91	29072,31	39317,36

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 6,5mm \quad (L = 5,2m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 2.36mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 7,26mm \langle \bar{f} = 10,3mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 2,69mm \quad (L = 3,38m)$$

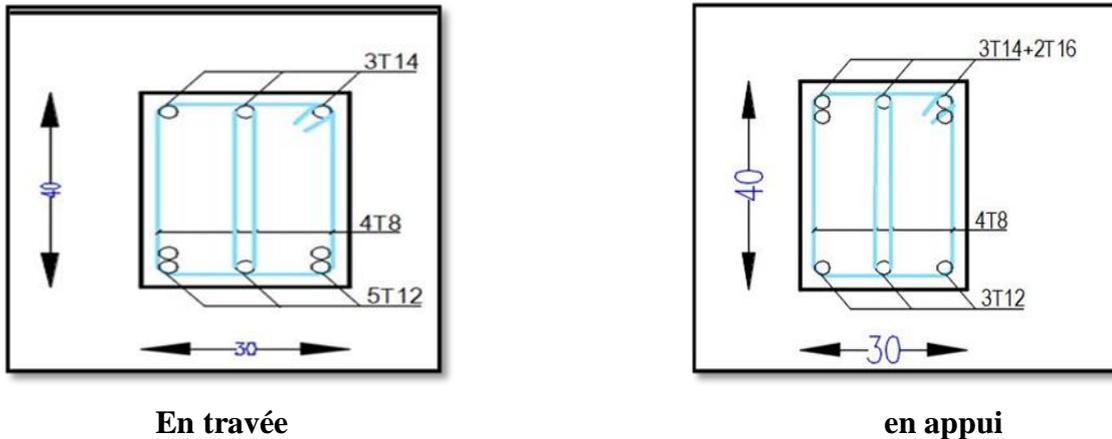
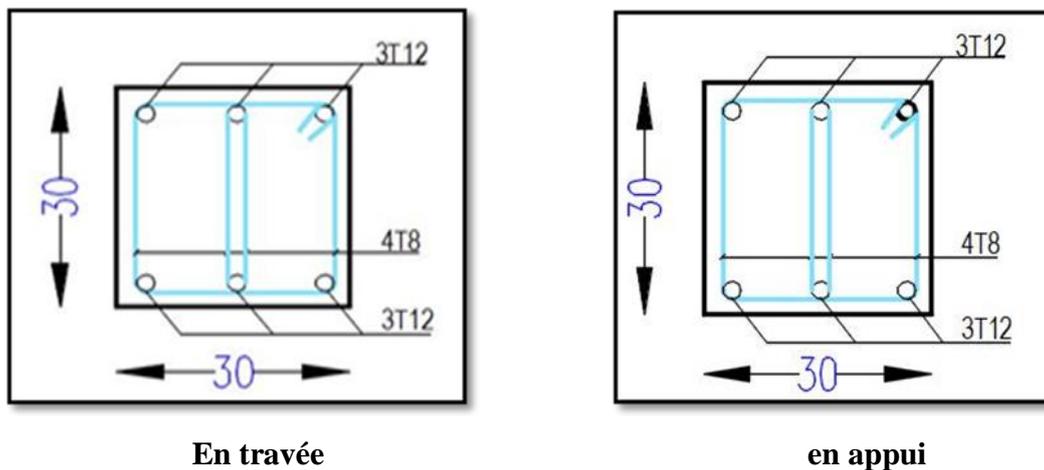
- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 5,91mm$$

$$\Delta f_{T2} = f_{v2} - f_{i2} = 3,22mm \langle \bar{f} = 6,8mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Tableau VI.31.** Tableau récapitulatif Vérification de la flèche.

Section	$f_v$ (mm)	$f_i$ (mm)	$f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Observation
30x40	13,77	6,5	7,26	10,3	Vérifié
30x30	5,91	2,69	3,22	6,8	Vérifié

**VI.5.10. Schémas de ferrailage des poutres :****Poutres principales :****Figure VI.5.** Ferrailage en travée et en appui poutre porteuse 30\*40 RDC**Poutres secondaires :****Figure VI.6.** Ferrailage en travée et en appui poutre non porteuse 30\*30 RDC**VI.6. Ferrailage des voiles****VI.6.1. Introduction :**

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

- **Les armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %

- **Les armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à  $10\phi$ .

- **L'espacement :**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$St \leq \min (1,5a ; 30\text{cm})$$

Avec :

a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

### **VI.6.2. Méthode de ferraillage des voiles :**

On calcul les contraintes max et min par la formule de **NAVIER** 
$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferraillage en à 3 cas :

#### **1<sup>ere</sup>cas :**

- Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ .....la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ( $A_{\min}=0,2\%a.l$ )

#### **2<sup>eme</sup>cas :**

- Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ .....la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$
- La section des armatures verticales  $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare  $A_v$  avec la section minimale exigée par « **RPA 2003 [3]** » :

- 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  $A_v$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

$$A_h = 0,15\% .a.100 (1\text{ml})$$

#### **3<sup>eme</sup>cas :**

- Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ **Armature horizontale :**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (**RPA 2003 articles 7.7.2**) [3]

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$  : Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par « **RPA 2003 [3]** » :

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\%a.1m$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\%a.1m$$

▪ **L'espacement** : d'après le « **RPA 2003 [3]** »  $S \leq (1,5a ; 30cm)$

-Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- $40\phi$   les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- $20\phi$   les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des 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 :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec :  $\bar{V} = 1,4V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

▪ **Armatures transversales :**

Les armature transversales perpendiculaire au face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

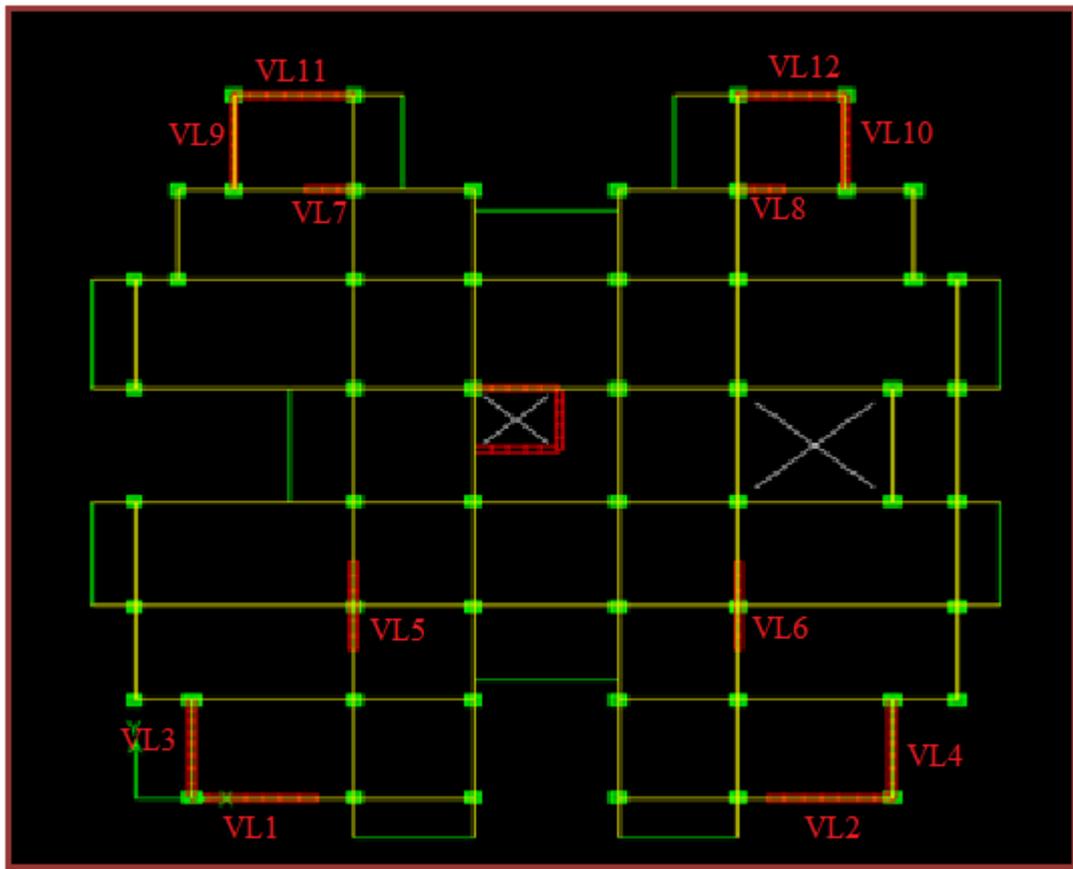


Figure VI.7. Disposition des voiles

### VI.6.3. Ferrailage des voiles sous : $(0,8G \pm E)$

#### VI.6.3.1. Premier type : voile en L (vl3)

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec:

- $A = 0,76\text{m}^2$
- $V = 1,86\text{m}$
- $V' = 1,54\text{m}$
- $I = 0,1978\text{m}^4$
- $N = 1853,93\text{kN}$
- $M = 1771,096\text{kN.m}$
- $T = 307,95\text{kN}$

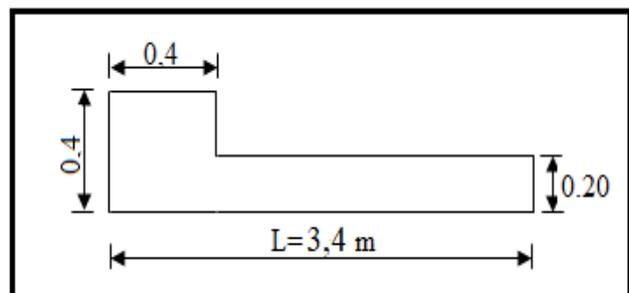


Figure VI.8. Vue en plan du voile plein en L.

#### ▪ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[ \frac{1853,93}{0,76} + \frac{1771,096 \times 1,86}{0,1978} \right] \cdot 10^{-3} = 6,47\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{1853,93}{0,76} - \frac{1771,096 \times 1,86}{0,1978} \right] \cdot 10^{-3} = -1,59 \text{ MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent  $\longrightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

▪ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q±E)**

$$N = -2147,71 \text{ KN}$$

$$M = -1779,289 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{-2147,71}{0,76} - \frac{1779,289 \times 1,86}{0,8172} \right] \cdot 10^{-3} = -6,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{-2147,71}{0,76} + \frac{1779,289 \times 1,86}{0,8172} \right] \cdot 10^{-3} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = -6,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_2 = 1,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{1,59}{1,59 + 6,47} \times 3,4$$

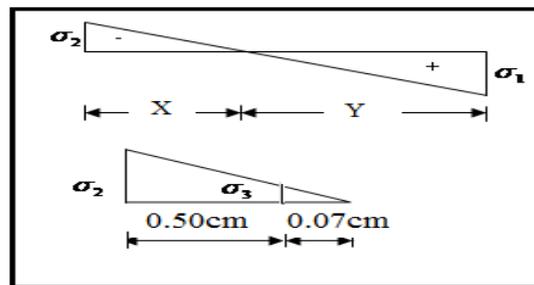
$$X = 0,67 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 3,4 - 0,67 = 2,73 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



▪ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{1,59 \times (0,67 - 0,4)}{0,67} = -0,64 \text{ MPa}$$

▪ **Détermination des armatures verticales :**

✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left( \frac{1,59 + 0,64}{2} \right) \cdot 0,4 \times 0,4 \times 10^3 = 390,30 \text{ kN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{390,30 \times 10}{400} = 9,76 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 0,64 \times (0,67 - 0,40) \times 0,20 \times 10^3 = 17,45 \text{ kN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{17,45 \times 10}{400} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 9,76 + 0,43$$

$$A_t = 10,19 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul d'Avj :** On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 307,95 \times 10}{400} \times \frac{0,67}{2} = 2,34 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature :**  $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 10,19 + 2,34 = 12,53 \text{ cm}^2$ 

D'après le « RPA 2003 ...[3] » :

$$A_{Total} = 12,53 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 0,20 \times 0,67 \times 10^4 = 2,68 \text{ cm}^2 \dots CV$$

▪ **Détermination des armatures horizontales :**➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 307,95 \times 10}{20 \times 0,9 \times 340} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon « RPA 2003 article 7.7.4.2 [3] » :**

$$\tau_b = 0,70 \text{ MPa} \geq \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(4T10) = 6,28 \text{ cm}^2 \quad S_h = 25 \text{ cm}$$

▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

▪ **Choix d'armature :**

$$\blacklozenge \text{ le poteau : on prend } A_p = 8T12 = 9,05 \text{ cm}^2 .$$

$$\blacklozenge \text{ la zone voile : } \begin{cases} A_{V_{poteau}} = 2(6T10) = 9,42 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm}) \\ A_{V_{extrimité}} = 2(6T10) = 9,42 \text{ cm}^2 (S_v = 20 \text{ cm.}) \end{cases}$$

$$\blacklozenge \text{ La zone courante : } A_c = 2(7T10) = 11 \text{ cm}^2. \quad S_c = 20 \text{ cm}$$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,73 - 0,67) \times 10^4 = 8,24 \text{ cm}^2$$

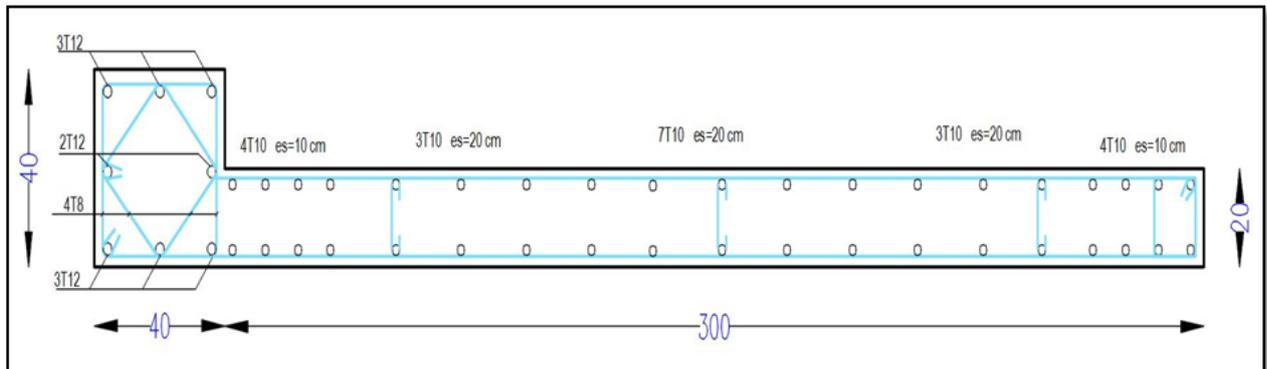


Figure VI.9. Schéma de ferrailage de voile en L

**VI.6.3.2. Deuxième Type : Voile pleine en U (vl 2) :**

$$A = 0,854 \text{ m}^2$$

$$V = 1,74 \text{ m}$$

$$V' = 1,73 \text{ m}$$

$$I = 1,0755 \text{ m}^4$$

$$N = 1986,28 \text{ kN}$$

$$M = 2505,693 \text{ kN.m}$$

$$T = 298,76 \text{ kN}$$

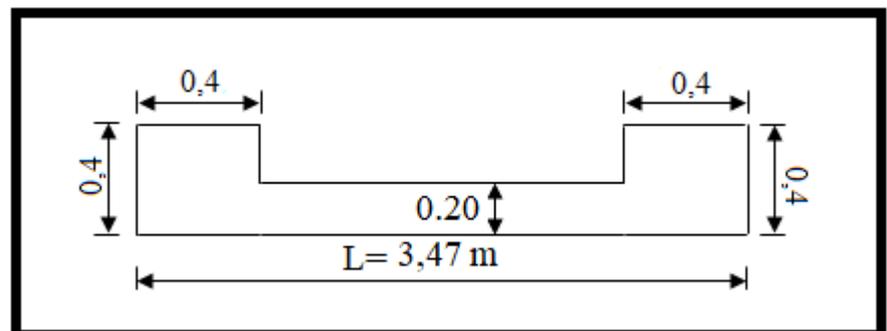


Figure VI.10. Vue en plan du voile plein en U

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[ \frac{1986,28}{0,845} + \frac{2505,69 \times 1,74}{1,0755} \right] \cdot 10^{-3} = 6,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{1986,28}{0,845} - \frac{2505,69 \times 1,74}{1,0755} \right] \cdot 10^{-3} = -1,73 \text{ MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent ➡ donc la section est partiellement comprimée

