

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

**Département de Génie Civil**



## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En vue de l'obtention du diplôme de master  
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : *Construction Civile et industrielle***

### ***Thème***

**Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et  
commercial contreventé par voiles porteurs**

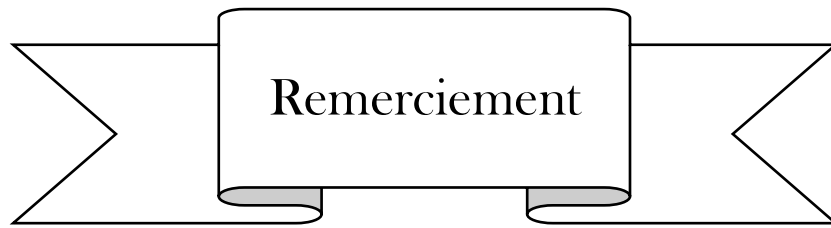
*Présenté par :*

**M<sup>elle</sup>: BELGACEM Hanane**

Devant le jury composé de :

Mme CHERIFI Fatiha	Maitre de conférences à l'UMMTO	Présidente.
Mme HADADDEN Nassima	Maitre-assistante à l'UMMTO	Examinatrice.
Mme HADDAD Kahina	Maitre de conférences à l'UMMTO	Encadrante.

Promotion : 2024/2025



# Remerciement

À l'issue de ce travail, nous tenons à remercier en premier lieu le bon Dieu, de nous avoir donné la santé, la volonté et la patience pour mener à terme notre formation de master et réaliser ce travail.

Je remercie chaleureusement mon encadrante, **Dr. Kahina Haddad**, qui m'a encadré pendant la réalisation de ce mémoire. Elle représente pour moi un guide et un exemple de sérieux dans le travail, ainsi qu'une experte dans ce vaste domaine. Je lui suis reconnaissante pour ses précieux conseils et sa bienveillance tout au long de ce projet.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance au **Dr. Karim Ben Yahi**, au **Dr. Amar Louzai** et à **Mme Lynda Belazouz** pour leur aide précieuse, leur disponibilité et leur réactivité au long de la modélisation sous ETABS, ainsi que pour leur soutien dans la résolution des problèmes techniques rencontrés au cours de ce travail.

Un grand merci à **Mme Thassedda** pour son aide à la réalisation des plans de ferrailage.

Je tiens également à remercier les **membres du jury** pour l'attention qu'ils ont portée à ma présentation, ainsi que pour l'honneur qu'ils me font en évaluant ce travail.

Enfin, j'adresse mes remerciements à **tous les enseignants** qui ont contribué à ma formation, ainsi qu'à tous ceux qui ont soutenu dans l'accomplissement de ce projet.



**Je dédie ce travail ;**

**A mes chers parents ;**

Mon exemple éternel, mon soutien moral, la lumière qui guide mes pas et m'ouvre les chemins de la réussite. Pour tous leurs sacrifices consentis, leurs précieux conseils, leur assistance constante et leur présence inestimable dans ma vie.

*Que dieu les protège pour moi*

**A mes chères frères et sœurs ;**

Nabil, Brahim, Leila, Sihem, Smail, Hayet, Sofiane, Yanis, Anissa et Dina ; Pour leur dévouement, leur compréhension, leur soutien, leurs conseils et leur amour, qui m'ont permis d'arriver jusqu'ici. Ils ont toujours cru en moi et n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

À toutes les personnes qui m'ont toujours encouragée, soutenue et accompagnée durant mon parcours d'études, notamment mes chers amis : Nabila, Sihem, Thanina, Ryma, Lisa, et toutes les personnes que je connais, sans exception.

Enfin, j'offre mes bénédictions à tous ceux qui m'ont soutenue dans l'accomplissement de ce travail.

**HANANE**

## Table des matières

Introduction générale .....	- 3 -
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b>	
I.1 Introduction.....	- 3 -
I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	- 3 -
I.3 Donnée du site.....	- 3 -
I. 4 Eléments de l'ouvrage .....	- 3 -
I.5 Système de coffrage .....	- 5 -
I.6 Réglementation utilisée .....	- 5 -
I.7 Caractéristique des matériaux utilisés .....	- 5 -
I.8 Conclusion .....	- 10 -
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
II.1 Introduction .....	- 11 -
II.2 Pré dimensionnement du plancher .....	- 11 -
II.3 Pré dimensionnement des poutres .....	- 12 -
II.3.1 Poutres principales (PP).....	- 12 -
II.3.2 Poutres secondaires (PS) .....	- 12 -
II.3.3 La poutre de chaînage .....	- 13 -
II.3.4 Poutres palières .....	- 13 -
II.4 Pré Dimensionnement des voiles.....	- 14 -
II.5 Calcul de la section des poteaux .....	- 15 -
II.5.1 Détermination des charges et surcharges .....	- 16 -
II.5.2 Calcul de charge et surcharge revenant au poteau plus sollicité .....	- 18 -
II.5.3 Dégression verticale des surcharges d'exploitation (DTR.B.C.2.2 ;Art 6.3).....	- 19 -
II.5.4 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1).....	- 21 -
II.5.5 Vérification des poteaux au flambement .....	- 22 -
II.6 Conclusion.....	- 23 -
<b>Chapitre III : Calcul des éléments</b>	
III.1 Introduction.....	- 24 -
III.2 Les planchers en corps creux .....	- 24 -
III.2.1 Dalle de compression .....	- 24 -
III.2.2 Calcul des poutrelles .....	- 25 -
III.2.3 Conclusion.....	- 26 -
III.2.4 Calcul des armatures .....	- 34 -
III.2.5 Vérification à l'ELU .....	- 35 -