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)**

$$N = -2257,82 \text{KN}$$

$$M = -2525,016 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{2257,82}{0,854} + \frac{525,016 \times 1,74}{1,0755} \right] \times 10^{-3} = -6,73 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{2257,82}{0,854} - \frac{2525,016 \times 1,74}{1,0755} \right] \times 10^{-3} = 1,44 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = -6,73 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_2 = 1,44 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{1,73}{1,73 + 6,38} \times 3,47$$

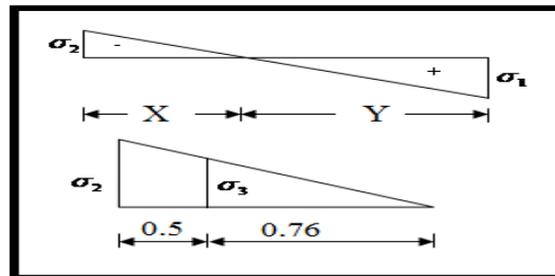
$$X = 0,74 \text{m}$$

$$Y = L - X = 3,47 - 0,74 = 2,73 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

▪ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{1,73 \times (0,74 - 0,4)}{0,74} = -0,79 \text{ MPa}$$

▪ **Détermination des armatures**▪ **verticales :**✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left( \frac{1,73 + 0,79}{2} \right) \cdot 0,4 \times 0,4 \times 1000 = 372,14 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{372,13 \times 10}{400} = 9,30 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \times 0,79 \times (0,74 - 0,4) \times 0,20 \times 10^3 = 26,94 \text{ kN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{26,94 \times 10}{400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 9,98 \text{ cm}^2$$

- **Calcul d'Avj :** On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 298,76 \times 10}{400} \times \frac{0,74}{3,47} = 2,45 \text{ cm}^2$$

- **Section total d'armature :**  $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 12,43 \text{ cm}^2$

D'après le « RPA 2003 [3] » :

$$A_{Total} = 12,43 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 0,20 \times 0,74 \times 10^4 = 2,96 \text{ cm}^2 \dots CV$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

- **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 298,76 \times 10}{20 \times 0,9 \times 347} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

- **Le pourcentage minimal selon « RPA 2003 [3] » :**

$$\tau_b = 1,10 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2 \quad S_h = 25 \text{ cm}$$

- **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a \cdot (Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,73 - 0,74) \times 10^4 = 7,96 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

- ◆ **Les poteaux :**  $8T12 = 9,05 \text{ cm}^2$

- ◆ **La zone poteau voile :**  $2(7T10) = 11 \text{ cm}^2$  ;  $S_v = 10 \text{ cm}$ .

$$2(7T10) = 11 \text{ cm}^2 \quad ; S_v = 12 \text{ cm}.$$

- ◆ **La zone courante :**  $2(4T10) = 6,28 \text{ cm}^2$  ;  $S_c = 20 \text{ cm}$

**N.B :** Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale

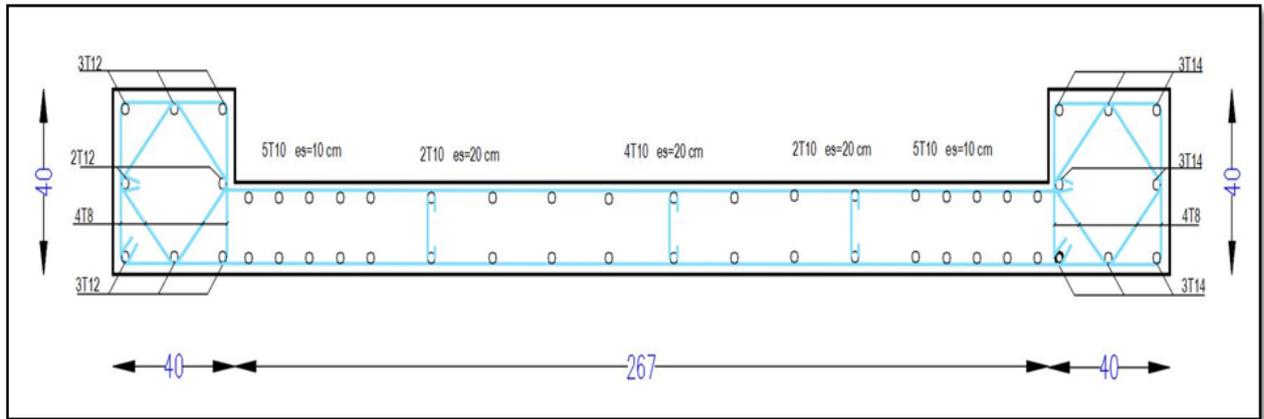


Figure VI.11. Schéma de ferrailage du voile en forme U

### VI.6.3.3. Premier type : voile en T (vl3)

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec:  $A = 0,68\text{m}^2$   
 $V = 1,5\text{m}$   
 $V' = 1,5\text{m}$   
 $I = 0,4511\text{m}^4$   
 $N = 1173,29\text{kN}$   
 $M = 1130,45\text{kN.m}$   
 $T = 203,54\text{kN}$

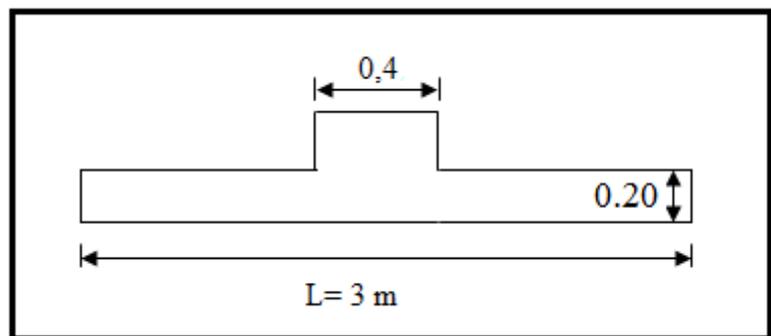


Figure VI.12. Vue en plan du voile plein en T

#### ▪ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[ \frac{1173,29}{0,68} + \frac{1130,45 \times 1,5}{0,45} \right] \cdot 10^{-3} = 5,48\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{1173,29}{0,68} - \frac{1130,45 \times 1,5}{0,45} \right] \cdot 10^{-3} = -2,03\text{MPa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent  $\longrightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

#### ▪ Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q ± E)

$M = 1130,73\text{KN.m}$

$N = 1661,9\text{KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{1661,9}{0,68} + \frac{1130,73 \times 1,5}{0,45} \right] \cdot 10^{-3} = -6,20\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{1661,9}{0,68} - \frac{1130,73 \times 1,5}{0,45} \right] \cdot 10^{-3} = 1,32\text{MPa}$$

$$\sigma_1 = -6,20 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\sigma_2 = 1,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{2,03}{2,03 + 5,48} \times 3$$

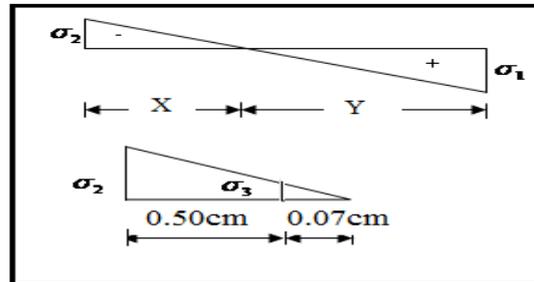
$$X = 0,81 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 3 - 0,81 = 2,19 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



▪ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-2,03 \times (0,81 - 0,4)}{0,81} = -1,03 \text{ MPa}$$

▪ **Détermination des armatures verticales :**

✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left( \frac{2,03 + 1,03}{2} \right) \cdot 0,4 \times 0,4 \times 10^3 = 276,068235 \text{ kN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{276,07 \times 10}{400} = 6,90 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \times 1,03 \times (0,81 - 0,40) \times 0,20 \times 10^3 = 42,43 \text{ kN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{42,43 \times 10}{400} = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 6,9 + 1,06$$

$$A_t = 7,96 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de  $A_{Vj}$  :** On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\overline{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 203,54 \times 10}{400} \times \frac{0,81}{2} = 2,11 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature :**  $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 7,96 + 2,11 = 10,08 \text{ cm}^2$

**D'après le RPA 2003 :**

$$A_{Total} = 12,53cm^2 > A_{min} = 0,2\% .a.X_{tendu} = 0,2\% \times 0,20 \times 0.81 \times 10^4 = 3.24cm^2 \dots CV$$

▪ **Détermination des armatures horizontales :**

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} = \frac{1,4.V}{a.0,9L} = \frac{1.4 \times 203.54 \times 10}{20 \times 0.9 \times 300} = 0.53MPa$$

$$\tau_b = 0.53MPa < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon « RPA 2003 article 7.7.4.2 [3] »:**

$$\tau_b = 0.53MPa \leq \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0.625MPa$$

$$A_h \geq 0,15\% .a.1m = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3cm^2$$

On prend :  $A_h = 2(3T10) = 4.71cm^2$        $S_h = 25cm$

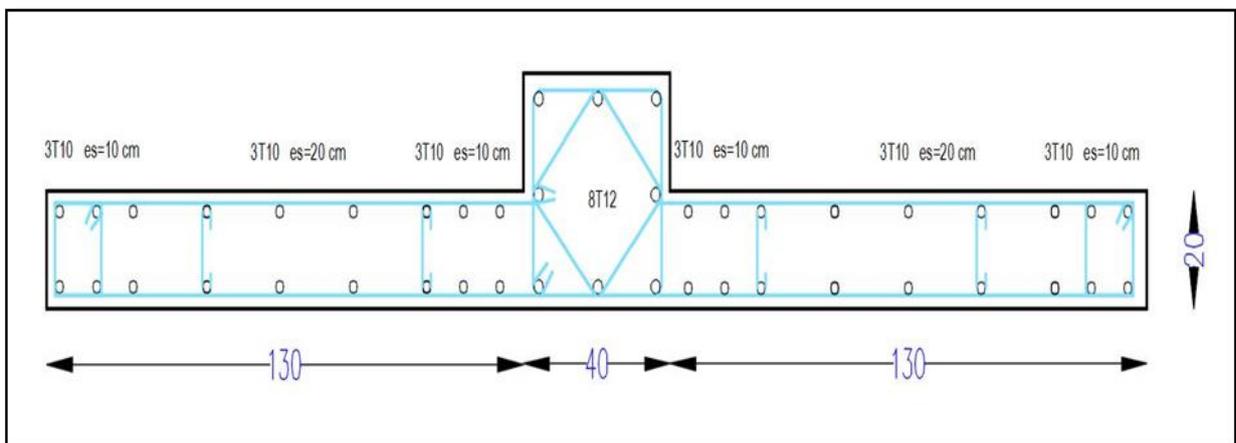
▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min (1,5a = 30cm; 30cm) = 20cm$$

▪ **Choix d'armature :**

◆ **le poteau :** on prend  $A_p = 8T12 = 9,05 cm^2$  .

◆ **la zone voile :**  $\begin{cases} A_{v_{gauche}} = 2(9T10) = 14,14cm^2 (S_v = 20cm) \\ A_{v_{droit}} = 2(9T10) = 14,14cm^2 (S_v = 20cm.) \end{cases}$



**Figure VI.13.** Schéma de ferraillage de voile en T

**VI.6.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles pour e=0.2m (RDC):**

a) Sens longitudinal : (xx)

**1. Caractéristiques et efforts :****Tableau VI.32.** Caractéristique des voiles du sens xx et calcule des contrainte.

Voile	L (m)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V (m)	V' (m)	M (kN.m)	N (kN)	T (kN)	$\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Obs.
VL1	3,4	0,76	0,8172	1,86	1,54	1771,09	1853,93	307,95	6,47	-1,59	SPC
VL2	3,4	0,76	0,8172	1,86	1,54	1765,36	1852,64	311,24	6,46	-1,58	SPC
VL7	1,4	0,36	0,0624	0,81	0,59	194,06	731,97	44,49	4,55	-0,49	SPC
VL8	1,4	0,36	0,0624	0,81	0,59	190,19	760,01	45,97	4,58	-0,36	SPC
VL11	3,47	0,854	1,0755	1,74	1,73	2505,69	1986,28	298,76	6,38	-1,73	SPC
VL12	3,15	0,79	0,8256	1,57	1,58	2006,09	1991,19	260,03	6,34	-1,29	SPC

**Tableau VI.33.**effort et sections d'armature dans les voiles.

Voile	$\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	X (m)	Y (m)	F1 (kN)	F2 (kN)	Fe (MPa)	Av1 (cm <sup>2</sup> )	AV2 (cm <sup>2</sup> )	AVJ (cm <sup>2</sup> )
VL1	6,47	-1,59	-0,64	0,67	2,73	178,80	17,45	400	4,47	0,44	2,34
VL2	6,46	-1,58	-0,63	0,67	2,73	177,23	17,06	400	4,43	0,43	2,36
VL7	4,55	-0,49	0,95	0,14	1,26	115,16	25,27	400	2,88	0,63	0,17
VL8	4,58	-0,36	1,05	0,10	1,30	112,87	31,44	400	2,82	0,79	0,13
VL11	6,38	-1,73	-0,79	0,74	2,73	201,71	26,94	400	5,04	0,67	2,45
VL12	6,34	-1,29	-0,33	0,53	2,62	129,59	4,37	400	3,24	0,11	1,70

**2. Ferrailage :****Tableau VI.34.** Choix d'armature des voiles du sens xx.

Voile	Atot (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				Zone voile	Extrémité	
VL1	7,25	2,69	8 T 12	2x(6T10)	2x(6T10)	2x(7T10)
VL2	7,21	2,67	8 T 12	2x(6T10)	2x(6T10)	2x(7T10)
VL7	3,68	0,54	8 T 12	2x(2T10)	2x(2T10)	2x(3T10)
VL8	3,74	0,41	8 T 12	2x(2T10)	2x(2T10)	2x(3T10)
VL11	8,17	2,96	8 T 12	2x(7T10)	2x(7T10)	2x(4T10)
VL12	5,05	2,14	8 T 12	2x(5T10)	2x(5T10)	2*(6T10)

## b) Sens transversal : (yy)

## 1. Caractéristiques et efforts :

Tableau VI.35. Caractéristique des voiles du sens xx et calcule des contrainte.