III.2.6 Calcul à l'ELS .....	- 37 -
III.2.7 Vérification à l'ELS .....	- 42 -
III.2.8 Conclusion.....	- 45 -
<b>III.3 Calcul de la dalle pleine.....</b>	<b>- 24 -</b>
III.3.1 Détermination des charges et surcharges .....	- 24 -
III. 3.2 Combinaison des charges.....	- 25 -
III. 3.3 Vérification à l'ELU .....	- 26 -
III.3.4 Vérification à l'ELS .....	- 24 -
III. 3.5 Vérification de la flèche .....	- 25 -
III. 3.6 Conclusion.....	- 26 -
<b>III.4 Calcul de chéneau.....</b>	<b>- 52 -</b>
III.4.1 Etude de l'acrotère.....	- 52 -
III.4.1.1 Calcule des sollicitations .....	- 52 -
III.4.1.2 Combinaison des charges.....	- 53 -
III.4.1.3 Calcul des armatures .....	- 53 -
III.4.1.4 Les vérifications à l'ELU .....	- 54 -
III.4.1.5 Les Vérifications à l'ELS .....	- 57 -
III.4.2 Conclusion.....	- 58 -
III.4.3 Etude du port à faux.....	- 58 -
III.4.3.1 Calcul des sollicitations .....	- 58 -
III.4.3.2 Combinaison de charge.....	- 58 -
III.4.3.3 Ferrailage .....	- 58 -
III.4.3.4 Vérification à l'ELU.....	- 59 -
III.4.3.5 Vérification à l'ELS .....	- 60 -
III.4.3.6 Les Vérifications.....	- 62 -
III.4.3.7 Vérification de la flèche .....	- 62 -
<b>III.5.1 Calcul de l'escalier.....</b>	<b>- 64 -</b>
III.5.2 calcul de 1 <sup>ère</sup> volé.....	- 65 -
III.5.2.1 Dimensionnement dimensionnement de la 1 <sup>ère</sup> volée.....	- 65 -
III.5.2.2 Détermination de charges et surcharges .....	- 66 -
III.5.2.3 Calcul à l'ELU .....	- 67 -
III.5.2.4 Calcul les armatures a l'ELU .....	- 70 -
III.5.2.5 Vérification à l'ELU.....	- 71 -
III.5.2.6 Calcul à l'ELS .....	- 74 -
III.5.2.7 Vérification à l'ELS .....	- 76 -
III.5.3 Calcul de la 2 <sup>ème</sup> volée .....	- 80 -
III.5.3.1 Le dimensionnement de la marche et de contremarche.....	- 80 -
III.5.3.2 Détermination de charges et surcharges.....	- 81 -
III.5.3.3 Calcul à l'ELU.....	- 82 -

III.5.3.4 Calcul des armatures à l'ELU .....	- 84 -
III.5.3.5 Vérification à l'ELU.....	- 85 -
III.5.3.6 Calcul à l'ELS .....	- 87 -
III.5.3.7 Vérification à l'ELS .....	- 89 -
<b>III.6 Etude de la poutre palière .....</b>	<b>- 93 -</b>
III.6.1 Dimensionnement .....	- 93 -
III.6.2 Calcul des efforts à l' ELU.....	- 93 -
III.6.3 Calcul des armatures .....	- 94 -
III.6.4 Vérifications à l'E.L.U .....	- 95 -
III.6.5 Verification à l'ELS .....	- 96 -
<b>III.8 Poutre de chaînage .....</b>	<b>- 98 -</b>
III.8.1 Introduction .....	- 98 -
III.8.2 Détermination des charges et surcharges .....	- 98 -
III.8.3 Les combinaisons des charges .....	- 98 -
III.8.4 Calcul des efforts interne .....	- 98 -
III.8.5 Calcul de ferrailage.....	- 99 -
III.8.6 Vérification à L'ELU .....	- 99 -
III.8.7 Calcul des armatures à l'ELS.....	- 101 -
III.8.8 Vérification à l'ELS .....	- 101 -
III.8.9 Conclusion.....	- 102 -
<b>Chapitre IV : Modélisation avec ETABS</b>	
IV.1 Introduction.....	- 103 -
IV.2 Description du logiciel ETABS.....	- 103 -
IV.3 Les étape de la modélisation .....	- 104 -
IV.4 Étapes de l'analyse et présentation des résultats .....	- 120 -
<b>Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA</b>	
V.1 Introduction.....	- 124 -
V.2 Méthode de calcul.....	- 124 -
V.3 Vérification des conditions des règlements parasismiques algériens .....	- 125 -
V.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4 RPA99/2003).....	- 125 -
V.3.2 Pourcentage de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99/ 2003) .....	- 126 -
V.3.3 Vérification de l'excentricité (Art4.3.7 RPA99/2003) .....	- 128 -
V.3.4 Justification du système de contreventement (Art 3.4.A RPA99/2003).....	- 130 -
V.3.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.2.3 RPA99/2003).....	- 137 -
V.3.6 Vérification des déplacements relatifs (Art4.4.3 RPA 99/2003) .....	- 145 -
V.3.7 Vérification du déplacement maximal de la structure.....	- 148 -
V.3.8 Vérification de l'effet P-Delta:.....(Art 5.9 RPA99/2003) .....	- 149 -
V.3.9 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art7.4.3.1 RPA99/2003) .....	- 153 -

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI.1 Introduction .....	- 156 -
VI.2 Les combinaisons d'actions .....	- 156 -
VI.3 Les sollicitations.....	- 156 -
VI.4 Ferrailage des poteaux.....	- 157 -
VI.4.1 Introduction .....	- 157 -
VI.4.2 Recommandations du RPA99/version 2003 : (Art.7.5.2) .....	- 157 -
VI.5 Calcul des armatures a L'ELU.....	- 160 -
VI.5.1 Etapes de calcul en flexion composée .....	- 160 -
VI.5.2 Exposé de la méthode de calcul.....	- 160 -
VI.6 Vérification a L'ELU.....	- 166 -
VI.7 Vérification à L'ELS .....	- 168 -
VI.7.1 Vérification des contraintes à l'ELS.....	- 169 -
VI.8 Ferrailage des poutres .....	172
VI.8.1 Introduction .....	172
VI.8.2 Recommandations du RPA99/version 2003 : (Art.7.5.2) .....	172
VI.8.3 Calcul des armatures .....	173
VI.8.4 Ferrailage des poutres à l'ELU.....	174
VI.8.5 Vérifications à l'ELU .....	176
VI.8.6 Vérification du RPA99/version 2003 .....	179
VI.8.7 Vérification à L'ELS.....	181
VI.9 Ferrailage des voiles .....	185
VI.9.1 Introduction .....	185
VI.9.2 Les sollicitations engendrées dans le voile sont .....	185
VI.9.3 Comportement d'un voile .....	186
VI.9.3.1 Exposition de la méthode ce calcul.....	186
VI.9.4 Ferrailage des voiles.....	188
VI.9.4.1 Calcul des sections d'armatures.....	188
VI.9.5 Vérification à L'ELU .....	190
VI.9.6 Vérification à L'ELS.....	191
VI.9.7 Vérification à l'ELS .....	195
VI.10 Calcul du ferrailage des voiles et les vérifications a l'ELU et à l'ELS .....	196
VI.10.1 Calcul de ferrailage du voile .....	- 197 -
VI.10.2 Les vérification à L'ELU et à L'ELS.....	- 199 -
VI.11 Calcul de voile périphérique.....	- 204 -
VI.11.1 Introduction .....	- 204 -
VI.11.2 Détermination des sollicitations.....	- 204 -
VI.11.3 Calcul de la charge moyenne .....	- 205 -
VI.11.4 Recommandation RPA.....	- 206 -

VI.11.4.1 Vérification à l'ELU .....	- 207 -
VI.11.4.2 Vérification à l'ELS.....	- 208 -
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b>	
<b>VII. 1 Introduction.....</b>	<b>- 210 -</b>
VII.2 Définition type de fondation.....	- 210 -
<b>VII.3 Etude géométrie du sol.....</b>	<b>- 211 -</b>
<b>VII.4 Choix type de fondation .....</b>	<b>- 211 -</b>
<b>VII.5 Dimensionnement.....</b>	<b>- 211 -</b>
VII.5.1 Semelle isolée sous poteau .....	- 211 -
VII.5.2 Semelle filante.....	- 212 -
VII.5.3 Etude de radier générale .....	- 215 -
<b>VII.6 Vérifications .....</b>	<b>- 219 -</b>
<b>VII.7 Ferrailage de radier .....</b>	<b>- 222 -</b>
VII.7.1 ferrailage de la dalle .....	- 222 -
VII.7.2 Ferrailage.....	- 224 -
<b>VII.8 Vérification à l'ELU.....</b>	<b>- 224 -</b>
<b>VII.9 Vérification à l'ELS .....</b>	<b>- 225 -</b>
<b>VII.10 Ferrailage de débord .....</b>	<b>- 226 -</b>
VII.10.1 Vérification à l'ELU .....	- 227 -
VII.10.2 Vérification à l'ELS.....	- 227 -
<b>VII.11 Ferrailage des nervures.....</b>	<b>- 227 -</b>
VII.11.1 Détermination des sollicitations .....	- 232 -
VII.11.2 Calcul des armatures.....	- 239 -
VII.11.3 Vérification à l'ELU .....	- 239 -
VII.11.4 Vérification à l'ELS.....	- 241 -
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>244</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>245</b>

## Liste des tableaux

### Chapitre I

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers .....	- 13 -
---	--------

### Chapitre II

Tableau II.1 Vérification des conditions exigées par le RPA.....	- 13 -
Tableau II.2 : Epaisseur des voiles .....	- 15 -
Tableau II.3 : Charges permanentes(G) revenant au plancher terrasse.....	- 16 -
Tableau II.4 : Charge permanentes (G) revenant au plancher d'étage .....	- 17 -
Tableau II.5 : Surcharges d'exploitation .....	- 17 -
Tableau II.6: Charge revenant au poteau le plus sollicité .....	- 19 -
Tableau II.7 : Surcharges revenant au poteau le plus sollicité.....	- 19 -
Tableau II.8 : Les valeurs du coefficient $(3+n / 2n)$ .....	- 20 -
Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charges et choix de section. ....	- 21 -
Tableau II. 10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.....	- 21 -
Tableau II.11 : Vérification des poteaux aux flambements .....	- 22 -
Tableau II.12 : Synthèse des sections retenues.....	- 23 -

### Chapitre III

Tableau III.1 : Récapitulatif d'armatures de dalle de compression.....	- 27 -
Tableau III.2 : Récapitulatif des conditions d'application de la méthode forfaitaire .....	- 27 -
Tableau III.3 : Récapitulatif des moments isostatiques .....	- 29 -
Tableau III.4 : Récapitulatif des moments en travées .....	- 30 -
Tableau III.5 : Récapitulatif des efforts tranchants .....	- 31 -
Tableau III.6 : Récapitulatif moments isostatique.....	- 32 -
Tableau III.7 : Récapitulatif des moments en travées .....	- 33 -
Tableau III.8 : Récapitulatif des efforts tranchants .....	- 34 -
Tableau III.9 : Récapitulatif des moments à l'ELS .....	- 38 -
Tableau III.10 : Récapitulatif des efforts tranchants.....	- 39 -
Tableau III.11 : Des moments isostatiques.....	- 40 -
Tableau III.12 : Des moments en travées .....	- 41 -
Tableau III.13 : Des efforts tranchant.....	- 42 -
Tableau III.14 : Charge permanentes revenant au balcon.....	- 46 -
Tableau III.15 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.....	- 46 -
Tableau III.16 : Charge permanente de volée.....	- 66 -
Tableau III.17 : Charge permanente de palier .....	- 67 -
Tableau III.18 : Charge permanente volée .....	- 81 -
Tableau III.19 : Charge permanente palier .....	- 81 -
Tableau III.20 : Vérification à l'ELS .....	- 101 -

## Chapitre V

Tableau V.1 : Vérification de l'excentricité .....	- 130 -
Tableau V.2 : Vérification de contreventement (X-X).....	- 134 -
Tableau V.3 : Vérification de contreventement (Y-Y).....	- 135 -
Tableau V.4 : Vérification de contreventement (Z-Z) .....	- 136 -
Tableau V.5 : Valeur pénalité.....	- 139 -
Tableau V.6 : Vérification de déplacement.....	- 147 -
Tableau V.7 : L'évaluation de cet effet 2ème ordre suivant le sens X-X.....	- 152 -
Tableau V.8 : L'évaluation de cet effet 2ème ordre suivant le sens Y-Y.....	- 152 -
Tableau V.9 : Vérification section des poteaux.....	- 155 -

## Chapitre VI

Tableau VI.1 : Caractéristique mécanique des matériaux .....	- 157 -
Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandé par RPA .....	- 157 -
Tableau VI.3 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens le plus défavorable .....	- 158 -
Tableau VI.4 : Délimitation de la zone nodale .....	- 159 -
Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux à l'ELU .....	- 165 -
Tableau VI.6 : Diamètre des armatures transversales .....	- 167 -
Tableau VI.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	- 168 -
Tableau VI.8 : Vérification condition non fragilité.....	- 168 -
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS .....	- 171 -
Tableau VI.10 : Section minimale des armatures longitudinales .....	172
Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres principales.....	175
Tableau VI.12 : Ferrailage des poutres secondaires .....	176
Tableau VI.13 : Vérification condition non fragilité.....	177
Tableau VI.14 : Vérification aux cisaillements .....	177
Tableau VI.15 : Influence sur béton.....	178
Tableau VI.16 : influence sur béton .....	178
Tableau VI.17 : Vérification de l'adhérence des barres .....	179
Tableau VI.18 : Ancrage des armatures .....	179
Tableau VI.19 : Vérification des armatures longitudinale .....	180
Tableau VI.20 : Armatures transversales .....	180
Tableau VI.21 : Armatures transversales minimales .....	181
Tableau VI.22 : Délimitation de la zone nodale .....	181
Tableau VI.23 : Vérification des contraintes .....	183
Tableau VI.24 : Diagrammes des contraintes obtenues.....	187
Tableau VI.25: Armature verticales .....	188
Tableau VI.26: Calcul des armatures .....	196
Tableau VI.27 : Calcul des armatures verticales .....	- 197 -
Tableau VI.28 : Calcul des armatures transversales .....	- 198 -