Voile	L (m)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V (m)	V' (m)	M (kN.m)	N (kN)	T (kN)	$\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Obs.
VL5	3	0,68	0,4511	1,5	1,5	1130,45	1173,29	203,54	5,48	-2,03	SPC
VL6	3	0,68	0,4511	1,5	1,5	1130,487	1154,89	203,38	5,46	-2,06	SPC

Tableau VI.36. effort et sections d'armature dans les voiles.

voile	$\sigma_1$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	X (m)	Y (m)	F1 (kN)	F2 (kN)	Fe (MPa)	Av1 (cm <sup>2</sup> )	AV2 (cm <sup>2</sup> )	AVJ (cm <sup>2</sup> )
VL5	5,48	-2,03	-1,03	0,81	2,19	245,18	42,43	400	6,13	1,06	2,12
VL6	5,46	-2,06	-1,06	0,82	2,18	249,52	44,69	400	6,24	1,12	2,15

Tableau VI.37. Choix d'armature des voiles du sens yy.

Voile	Atot	Amin	Zone poteaux	Zone voile	
	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )		Zone voile	Extrémité
VL5	9,31	3,25	8T12	2x(10T10)	2x(10T10)
VL6	9,50	3,29	8T12	2x(10T10)	2x(10T10)

## VI.6.5. Vérification de La contrainte de cisaillement (e=0.2m)

Tableau VI.38. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens xx.

Voile	L(m)	e(m)	T(kN)	$\tau_b$ (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs.
VL1	3,4	0,2	307,95	0,70	5	Ok
VL2	3,4	0,2	311,24	0,71	5	Ok
VL7	1,4	0,2	44,49	0,25	5	Ok
VL8	1,4	0,2	45,97	0,26	5	Ok
VL11	3,47	0,2	298,76	0,67	5	Ok
VL12	3,15	0,2	260,03	0,64	5	Ok

**Tableau VI.39.** Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles du sens yy.

Voile	L(m)	e(m)	T(kN)	$\tau_b$ (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ (Mpa)	Obs.
VL5	3	0,2	203,54	0,53	5	Ok
VL6	3	0,2	203,38	0,53	5	Ok

**VI.6.6. Caractéristiques et ferraillage du noyau :****1. Caractéristiques et efforts :****Tableau VI.40.** Caractéristique du noyau et calcul des contraintes.

Noyau	L(m)	A(m <sup>2</sup> )	I(m <sup>4</sup> )	V(m)	V''(m)	M(Kn.m)	N(kN)	T(kN)
	6,4	1,16	0.8999	1	1	-2197,867	-2443,55	290,85

**2. Ferraillage :****Tableau VI.41.** Choix d'armature du voile.

(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	observation	As(cm <sup>2</sup> )	As Ad(cm <sup>2</sup> )
4,55	-0,34	-0,02	SPC	1,48	2x(34T10)

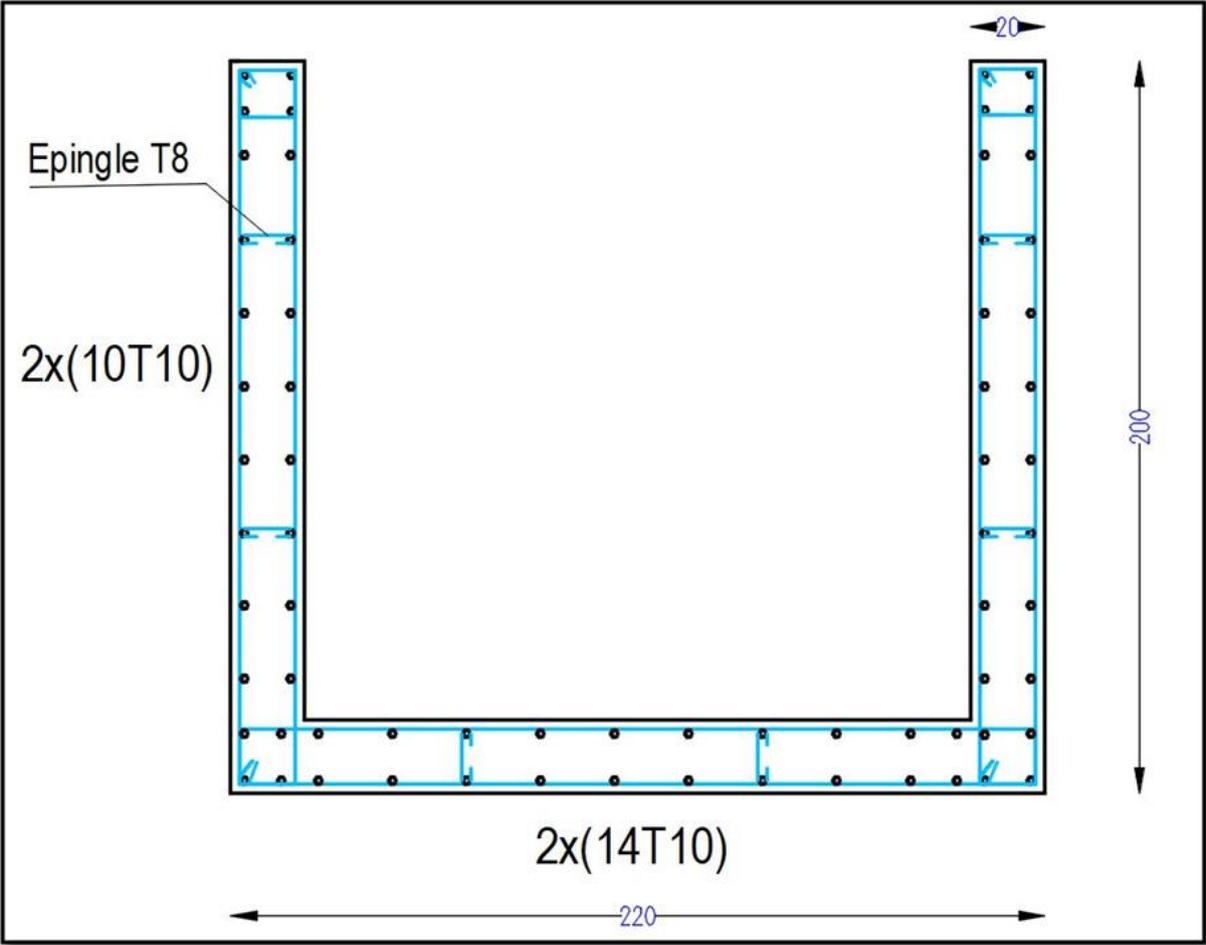


Figure .VI.14.Ferraillage du noyau



# Chapitre VII

## Etude des fondation



## VII. Etude de fondation

### VII.1. Introduction :

La fondation est l'élément par le biais duquel les charges de la superstructure sont transmises au sol. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

Il existe plusieurs types de fondations. La sélection se fait selon la capacité portante du sol, les Charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et l'économie du Projet.

### VII.2. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

### VII.3. Voile périphérique :

Selon le règlement « **RPA 2003 [3]** » les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

#### VII.3.1. Dimensionnement et ferrailage du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur  $\geq 15cm$

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimal des armatures et de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend  $e = 20cm$  (L'épaisseur du voile périphérique)

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

#### 1. Armatures verticales :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2cm^2$$

$$A_v = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement :  $e = 25 \text{ cm}$
- Armatures horizontales :

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement :  $e = 25 \text{ cm}$

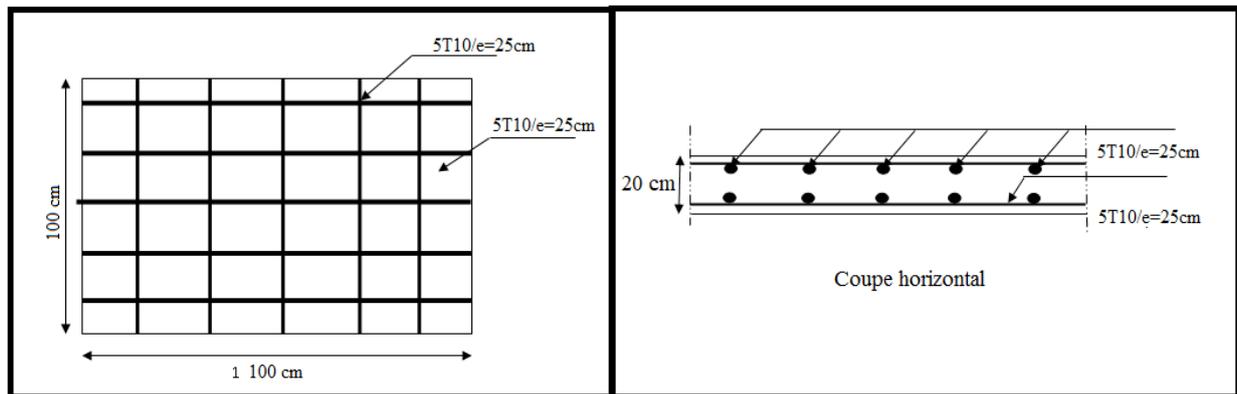


Figure VII.1.ferrailage du voile périphérique

#### VII.4. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 4 bars (cas d'absence des essais « RPA Article 3.3.3 [3] »

Selon le « RPA 99v2003 Article 10.1.4.1 [3] »

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

Outres ces combinaisons le « CBA 93 (Article B 9.2) [2] » préconise cette combinaison :

$$1.35G+1.5Q_B$$

##### VII.4.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :  $a = b$  donc  $A = B \Rightarrow S = A^2$

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.1.** Effort normal appliqué sur les fondations.

Point	FZ	A (m)	A choisi (m)
C 1	530,27	1,15	1,15
C 2	652,08	1,28	1,3
C 3	513,64	1,13	1,15
c 4	528,45	1,15	1,15
C 5	682,95	1,31	1,35
C 6	529,94	1,15	1,15
C 7	721,08	1,34	1,35
C 8	338,29	0,92	1
C 9	654,01	1,28	1,3
C 10	575,47	1,20	1,2
C 11	579,93	1,20	1,2
C 12	634,72	1,26	1,3
C 13	727,05	1,35	1,35
C 14	328,64	0,91	1
C 15	756,51	1,38	1,4
C 16	650,39	1,28	1,3
C 17	655,49	1,28	1,3
C 18	877,16	1,48	1,5
C 19	795,94	1,41	1,45
C 20	339,63	0,92	1
C 21	499,36	1,12	1,15
C 22	769,95	1,39	1,4
C 23	758,72	1,38	1,4
C 24	631,75	1,26	1,3
C 25	670,76	1,29	1,3
C 26	716,47	1,34	1,35
C 27	718,06	1,34	1,35
C 28	748,07	1,37	1,4

<b>C 29</b>	638,52	1,26	1,3
<b>C 30</b>	769,84	1,39	1,4
<b>C 31</b>	769,33	1,39	1,4
<b>C 32</b>	748,61	1,37	1,4
<b>C 33</b>	743,66	1,36	1,4
<b>C 34</b>	331,22	0,91	1
<b>C 35</b>	561,68	1,18	1,2
<b>C 36</b>	761,83	1,38	1,4
<b>C 37</b>	514,1	1,13	1,15
<b>C 38</b>	515,55	1,14	1,15
<b>C 39</b>	393,41	0,99	1
<b>C 40</b>	558,76	1,18	1,2
<b>C 41</b>	587,72	1,21	1,25
<b>C 42</b>	568,93	1,19	1,2
<b>C 43</b>	367,37	0,96	1
<b>C 44</b>	715,99	1,34	1,35
<b>C 45</b>	520,92	1,14	1,15
<b>C 46</b>	806,76	1,42	1,45
<b>C 47</b>	510,27	1,13	1,15
<b>C 48</b>	514,15	1,13	1,15
<b>C 49</b>	530,73	1,15	1,15
<b>C 50</b>	511,66	1,13	1,15
<b>C 51</b>	804,05	1,42	1,45
<b>C 52</b>	485,22	1,10	1,1
<b>C 53</b>	699,72	1,32	1,35
<b>C 54</b>	699,72	1,32	1,35
<b>C 55</b>	341,14	0,92	1

### Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que :  $L_{\min}$  (valeur entre axe minimum entre deux poteaux)

**-sens x-x**

$$L_{\min} = 1.10\text{m} \quad , \quad A = 1.5\text{m}$$

Alors :

1,5 x 1.5m = 2.25 m > L<sub>min</sub> = 1.1m..... Condition non vérifié

**-Sens y-y**

L<sub>min</sub> = 3.00m et, A = 1.5m

Alors :

1,5 x 1.50 = 2,25m > L<sub>min</sub> = 3.00m..... Condition vérifié

**Conclusion**

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles dans le sens x-x, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

**VII.4.2. Semelles filantes :**

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

La surface totale des semelles est donné par :  $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  Tel que :

N : effort normal prévenant de l'axe ou la file considéré (N<sub>poteaux</sub>+N<sub>voiles</sub>).

S : section de la semelle (S=B.L).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau VII.2.** Sections des semelles filantes.

Sens	Axe	N (kN)	L (m)	B (m)	Bchoisie (m)
<b>X-X</b>	<b>1</b>	2374,03	18,4	0,32	1
	<b>2</b>	4168,35	21,4	0,49	1
	<b>3</b>	3564,06	21,4	0,42	1
	<b>4</b>	4432,54	21,4	0,52	1
	<b>5</b>	4925,17	21,4	0,58	1
	<b>6</b>	4929,24	21,4	0,58	1
	<b>7</b>	4024,57	19,2	0,52	1
	<b>8</b>	2625,46	16	0,41	1

<b>Y-Y</b>	<b>A</b>	3517,1	14,5	0,61	1
	<b>BC</b>	2436,98	20,78	0,29	1
	<b>D</b>	2436,98	3,55	1,72	1,8
	<b>E</b>	6714,85	23,92	0,70	1
	<b>F</b>	5105,34	20,78	0,61	1
	<b>G</b>	5608,62	20,78	0,67	1
	<b>H</b>	6550,33	23,92	0,68	1
	<b>I</b>	1460,42	3,53	1,03	1,1
	<b>JK</b>	2445,81	20,77	0,29	1
	<b>L</b>	2958,98	14,5	0,51	1

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2.5 \times B \leq L_{\min}$$

Avec  $L_{\min}$  représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

- Sens X-X : ( $L_{\min} = 3,00\text{m}$ )

$$2,5 \times B = 2,5 \times 1,00 = 2,5\text{m} < L_{\min} = 3\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y : ( $L_{\min} = 1,1 \text{ m}$ )

$$2,5 \times B = 2,5 \times 1,8 = 4,5 \text{ m} > L_{\min} = 1,10\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

### Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

### VII.4.3. Radier générale :

#### VII.4.3.1. Introduction :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus ( nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

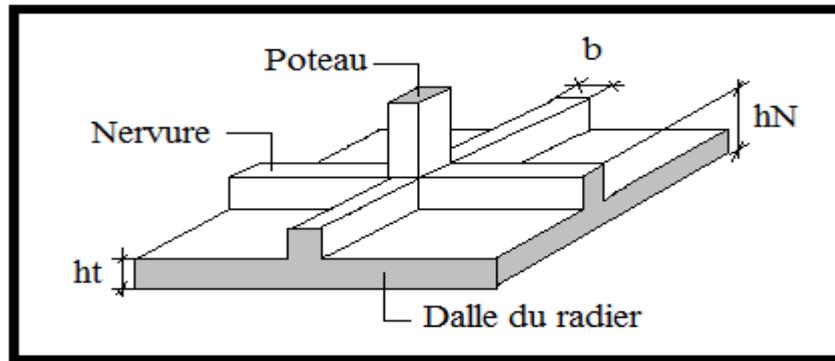


Figure VII.2. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

#### VII.4.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que:  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: 
$$\begin{cases} N = 31761,95kN \\ \sigma_{sol} = 4bars \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 79,40 \text{ m}^2 < S_b = 399,4 \text{ m}^2$$

$S_b$  : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment  $399,4 \text{ m}^2$  donc on opte pour un débord  $0,5\text{m}$  de chaque coté.

la surface totale du radier est **462,9 m<sup>2</sup>**.