<b>Tableau VI 29 : Vérification à l'ELU et à l'ELS.....</b>	<b>- 199 -</b>
<b>Tableau VI 30 : Calcul des contraintes .....</b>	<b>- 200 -</b>
<b>Tableau VI.31 : Armatures verticales .....</b>	<b>- 201 -</b>
<b>Tableau VI.32 : Armatures transversale pour une seule nappe .....</b>	<b>- 202 -</b>
<b>Tableau VI.33 : Vérification à l'ELU et à l'ELS.....</b>	<b>- 203 -</b>
<b>Tableau VI.34 : Calcul des armatures.....</b>	<b>- 206 -</b>
<b>Tableau VI.35 : Vérification des contraintes .....</b>	<b>- 209 -</b>
<b>Chapitre VII</b>	
<b>Tableau VII.1 : Semelle filante sous voiles longitudinal .....</b>	<b>- 213 -</b>
<b>Tableau VII.2 : Semelle filante sous voiles transversale .....</b>	<b>- 213 -</b>
<b>Tableau VII.3 : Semelle filante sous poteaux .....</b>	<b>- 214 -</b>
<b>Tableau VII.5 : Ferrailage de radier.....</b>	<b>- 224 -</b>
<b>Tableau VI.6 : Vérification à l'ELU.....</b>	<b>- 224 -</b>
<b>Tableau VII.7 : Vérification des contraintes.....</b>	<b>- 226 -</b>
<b>Tableau VII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal) .....</b>	<b>- 230 -</b>
<b>Tableau VII.9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal). .....</b>	<b>- 231 -</b>
<b>Tableau VII 10 : Les efforts internes dans les nervures .....</b>	<b>- 239 -</b>
<b>Tableau VII.11 : Les armatures longitudinales .....</b>	<b>- 239 -</b>
<b>Tableau VII.12 : Vérification à l'ELS.....</b>	<b>- 241 -</b>

## Liste des figures

### Chapitre I

Figure I.1 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU .....	- 6 -
Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformations du béton (ELS) .....	- 7 -
Figure I.3 : Diagramme des contraintes- déformations.....	- 10 -

### Chapitre II

Figure II.1 : Coupe transversale du plancher à corps creux .....	- 14 -
Figure II.2 : Coupe verticale de voile .....	- 14 -
Figure II.3 : Coupes de voile en plan.....	- 14 -
Figure II.4 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible. ....	- 16 -
Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.....	- 17 -
Figure II.5 : Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité (B2). ....	- 18 -
Figure II.6 : Dégression des charges.....	- 20 -

### Chapitre III

Figure III.1 : Disposition constrictive de la dalle de compression.....	- 25 -
Figure III.2 : Schéma statique de poutrelle .....	- 25 -
Figure III.3 : Schéma représentative de poutrelle .....	- 26 -
Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle à sept travées.....	- 28 -
Figure III.5 : Schéma statique de poutrelle à trois travées.....	- 32 -
Figure III.6 : Schéma statique des poutrelles à l'ELS .....	- 37 -
Figure III.7 : Schéma statique à trois travées à l'ELS.....	- 40 -
Figure III.8 : Schéma représentatif de centre de gravité de la poutrelle.....	- 44 -
Figure III.9 : ferrailage des poutrelles .....	- 45 -
Figure III.10 : Schéma statique de la dalle pleine.....	- 46 -
Figure III.11 : Coupe transversale de la dalle pleine.....	- 46 -
Figure III.12 : Schéma statique à l'ELU .....	- 47 -
Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	- 48 -
Figure III.14 : Ferrailage de la dalle pleine .....	- 51 -
Figure III.15 : Schéma statique de l'acrotère .....	- 52 -
Figure III.16 : Diagramme des moments et l'effort tranchant.....	- 53 -
Figure III.17 : Schéma représentatif de centre de pression.....	- 56 -
Figure III.18 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	- 58 -
Figure III.19: Ferrailage de l'acrotère .....	- 63 -
Figure III.20 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.....	- 70 -
Figure III.21 : Diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS .....	- 76 -
Figure III.22 : Ferrailage de la 1 <sup>ère</sup> volée.....	- 79 -
Figure III.23 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.....	- 84 -
Figure III.24 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS .....	- 89 -
Figure III.25 : ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> volée.....	- 89 -

Figure III.26 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.....	- 94 -
Figure III.27 : Ferrailage de la poutre palière .....	- 97 -
Figure III.28 : Ferrailage de la poutre de chaînage .....	- 97 -

## Chapitre VI

Figure VI.1 : Schéma des jonctions par recouvrement (zone nodale des poteaux).....	- 158 -
Figure VI.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles .....	190

## Chapitre VII

Figure VII.1 : Semelle isolé.....	- 212 -
Figure VII.2 : Distribution des sollicitations.....	- 214 -
Figure VII.3 : Schéma de radier générale .....	- 216 -
Figure VII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux .....	- 219 -
Figure VII.5 : Répartition trapézoïdale .....	- 219 -
Figure VII.6 : Présentation des chargements simplifiés .....	- 219 -
Figure VII.7 : Répartition triangulaire .....	- 228 -
Figure VII.8 : Moment fléchissant à l'ELU .....	- 232 -
Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	- 232 -
Figure VII.10 : Effort tranchant à l'ELU .....	- 233 -
Figure VII.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	- 233 -
Figure VII.12 : Moment fléchissant à l'ELS .....	- 233 -
Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	- 234 -
Figure VII.14 : Effort tranchant à l'ELS .....	- 235 -
Figure VII.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS .....	- 235 -
Figure VII.16 : Moment fléchissant à l'ELU .....	- 236 -
Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU .....	- 236 -
Figure VII.18 : Effort tranchant à l'ELU .....	- 236 -
Figure VII.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	- 237 -
Figure VII.20 : Moment fléchissant à l'ELS .....	- 237 -
Figure VII.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	- 238 -
Figure VII.22 : Effort tranchant à l'ELS .....	- 238 -
Figure VII.23 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....	- 238 -

---

# **Plans d'architectures**

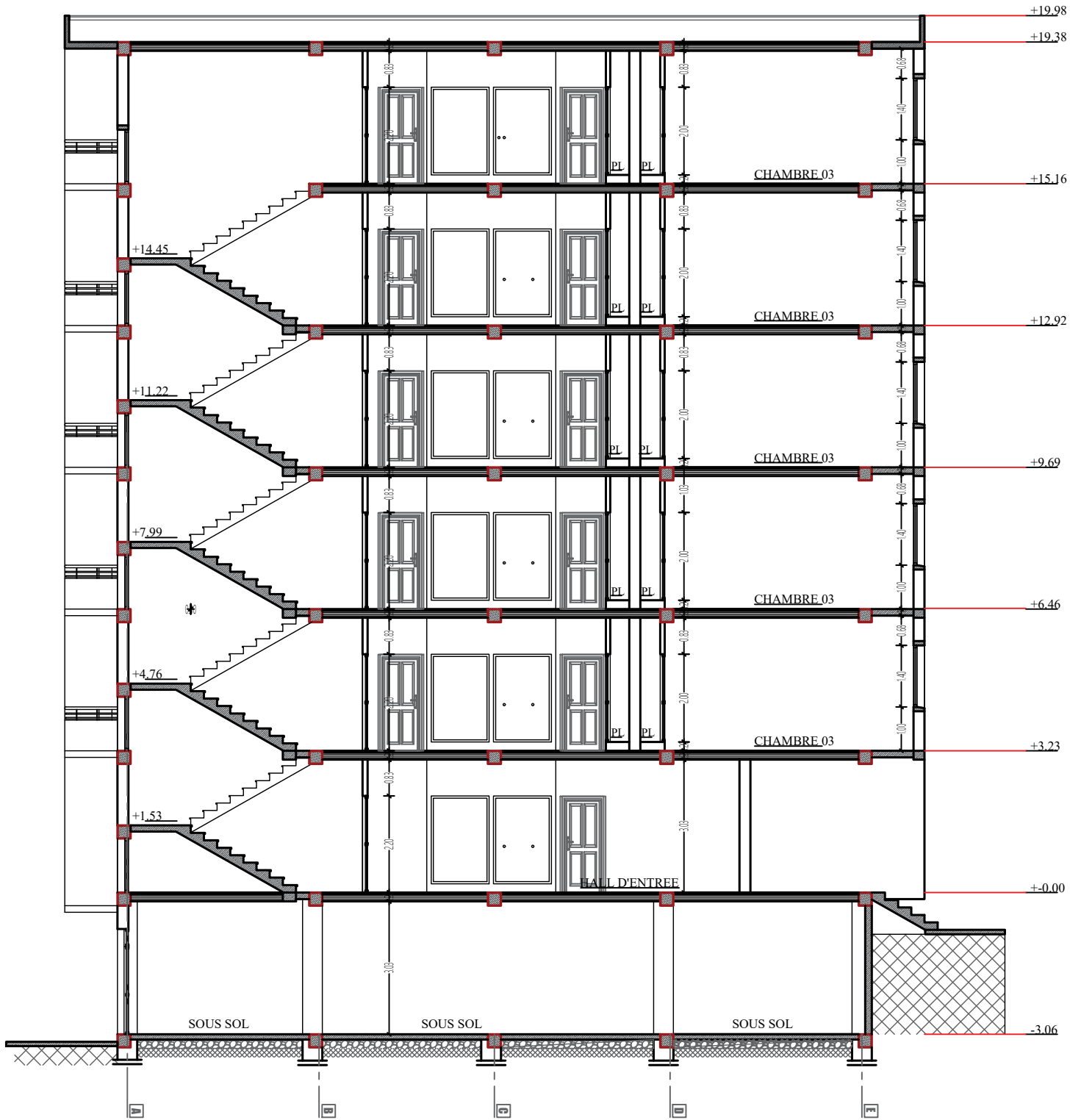
---



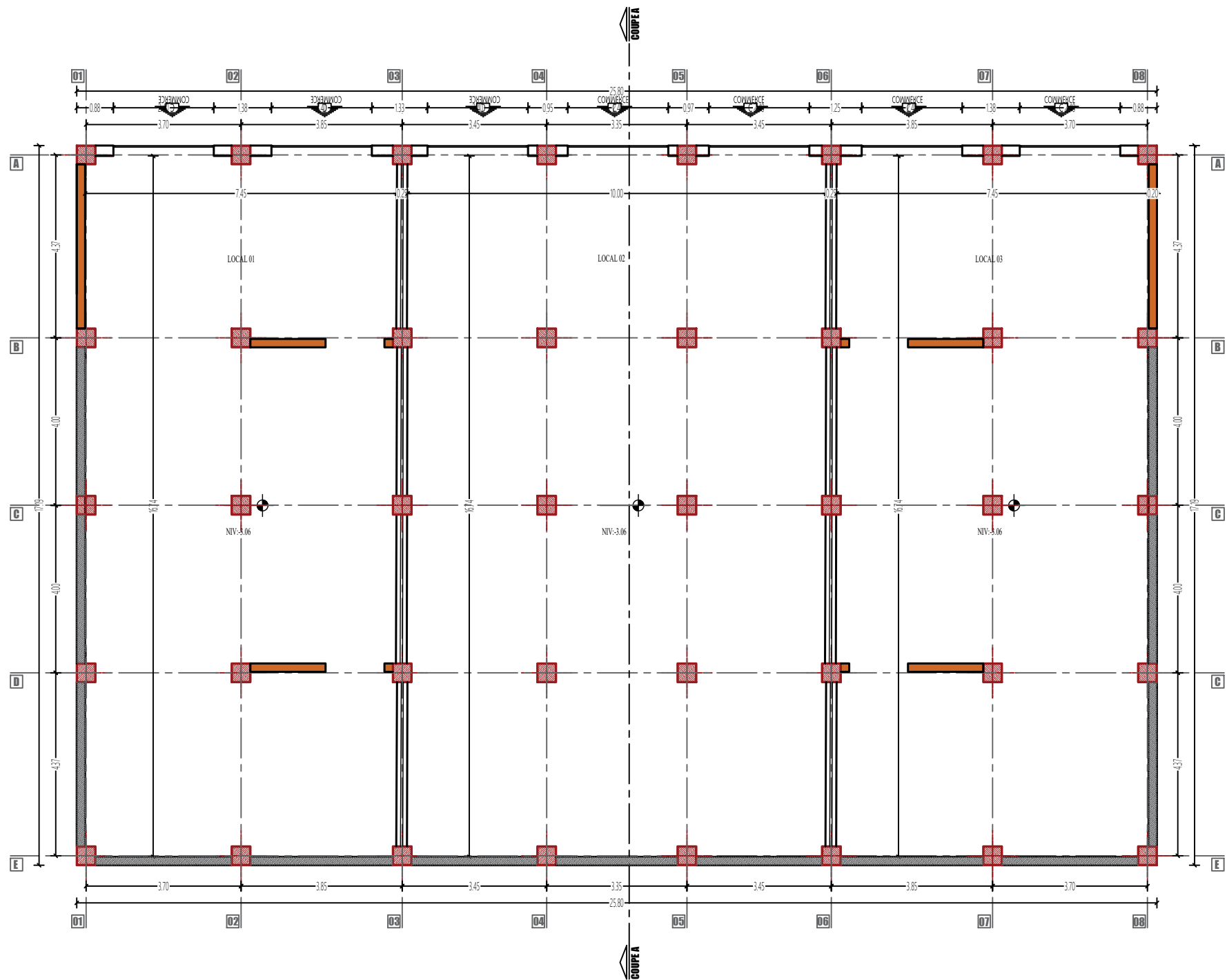