#### VII.4.3.3. Pré dimensionnement de radier :

##### 1- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

**a. Condition forfaitaire :** d'après l'auteur « Y. Chérait [6] » édition OPU Page 74

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$  = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,6\text{m} \Rightarrow h_1 \geq 28\text{cm}$$

Alors

On prend :  $h=30 \text{ cm}$ . pour l'épaisseur de la dalle

##### b. Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

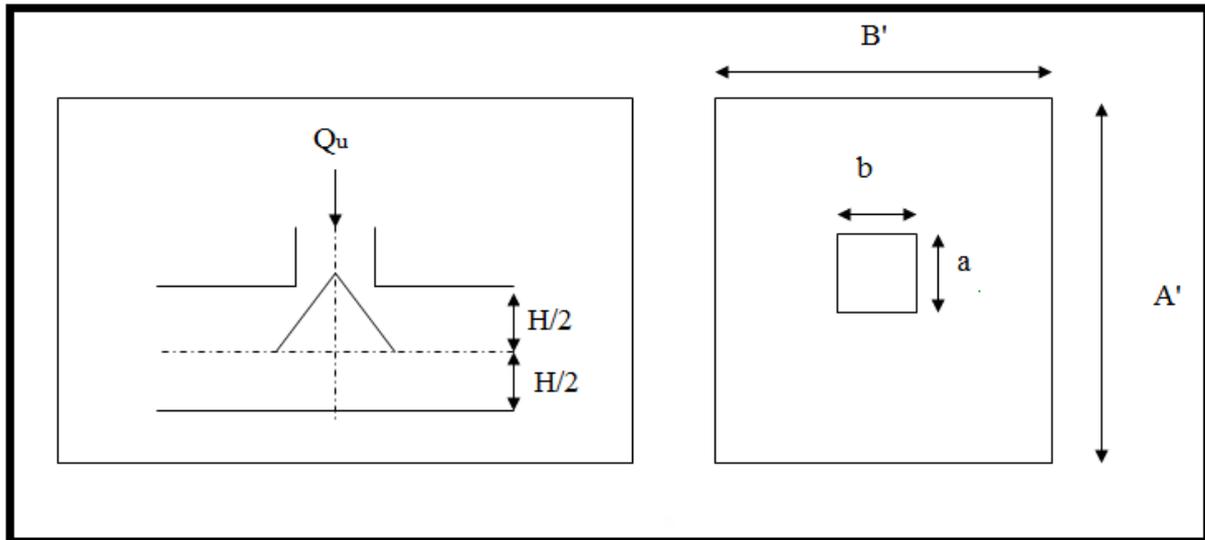


Figure VII.3. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée

D'après « CBA93 (article A.5.2.4.2) [2] » on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u=1082,58kN$ )

$U_c$ : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$a, b$ : Dimensions du poteau du RDC ( $40 \times 40$ )cm<sup>2</sup>.

$Q_c$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

$h$  : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(40 + 40) + 2 \times 30] = 280 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 2800. \times 300 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 630kN.$$

$N_u=1082,58Kn > Q_u = 420kN$ .....la condition non vérifiée.

Il faut augmenter h on prend **h=45cm**

$N_u=1082,58Kn < Q_u = 1147,5kN$ .....la condition est vérifiée

**c. Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :( Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1) [2]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1\text{m}$  (une bande de 1m de 5,6m longueur).

$$q = \frac{P}{S_r} = \frac{42770,23}{462,9} = 92,4 \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow q \text{ est la charge répartie sur la dalle}$$

### Calcul de l'effort V

$$\text{Suivant } l_y : \quad V_y = \frac{q \times l_x \times l_y}{2 \times l_y + l_x} = \frac{92,4 \times 5,6 \times 3,67}{2 \times 5,6 + 3,67} = 127,7 \text{ kN}$$

$$\text{Suivant } l_x : \quad V_x = \frac{q \times l_x \times l_y}{3 l_y} = \frac{92,4 \times 3,67 \times 5,6}{3 \times 5,6} = 113,03 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = \max(V_x, V_y) = V_y = 127,7 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{127,7}{1 \times 0,9 \times 450} = 0,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

## 2- Nervure ;

1. La hauteur de nervure

### a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

#### Sens-x

On a  $L_{\max} = 5,6 \text{ m}$

$$\Rightarrow 37,33 \text{ cm} < h_{n1} < 56 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 55 \text{ cm}$$

#### Sens-y

On a  $L_{\max} = 3,78 \text{ m}$

$$\Rightarrow 25,2 \text{ cm} < h_{n1} < 37,8 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 35 \text{ cm}$$

### b- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

$L_e$  : longueur élastique (m);

$K$  : coefficient de raideur du sol  $4 \text{ Kg/cm}^3$  (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3]$ ..... pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$  .....pour un sol de densité moyenne.....[6]
- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$ ..... pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton :  $E = 3.216 * 10^4 \text{ MPa}$

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : sens x-x 5,6 m et sens y-y 3,78 m

Donc

**Sens x-x**

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 84,4 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{N2}=85 \text{ cm}$

**Sens y-y**

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 0,5 \text{ m}$$

A partir des deux conditions :

**Sens x-x**

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2} ) = \text{Max}(0,55 ; 0,85) \text{ m}^2.$$

**Sens y-y**

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2} ) = \text{Max}(0,35 ; 0,55) \text{ m}^2.$$

On prend :  $h_x= 0,85 \text{ m}$ . et  $h_y= 0,55 \text{ m}$

2. Largeur de la nervure

**c. Condition de coffrage :**

**Sens x-x**

$$b \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{ cm}$$

**Sens y-y**

$$b \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{378}{10} = 37,8 \text{ cm}$$

Donc

b = 60 cm dans le sens x-x

b = 40 cm dans le sens y-y

**Conclusion**

$h_{n \text{ x}} = 85 \text{ cm}$

$h_{n \text{ y}} = 55 \text{ cm}$

b = 60 cm dans le sens x-x

b = 40 cm dans le sens y-y

**Résumé**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h = 45 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_{NX} = 85\text{cm} \\ h_{NY} = 55\text{cm} \\ b = 60\text{cm sens } (x-x) \text{ et } b = 40\text{cm sens } (y-y) \end{cases}$

**VII.4.3.4. Les vérifications nécessaires :**

**Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement par combinaison:**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5) [3]** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

$$N = N_{structures} + N_{S.sol} \qquad M = M_0 + V_0.h$$

$$N = 42770,23\text{kN}$$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{38468,182}{42770,23} = 0,9\text{m} < \frac{21,44}{4} = 5,36\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{20736,557}{42770,23} = 0,48\text{m} < \frac{23,92}{4} = 5,98\text{m} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

**VII.4.3.5. Caractéristiques géométriques du radier :**

**a- Position du centre de gravité:**

$$\begin{aligned} x_G &= 11,05\text{m} \\ y_G &= 11,16 \text{ m} \end{aligned}$$

**b- Moments d'inertie:**

$$\begin{aligned} I_{xx} &= 65215,69 \text{ m}^4 \\ I_{yy} &= 36724,37 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

**VII.4.3.6. Calcul des contraintes ( $\sigma_{sol} = 4 \text{ bars}$ ) :**

Les contraintes du sol sont données par:

**A l'ELS:**  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{31223,3}{462,9} = 67,45\text{kN/m}^2$   
 $\sigma_{ser} = 67,45\text{kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 400\text{kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

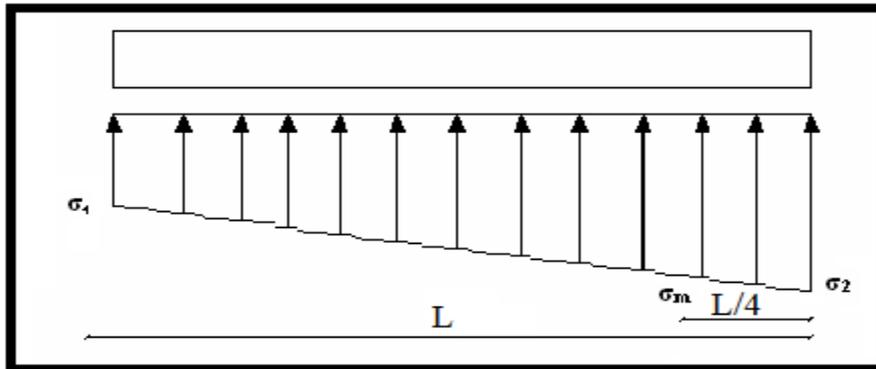
**A l'ELU:**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$



**Figure VII.4.** Contraintes sous le radier

On vérifie que:

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $4\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

**a l'ELU :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 42770,23 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 34550,986 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 11387,883 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 400 \text{ kN/m}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

**Tableau VII.3.** Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	102,79	82	97,6
<b>Sens y-y</b>	68,88	66,02	68,17
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol} = 532$

**a l'ELS :**

$N_{ser}=31223,3kN$  ;  $S = 462,9m^2$

M est le moment de renversement.

$M_x= 25217,05$  kN.m.

$M_y= 8361,93$  kN.m.

$\sigma_{sol} =400$  kN/m<sup>2</sup>

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

**Tableau VII.4.** Vérification des contraintes à l'ELS.

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (kN/m^2)$
<b>Sens x-x</b>	75,04	59,86	71,25
<b>Sens y-y</b>	68,88	66,02	68.17
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 532$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens ('xx' \_ 'yy') donc pas de risque de soulèvement

**Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

**ELU:**

$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 97,6$  kN / m<sup>2</sup>

**ELS:**

$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 71,25$  kN / m<sup>2</sup>

**VII.4.4. Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

**a. Ferrailage de la dalle du radier « CBA93 [2] » annexe F :**

**1. Détermination des efforts :**

- Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x qL_x^2$  .....sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$  .....sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive:**

- Moment en travée:  $M_{tx}=0,85M_x$   
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis:  $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$  (appui de rive).  
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$  (autre appui).

➤ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée:  $M_{tx}=0,75M_x$   
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis:  $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée:  $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a=0,5M_0$       Avec:       $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

**2. Valeur de la pression sous radier:**

**ELU:**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 97,6 \text{ kN/m}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 71,25 \text{ kN/m}$$

**3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :**

On a le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 \left( \frac{3,27}{5,2} \right) = 0,629 < 1,00 \Rightarrow$  la dalle

travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.5.** Calcul des moments à l'ELU.

Panneau le plus sollicité	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
	3,27	5,2	0,623	0,075	0,305	97,6	77,75	66,09	23,71	20,16	11,86

#### 4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $v=0,2$ ):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.6.** Calcul des moments à l'ELS.

Panneau le plus sollicité	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
	3,27	5,2	0,63	0,075	0,305	71,25	56,76	48,25	17,31	14,71	8,66

#### 5. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $f_c=400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=45\text{cm}$   
 $d=0,9h=40,5\text{cm}$

**Tableau VII.7.** Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$M$	$A$	$Z(\text{m})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	66,09	0,03	0,04	39,92	4,76	6T12	6,79	20
	y-y	20,16	0,01	0,01	40,32	1,44	5T12	5,65	20
Appui	x-x	47,13	0,02	0,03	40,09	3,38	5T12	5,65	20
	y-y								

#### Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(135\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

#### Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t=20 \text{ cm}$

#### Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend  $S_t=20 \text{ cm}$

## 6. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,89 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.8. Vérification des contraintes.

	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	x-x	48,25	5,65	3,14	15	188,02	201,63	Vérifié
	y-y	14,71	5,65	1,03	15	68,53	201,63	Vérifié
Appuis	x-x	8,66	5,65	0,61	15	40,31	201,63	Vérifié
	y-y							

## b. Ferrailage des nervures

## 1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99 [1]**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : M<sub>t</sub>=0,85M<sub>0</sub>

Sur appuis : M<sub>t</sub>=0,50M<sub>0</sub>

## 2. Calcul des armatures :

b<sub>x</sub>=60cm ; b<sub>y</sub>=40cm ; h<sub>x</sub>=85cm ; h<sub>y</sub>=55cm ; d<sub>x</sub>=76.5cm ; d<sub>y</sub>=49.5cm

L<sub>x</sub>=5.6m ; L<sub>y</sub>=3,78m ; P=97.6 kN/ml ; M<sub>0X</sub> = 382.59 kN.m; M<sub>0Y</sub> = 174.32 kN.m

f<sub>c28</sub>=25MPa ; f<sub>t28</sub>=2,1MPa ; σ<sub>bc</sub>=14,17MPa ; f<sub>e</sub>=400MPa ; σ<sub>s</sub>=348MPa

Tableau VII.9. Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y.

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	M	A	Z(m)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	325,20	0,07	0,08	73,91	12,64	4T16+4T14	14,2
	y-y	148,17	0,11	0,14	46,70	9,12	6T14	9,24
Appui	x-x	191,30	0,04	0,05	75,00	7,33	4T16	8,04
	y-y	87,16	0,06	0,08	47,89	5,23	4T14	6,16

3. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.54cm^2 < 6.16cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

- Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau. VII.10.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
Travée	x-x	237,41	14,2	5,66	15	239,45	201.63	Non Vérifié
	y-y	108,17	9,24	7,93	15	263,79	201.63	Non Vérifié
Appuis	x-x	139,65	8,04	4,17	15	243,66	201.63	Non Vérifié
	y-y	63,63	6,16	5,42	15	228,66	201.63	Non Vérifié

En augment la section d'armature

Tableau. VII.11.vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	choix	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	x-x	237,41	6T20	18,85	5,09	15	182,57	201.63	Vérifié
	y-y	108,17	4T16+4T14	14,2	6,83	15	175,47	201.63	Vérifié
Appuis	x-x	139,65	4T20	12,57	3,49	15	158,34	201.63	Vérifié
	y-y	63,63	4T16	8,04	4,90	15	177,22	201.63	Vérifié

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1 [2]

On doit vérifier que : τ<sub>u</sub> < τ̄<sub>u</sub> = Min(0,15 f<sub>c28</sub>; 4MPa) = 2,5MPa

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_{ux} = \frac{P_u L}{2} = \frac{97.6 \times 5.6}{2} = 273.28kN$$

$$\tau_{ux} = \frac{273.28 \times 10^3}{600 \times 0.9 \times 850} = 0,60MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$$

$$T_{uy} = \frac{P_u L}{2} = \frac{97.6 \times 3.78}{2} = 184.46kN$$

$$\tau_{uy} = \frac{184.46 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 550} = 0,93MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifier$$

**4. Armatures transversales :**

- **CBA93 article A.5.1.2.2 [2] :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm})$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$$

- **RPA99 version 2003 : Article 7.5.2.2 [3]**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 5,33\text{mm}$$

$f_c=400\text{MPa}$  ;  $\tau_u=0,822\text{ Mpa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$  ;  $b=40\text{cm}$  ;  $d=54\text{cm}$

On trouve :

**Tableau VII.12.** Espacement des armatures transversales

	Section [cm <sup>2</sup> ]	Zone	S <sub>t</sub> RPA99 [cm]	S <sub>t</sub> BAEL91 [cm]	S <sub>t</sub> choisit [cm]
<b>Nervure Sens x-x</b>	60 × 85	Courante	42.5	40	25
		Nodale	21.25		20
<b>Nervure Sens y-y</b>	40 × 55	Courante	27.5	40	25
		<b>Nodale</b>	<b>13.75</b>		<b>10</b>

**Tableau VII.13.** Choix des armatures transversales.

	Section [cm <sup>2</sup> ]	Zone	S <sub>t</sub> [cm]	Ø <sub>t</sub>	A <sub>t</sub> calculée [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>t</sub> choisit [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres
<b>Nervure Sens x-x</b>	60 × 85	Courante	30	10	4.5	4.71	6T10
		Nodale	20		3.6		6T10
<b>Nervure Sens y-y</b>	40 × 55	Courante	25	10	3	3.02	6T8
		<b>Nodale</b>	<b>10</b>		<b>1.2</b>		<b>3.02</b>

**5. Justification des armatures transversales**

Sens x-x

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right\} = 0,30\text{ MPa}$$

- Zone courante 1,26 MPa > 0,30 MPa ..... Vérifié.
- Zone nodale 1.57 MPa > 0,30 MPa ..... Vérifié.