FACADE PRINCIPALE



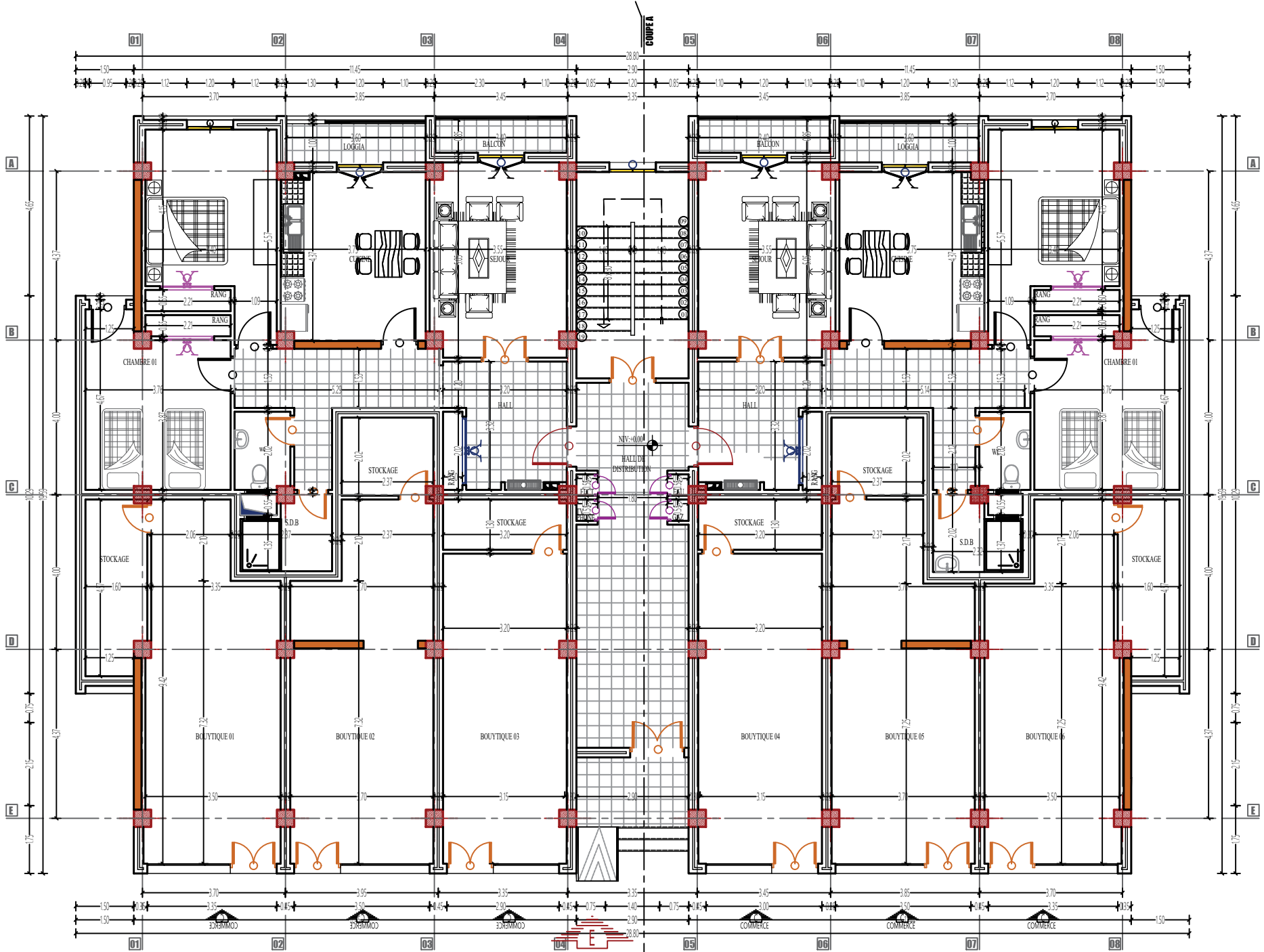
FACADE POSTERIEURE



COUPE A-A