Sens y-y

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa \right\} = 0,465 MPa$$

- Zone courante 1,21 MPa > 0,465 MPa ..... Vérifié.
- Zone nodale 3.02 MPa > 0,465 MPa ..... Vérifié.

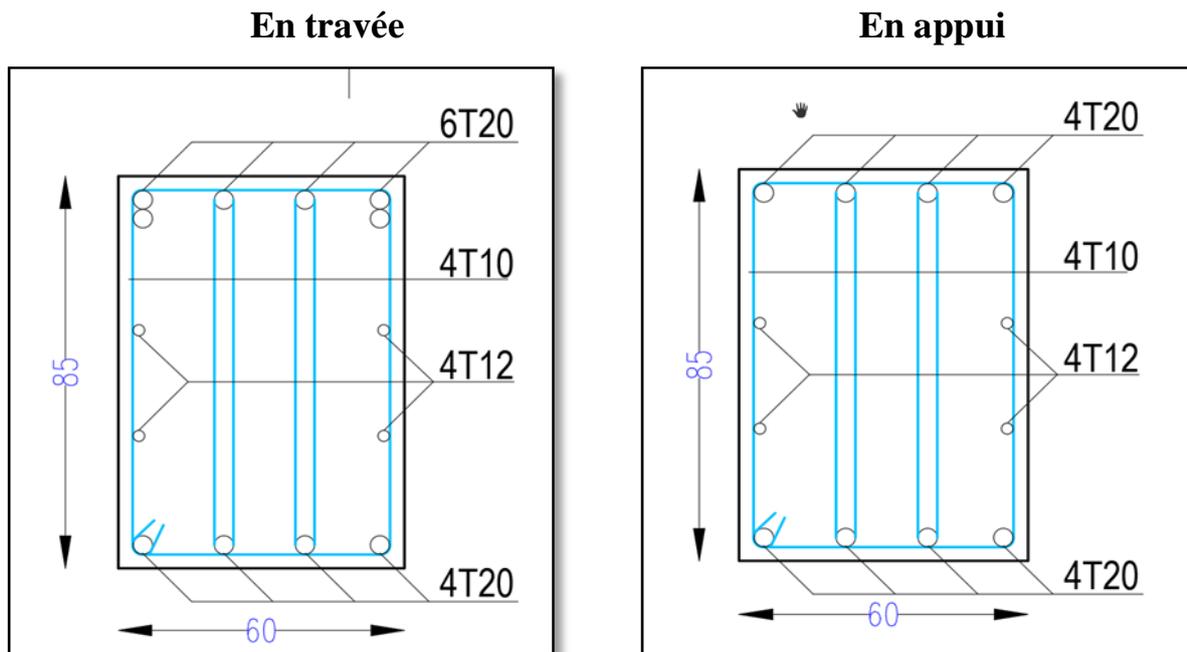


Figure VII.5. Ferrailage des nervures en travée et en appui sens x-x

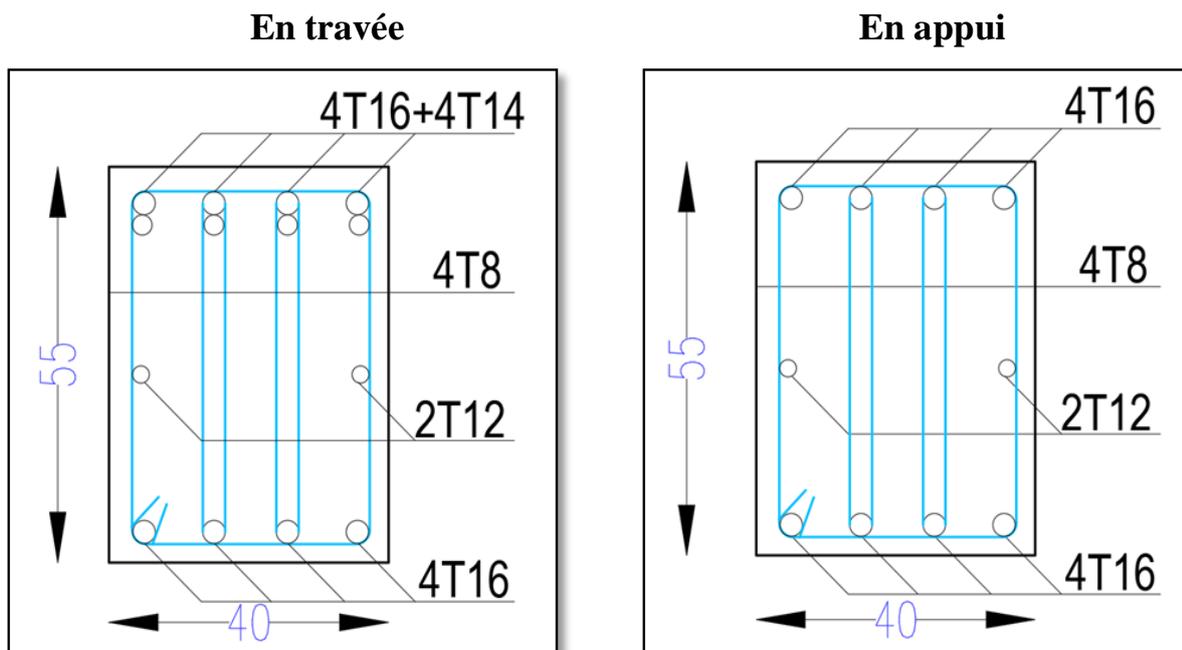


Figure VII.6. Ferrailage des nervures en travée et en appui sens y-y

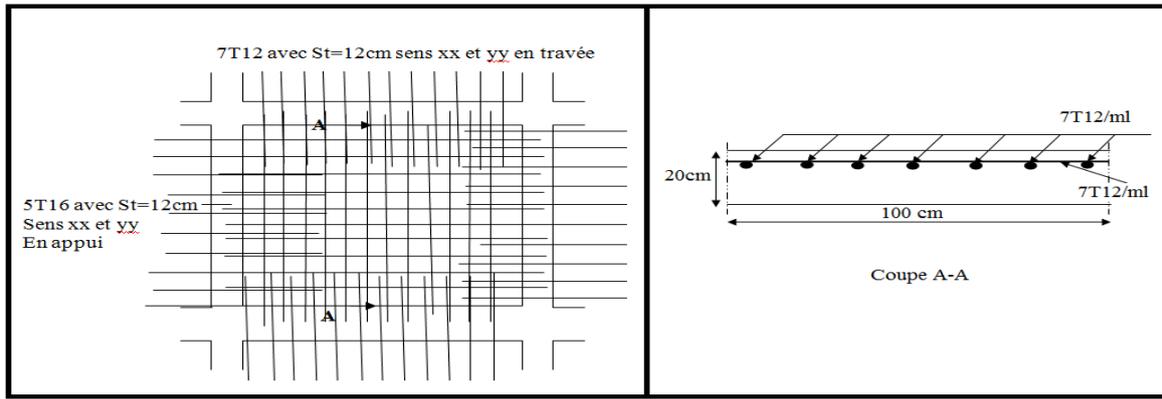


Figure VII.7. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

**VII.5. Ferrailage des débords :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0.5m$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

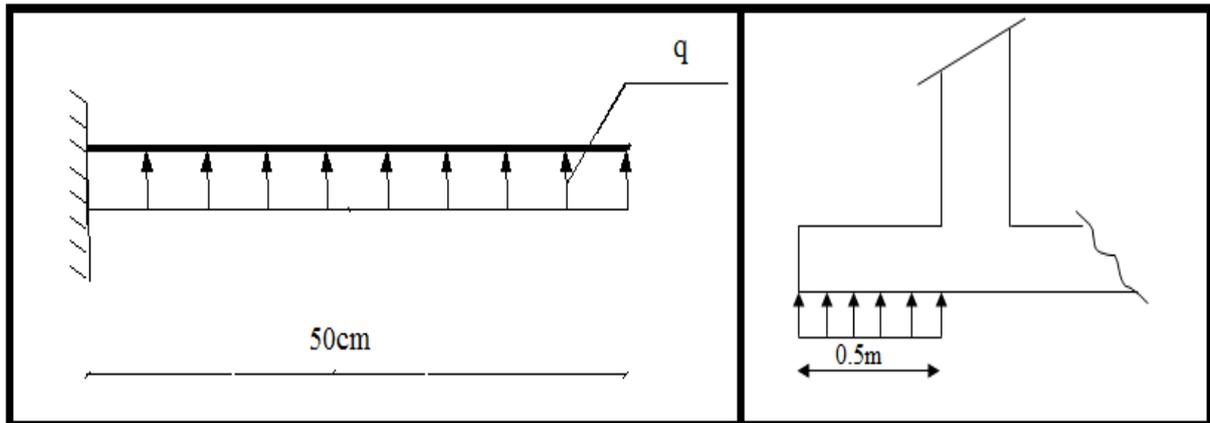


Figure VII.8.représentation du débord du radier

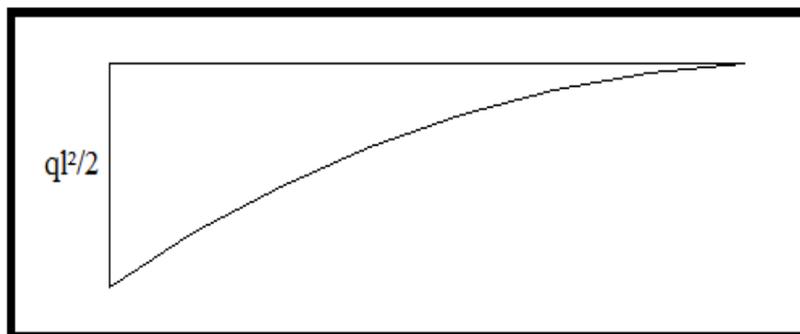


Figure. VII.9. Diagramme des moments

Calcul de ferrailage :

$$q_u = 97.6 \text{ kN/ml} , b = 100 \text{ cm} , h = 45 \text{ cm} , f_{c28} = 25 \text{ MPa} , \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 12.2 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.0052$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0066$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 40.39 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $2(5T12) = 11.3 \text{ cm}^2$   
 $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armature de répartition:**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 2.83 \text{ cm}^2$$

On adopte  $5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$ ,  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$q_{ser} = 71.25 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 8.91 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

**Tableau VII.14.** Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{ser}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
8,91	5,65	10,14	95493,10	0,95	15	23,59	201,63	OK

**.Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites : « **CBA** article B.5.6 [2] »

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.9 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.001 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.25 \geq 0.1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

**Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{24,4 \times 10^3}{1000 \times 405} = 0,06 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



# Comparaison et conclusion générale



**Comparaison et conclusion générale**

D'après les résultats obtenus lors du calcul manuel et automatique on constate qu'on a trois éléments comparables qui sont la période fondamentale de la structure, l'effort sismique à la base et les déplacements entre étages.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Calcul	Note	Période (s)	Effort tranchant à la base xx (kN)	Effort tranchant à la base yy (kN)
<b>Manuel</b>	sans voiles	2.466	723,16	723,16
	avec voiles	0.4926	1828,41	1901,29
<b>Automatique</b>	sans voiles	1.489	809.75	720.81
	avec voiles	0.515	1742.68	1742.95

Story	$\Delta k$				1% hn
	Manuel		Automatique		
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	
STORY7	0,088	0,088	0,0050	0,0056	0.0304
STORY6	0,084	0,084	0,0046	0,0039	0.0304
STORY5	0,075	0,076	0,0043	0,0039	0.0304
STORY4	0,063	0,065	0,0046	0,0042	0.0304
STORY3	0,048	0,051	0,0043	0,0039	0.0304
STORY2	0,030	0,035	0,0036	0,0032	0.0304
STORY1	0,011	0,017	0,0029	0,0025	0.0304

**Interprétation des résultats :**

On a trouvé une période fondamentale de la structure sans voiles **2.466** seconde en calcul manuel par un système discret (brochette) et elle est supérieure celle du calcul automatique par le logiciel du **ETABS .9** qui vaut **1.489** secondes ce qui attire qu'il y a une nette différence qui compte **0.977** seconde .une fois placé les voiles nous vous trouvé une période fondamentale égale **0.493** seconde en calcul manuel et **0.515** seconde en calcul automatique par logiciel **ETABS.9**

## Comparaison et conclusion générale

---

nous croyons que cela est dû à des modes locaux créés dans les poteaux sachant que la modélisation tridimensionnelle par un logiciel est basée sur les éléments finis donc les masses sont réparties ainsi ce qui vérifie cette estimation c'est que le taux de participation modale a atteint 90% dans le 3 mode en calcul manuel tandis qu'il a atteint le niveau de 90% au 11 mode en calcul automatique

Tandis que pour l'effort sismique à la base on a trouvé un rapport entre deux résultats de 1.05 suivant l'axe X-X et 1.09 suivant l'axe Y-Y et cela dû à la répartition de la masse sachant que on a concentré la masse de chaque niveau dans le plancher ce qui a augmenté l'effort sismique à la base de la modélisation tridimensionnelle par le logiciel **ETABES.9**

En ce qui concerne le déplacement entre étages, on constate que les conditions sont remplies côté automatique au niveau de tous les étages, mais côté manuel elles ne sont remplies qu'au rez-de-chaussée dans les deux sens et le 1<sup>er</sup> étage dans le sens xx.

### Conclusion générale:

Le projet de remise des diplômes est une phase importante du cycle de formation de l'étudiant et lui permet d'utiliser ses connaissances théoriques acquises au cours de ce cycle.

Ce projet nous a permis de comprendre les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que les réglementations qui régissent les principes de conception et de calcul des structures dans le secteur de la construction et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce projet nous a permis de voir en détail toutes les étapes à suivre dans le calcul du bâtiment, ainsi que dans la sélection de ces éléments;

Le comportement dynamique de la structure dans les vibrations libres non ombrées peut presque être défini avec précision si la modélisation de cette structure est presque aussi proche de la réalité.

En utilisant deux méthodes de modélisation (un modèle contenant les éléments identifiés par le programme ETABES.9 et une modélisation séparée par un système de brochettes, il a été possible de déterminer les conditions propres ainsi que les périodes de base appropriées et la tension sismique à la base de la structure, puis nous avons fait une petite comparaison entre les résultats des deux méthodes.