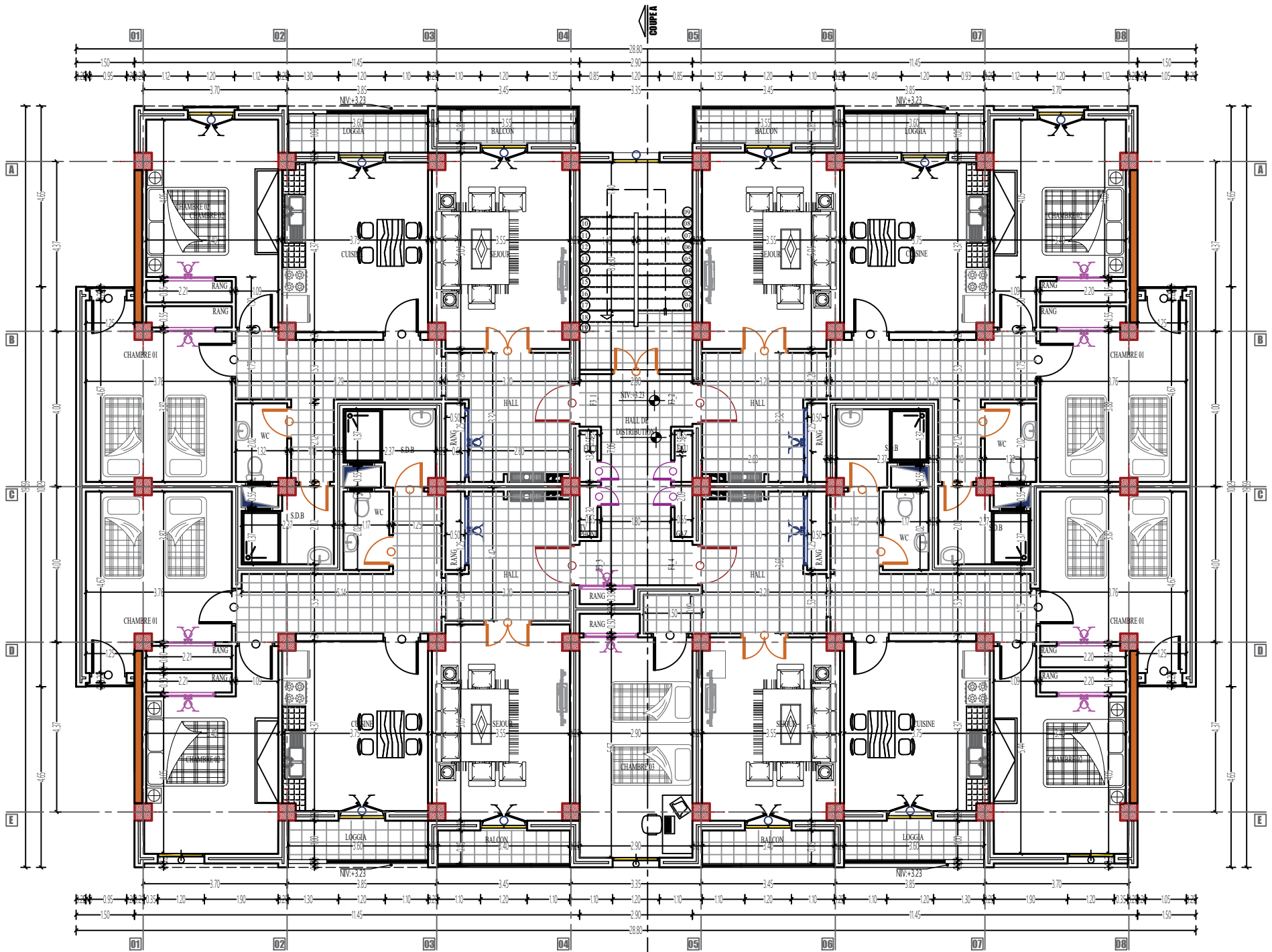
SOUS SOL



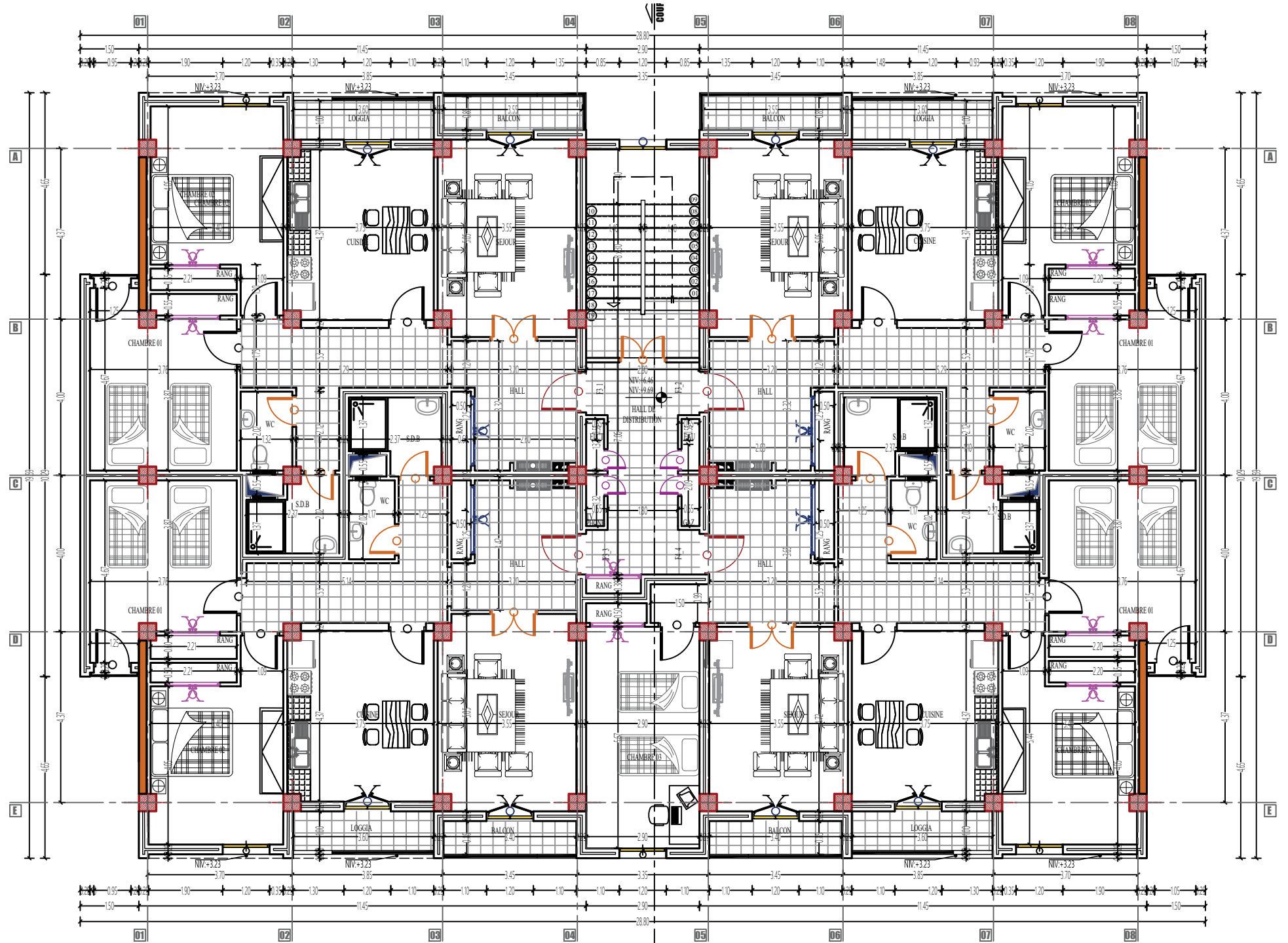
RDC

ENTREE