L'analyse sismique est une étape cruciale de la conception sismique des structures, qui cite la période fondamentale de la structure non contrôlée des voiles. C'est pourquoi la section des poteaux a été augmentée. En fait, il est possible d'apporter des modifications au système de préparation lors de la recherche d'un modèle répondant à toutes les exigences spécifiques. Nous avons commencé avec une structure auto-stable déjà définie par la réglementation en vigueur (RPA99version2003, CBA93) et le renforcement de cette dernière (lors de l'étude dynamique et sismique) nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

Les voiles ont été disposés selon la vérification des règles régissant : période, force de cisaillement à la base, déplacement interne, effet P-delta, effort normal réduite et facteur de comportement.

En outre, il convient de noter que nous avons respecté le plan architectural, y compris les ouvertures des portes et des fenêtres et les espaces de rotation.

## **Comparaison et conclusion générale**

---

Le renforcement des voiles a été effectué de manière simplifiée en fonction de la résistance des matériaux.

Pour les fondations du bâtiment, la règle générale que nous avons imposée dans notre cas est d'assurer une répartition uniforme des contraintes.



# Références et bibliographie



## Références et bibliographie

### DTR

- [1]- Béton Arme à l'état limite **BAEL 91 Modifié 99, France, février 2000**
- [2]- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.
- [3]- Règles parasismique Algérienne **RPA99 modifié en 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
- [4]- Charges permanentes et charges d'exploitations **DTR.BC 2.2**.

### Livres

- [5]- Calcul des ouvrages en béton armé, **M. Belazougui**, OPU
- [6]- Calcul des ouvrages en béton armé, **Y. Cherait**, OPU
- [7]- Conception et calcul des structures de bâtiment, **Henry Thonier** (tome1).
- [8]- Eléments d'analyse dynamique des structures, **Filiatraut**
- [9]- Béton armé Guide de calcul, **H. Renaud & J. Lamirault**
- [10]- Conception et calcul des structures de bâtiment, **Henry Thonier** (tome3).
- [11]- Formulaire du béton armé : volume2, **Victor Davidovici**.
- [12]- Cours de Béton Arme, **Olivier Gagliardini**
- [13]- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé, **Albert Fuentes**.
- [14]- Calcul dynamique des structures en zones sismiques, **Alain Capra & Victor Davidovici**
- [15]- Recueil de problèmes de la dynamique des structures. **N.Nacer, A.Hadj Arab**, OPU

### Logiciels

- [16]-AutoCAD 2008
- [17]-SOCOTEC
- [18]-ETABS 9.7.0 (Extended ThreeDimeninalAnalysis of Bulding System version 9.7.0)
- [19]-Microsoft Office
- [20]-MATLAB R2010a



# Annexe



# ORGANIGRAMME -1-

## Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

### Cas général

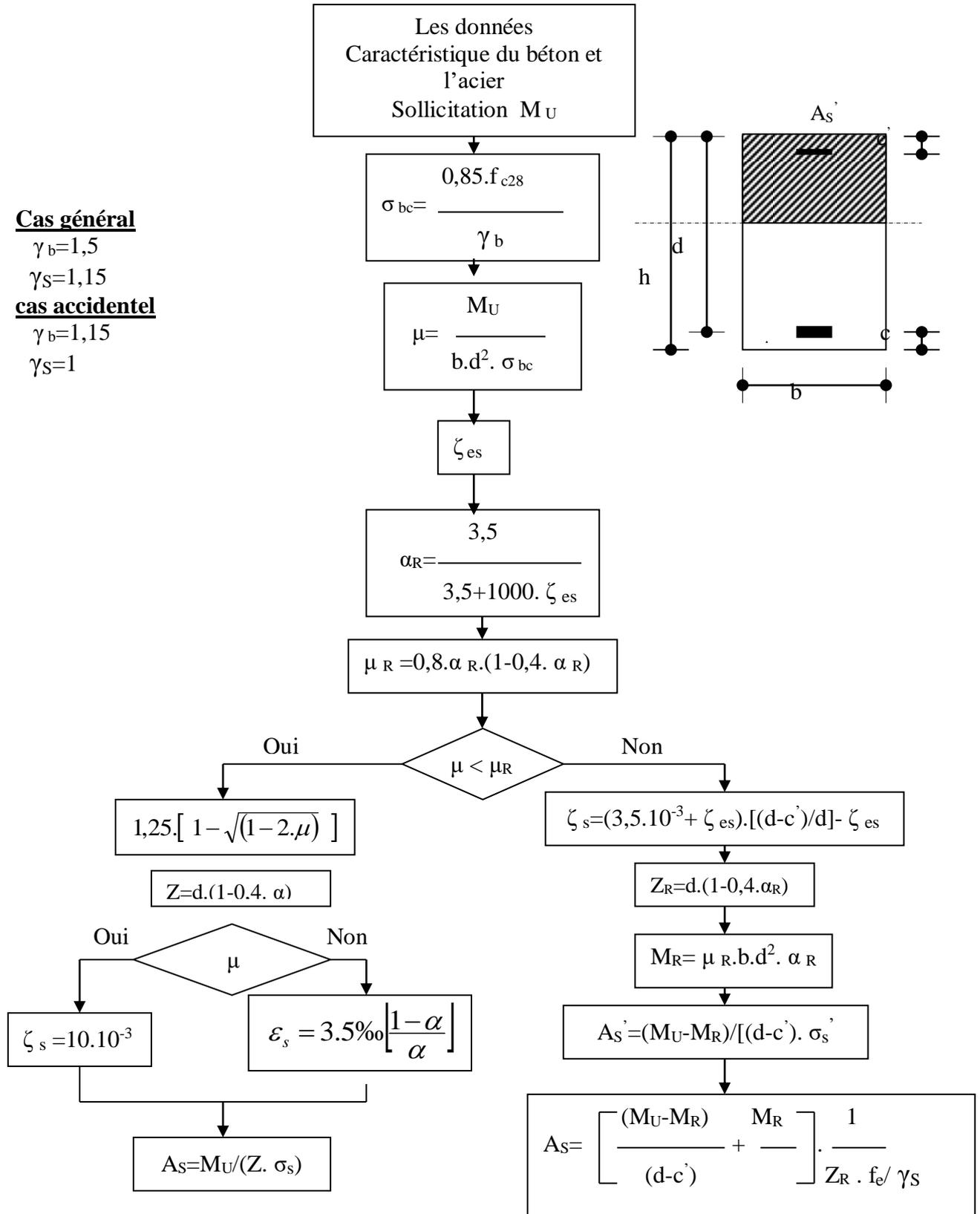
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

### cas accidentel

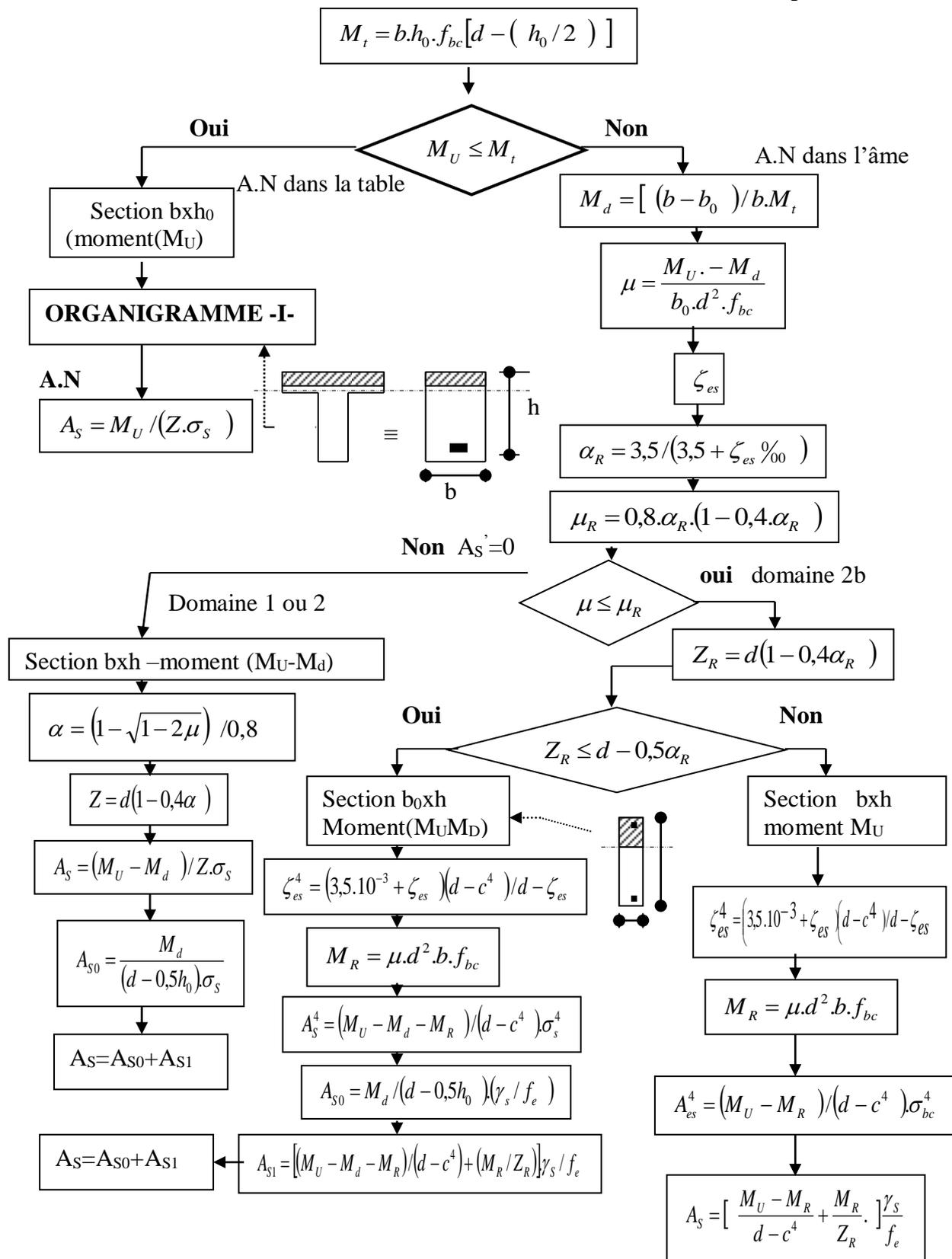
$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$



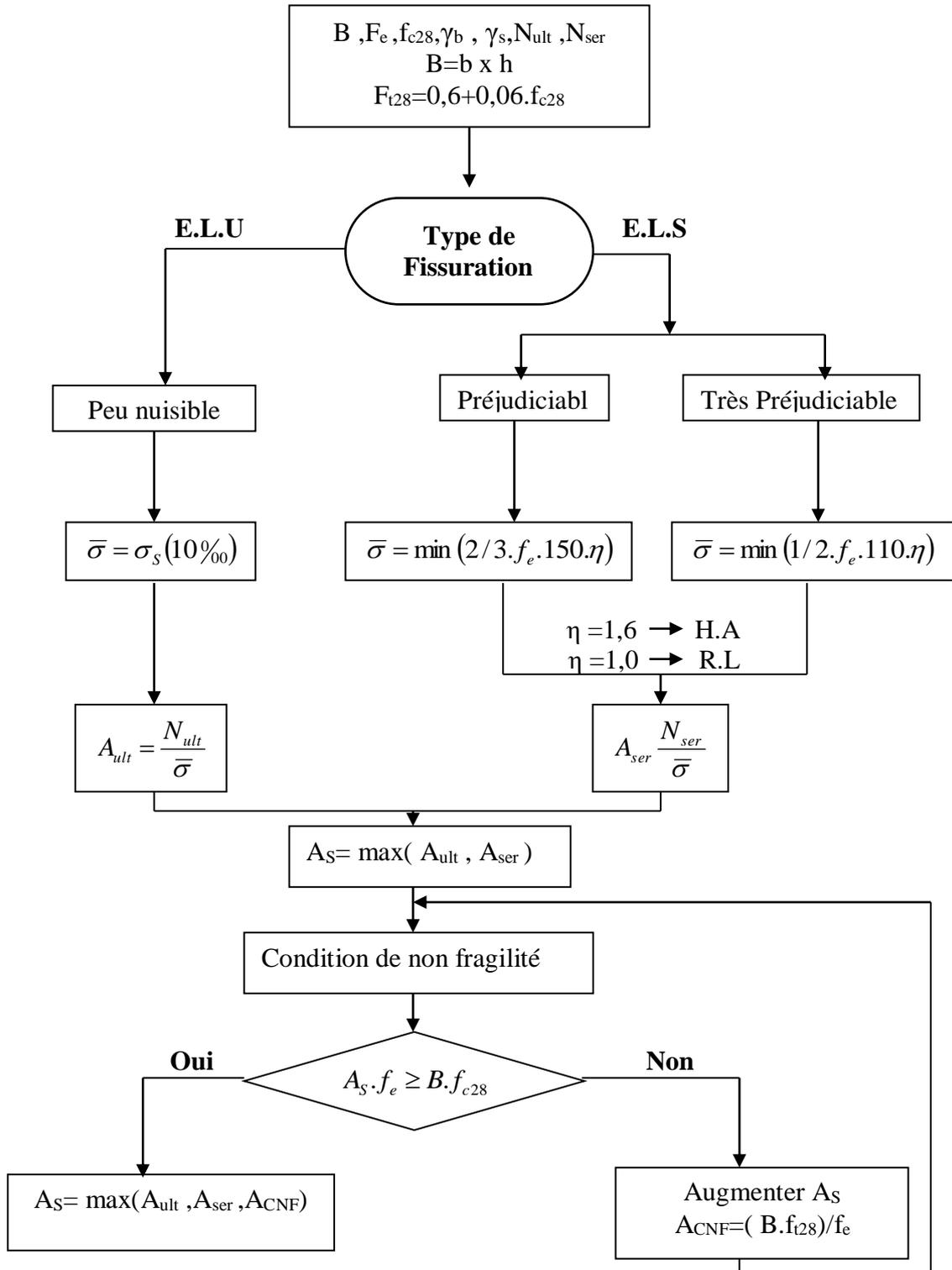
## Organigramme -2-

### Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



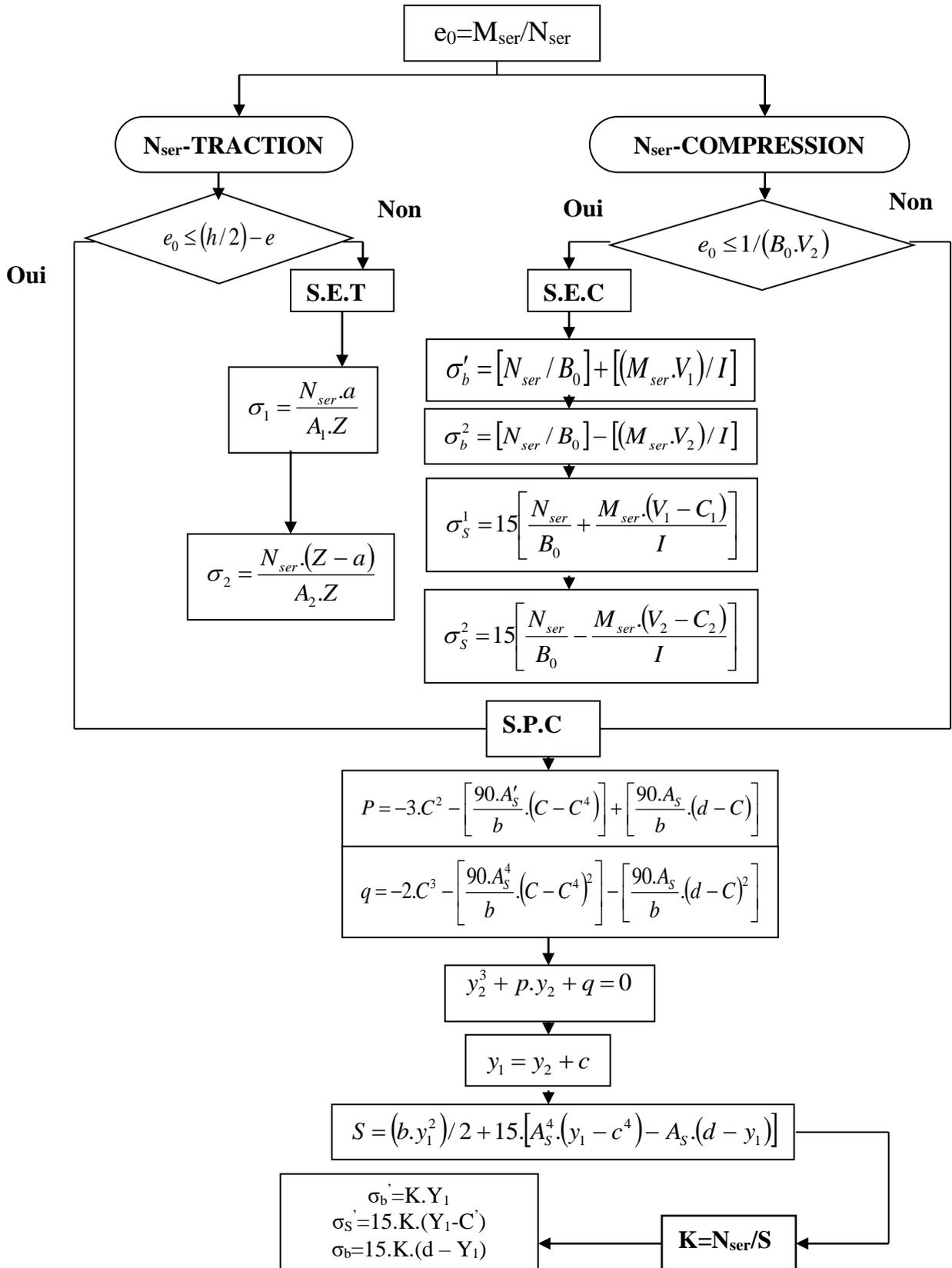
## ORGANIGRAMME -3-

### Traction simple



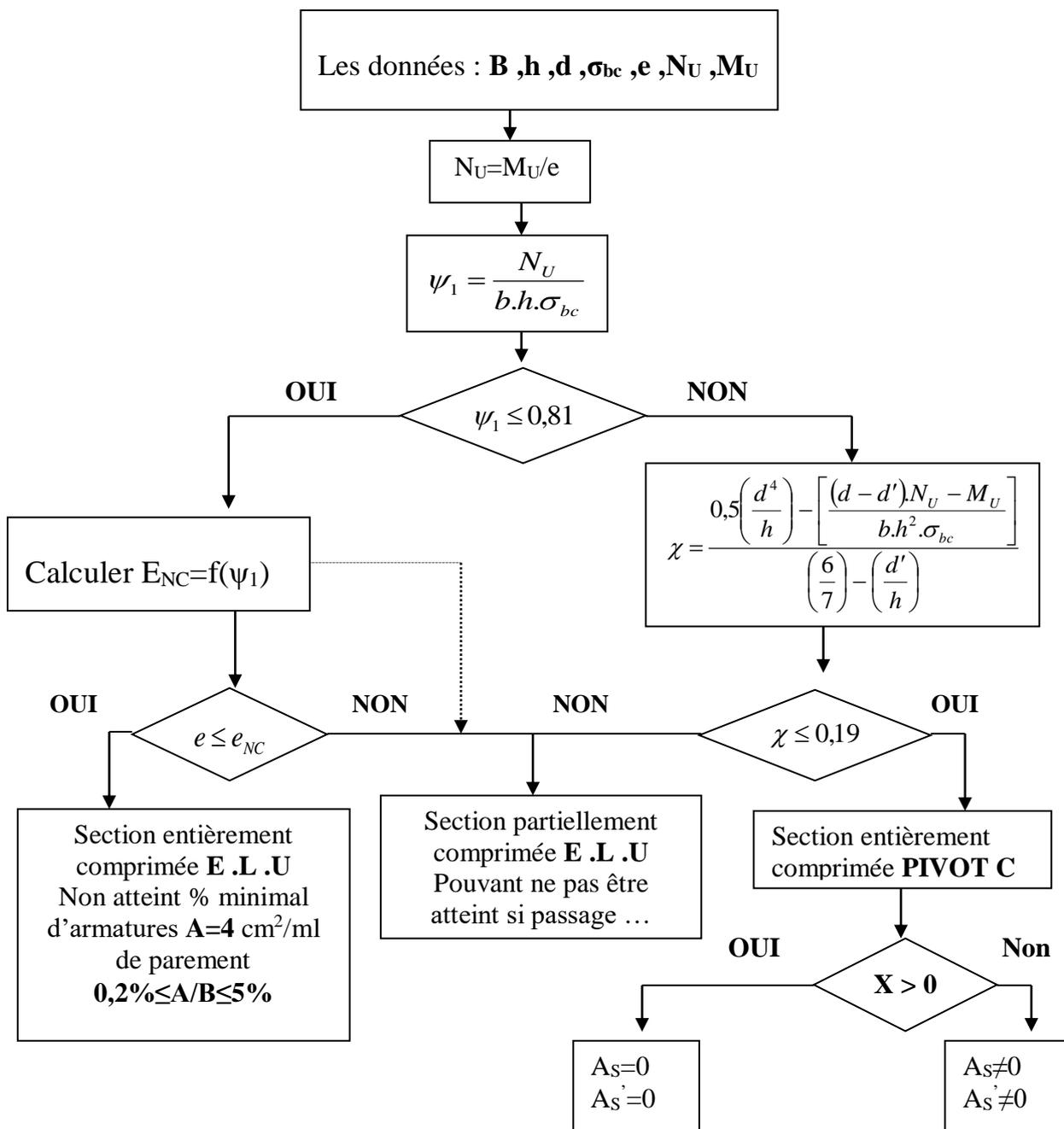
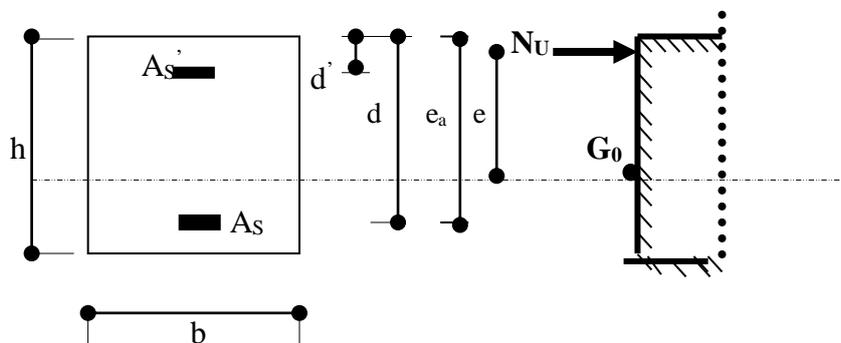
# ORGANIGRAMME-4-

## Flexion composee à E.L.



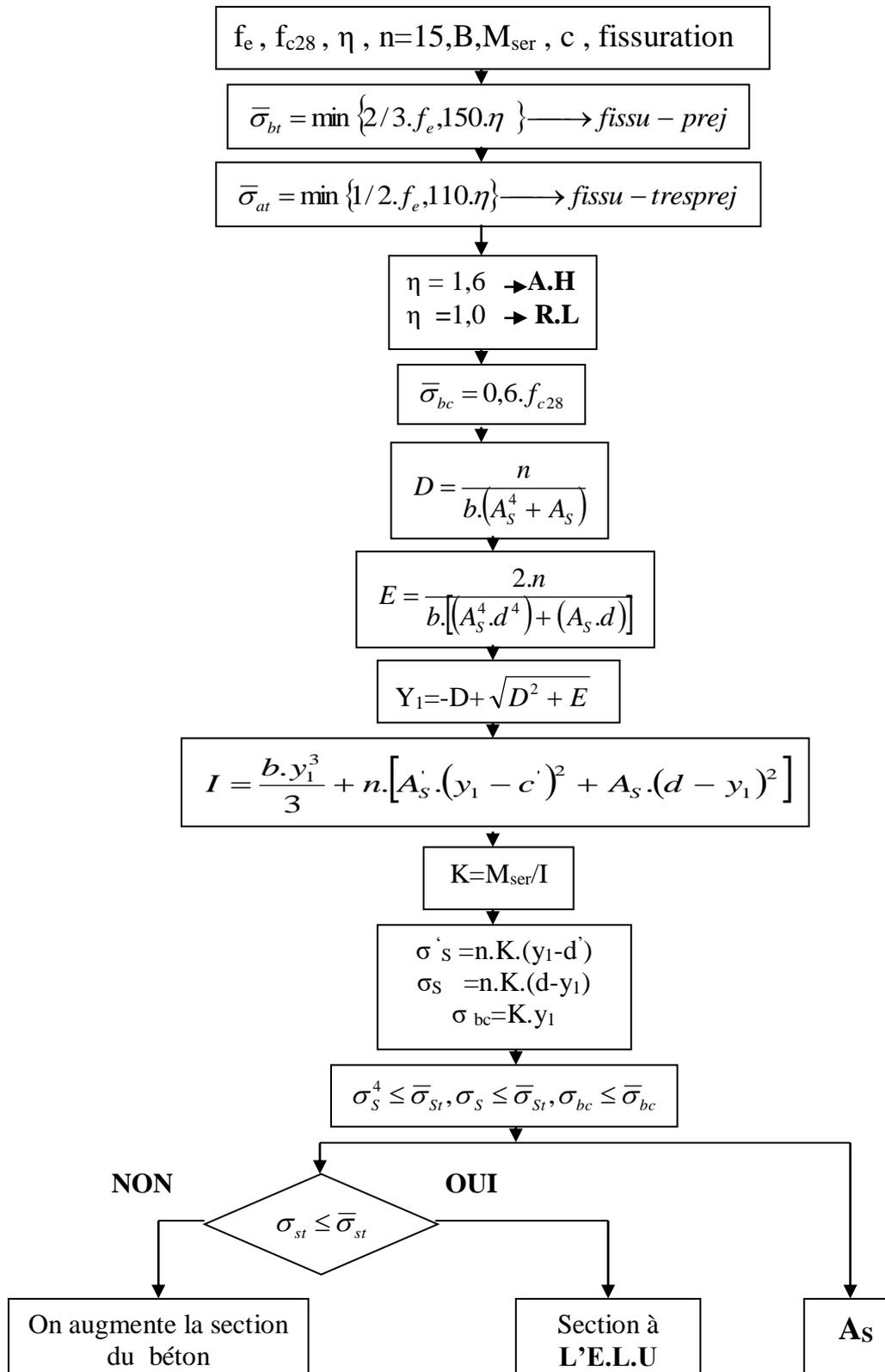
## Organigramme -5-

### Calcul d'une section rectangulaire A P.E.L.U en flexion composee



## Organigramme -6-

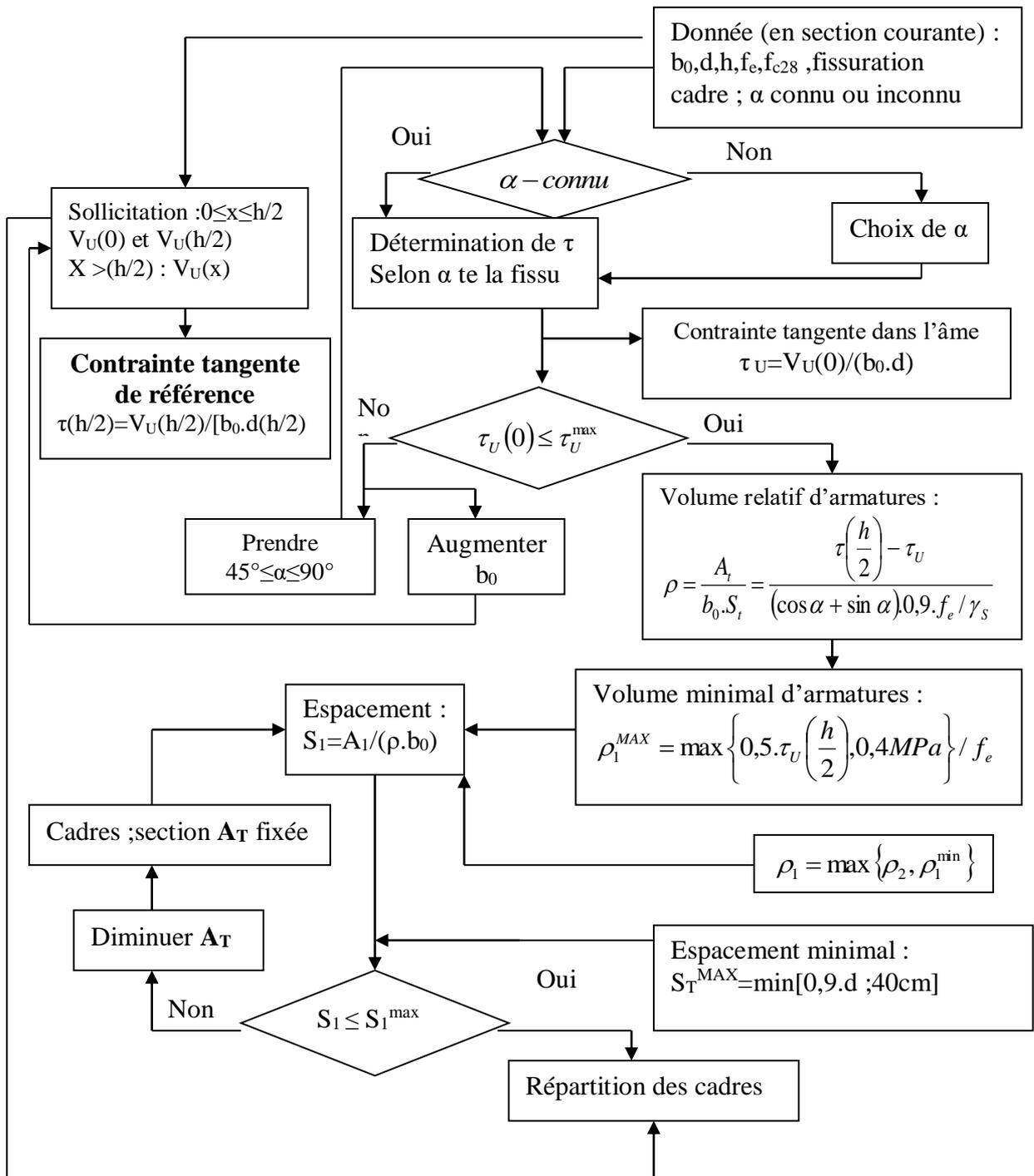
### Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-

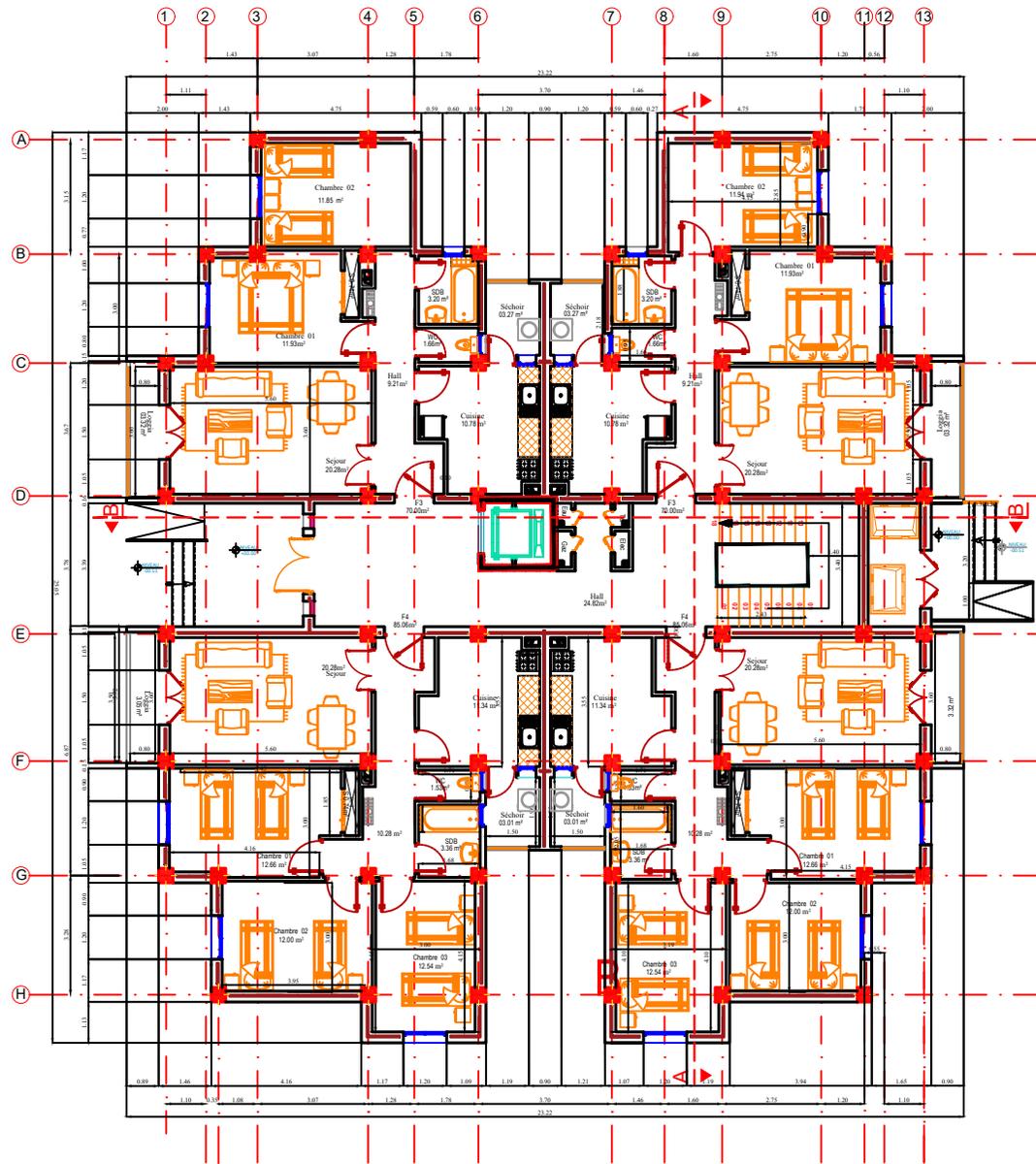


## Organigramme -7-

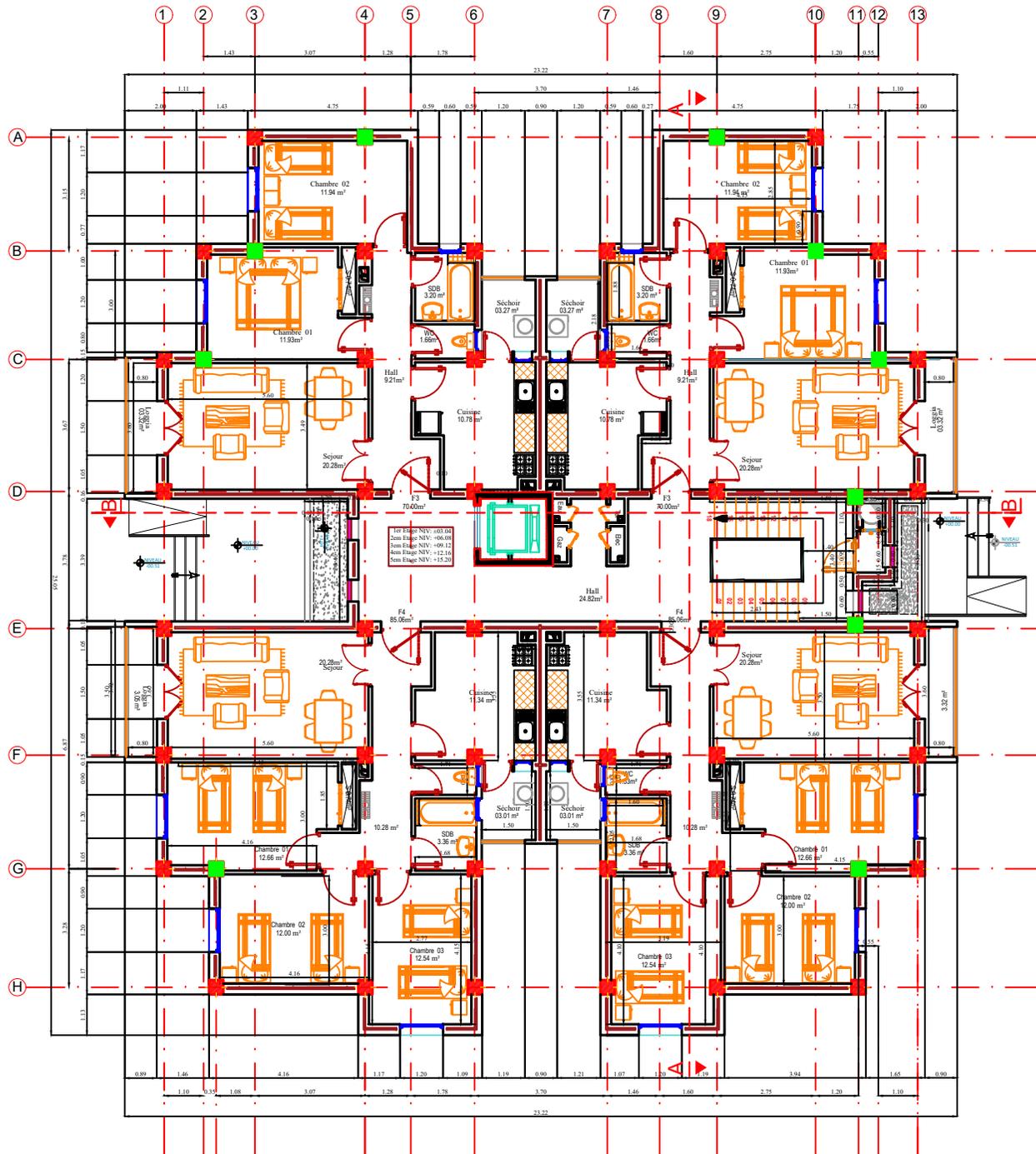
### Calcul des armatures d' une poutre soumise

#### A l'effort tranchant

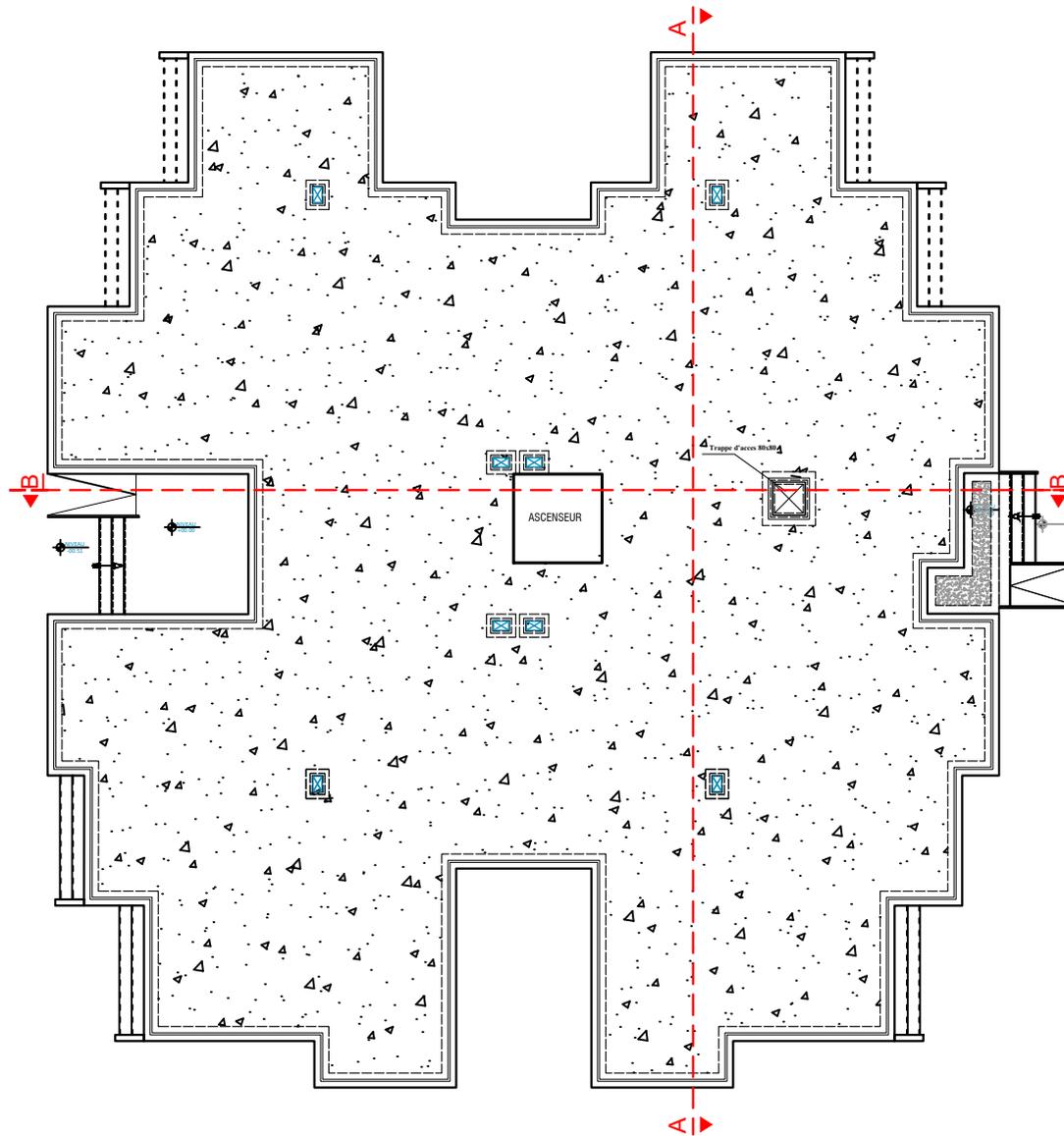




**TYPE 01: PLAN DU RDC**



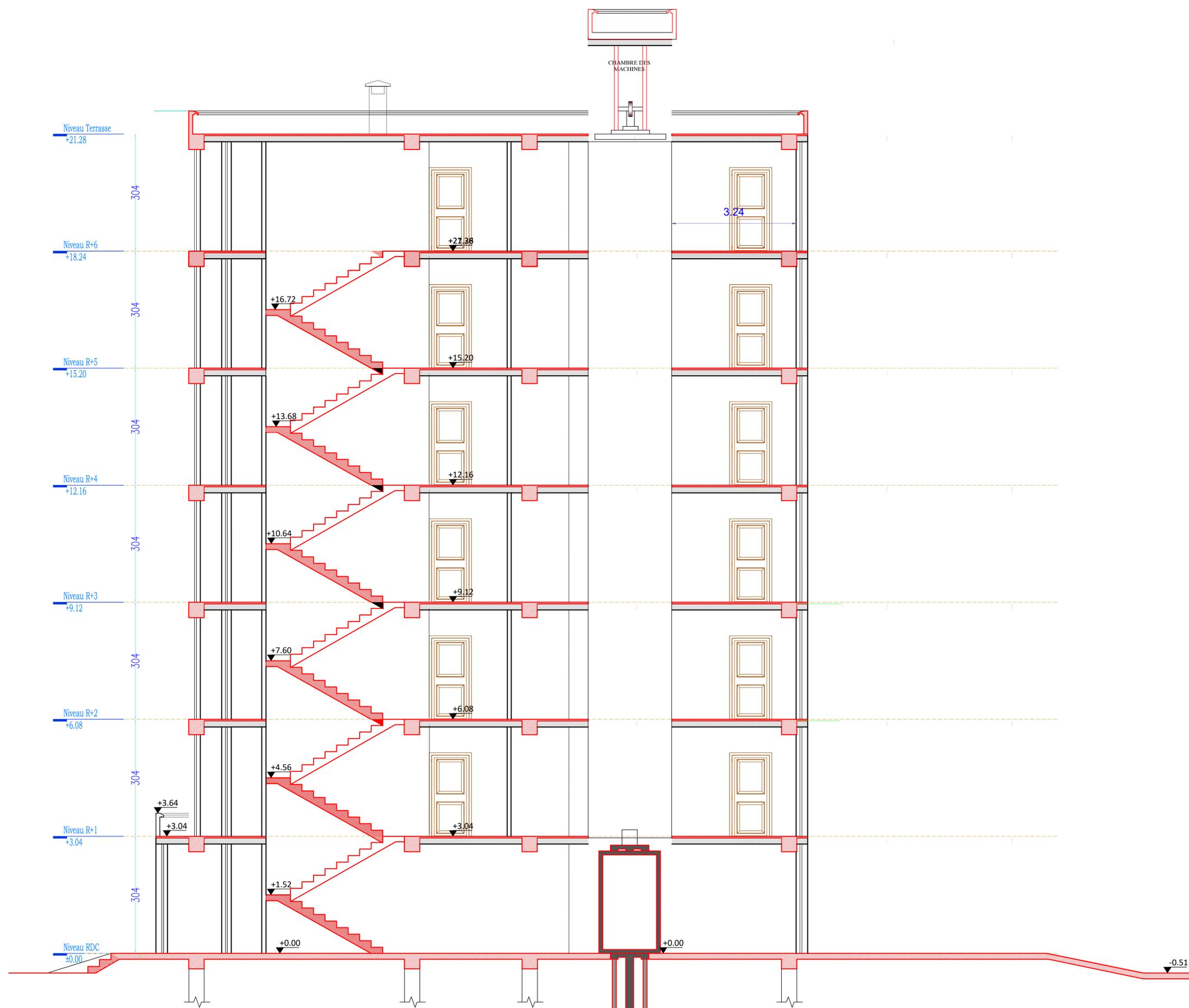
# PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE



# COUPE A-A



# COUPE B-B