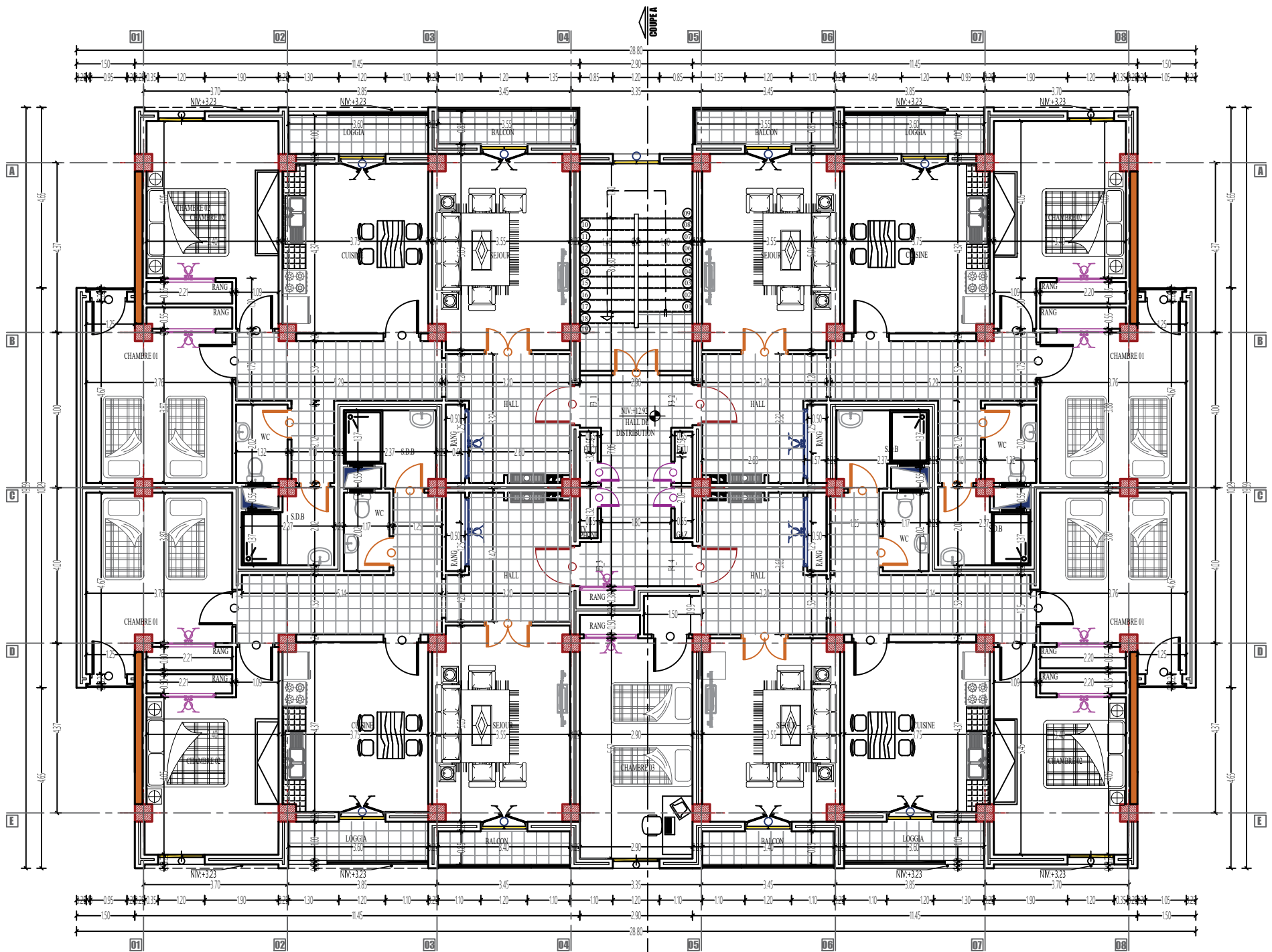
COUPE A



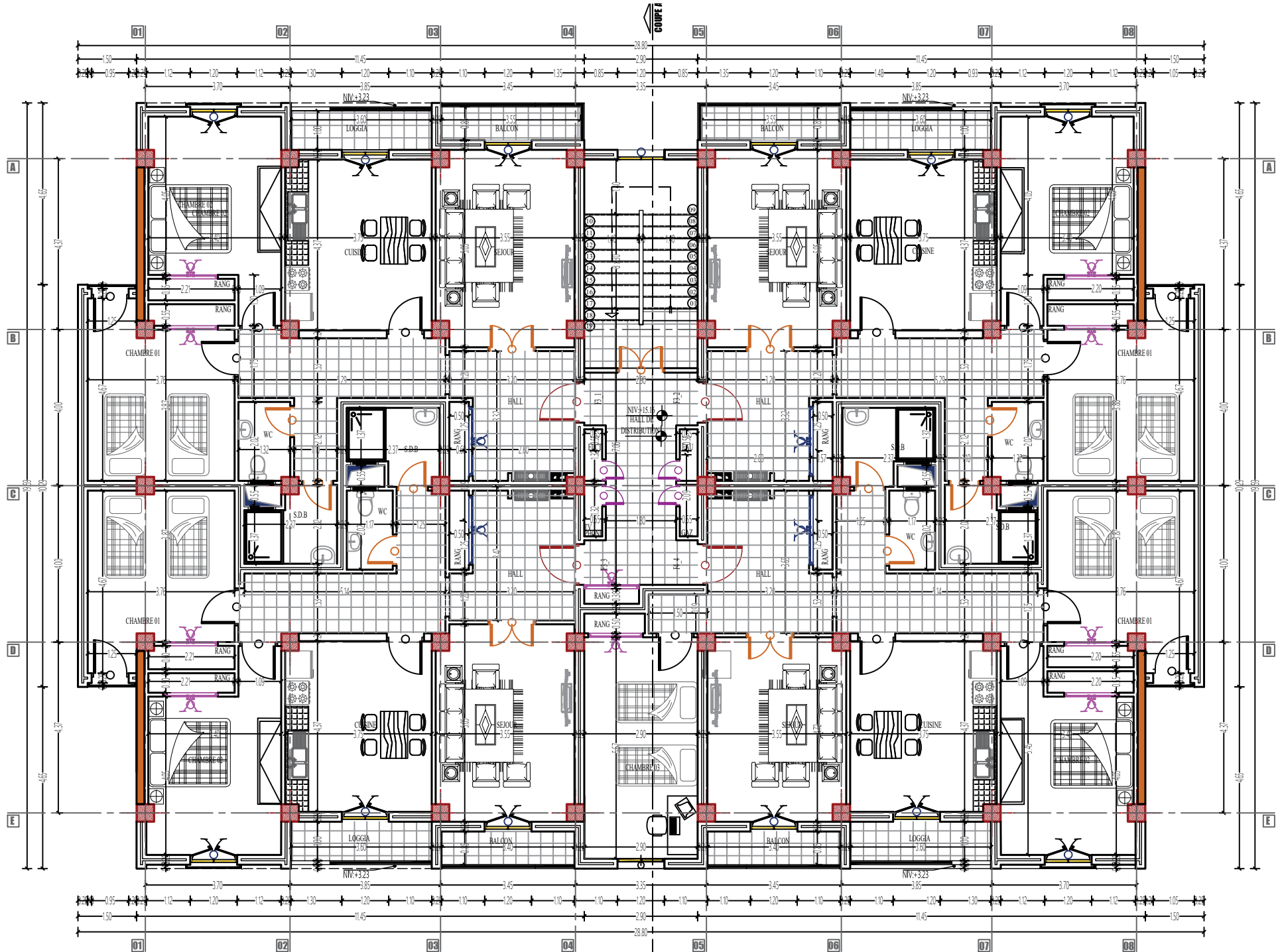
# 01 ERE ETAGE



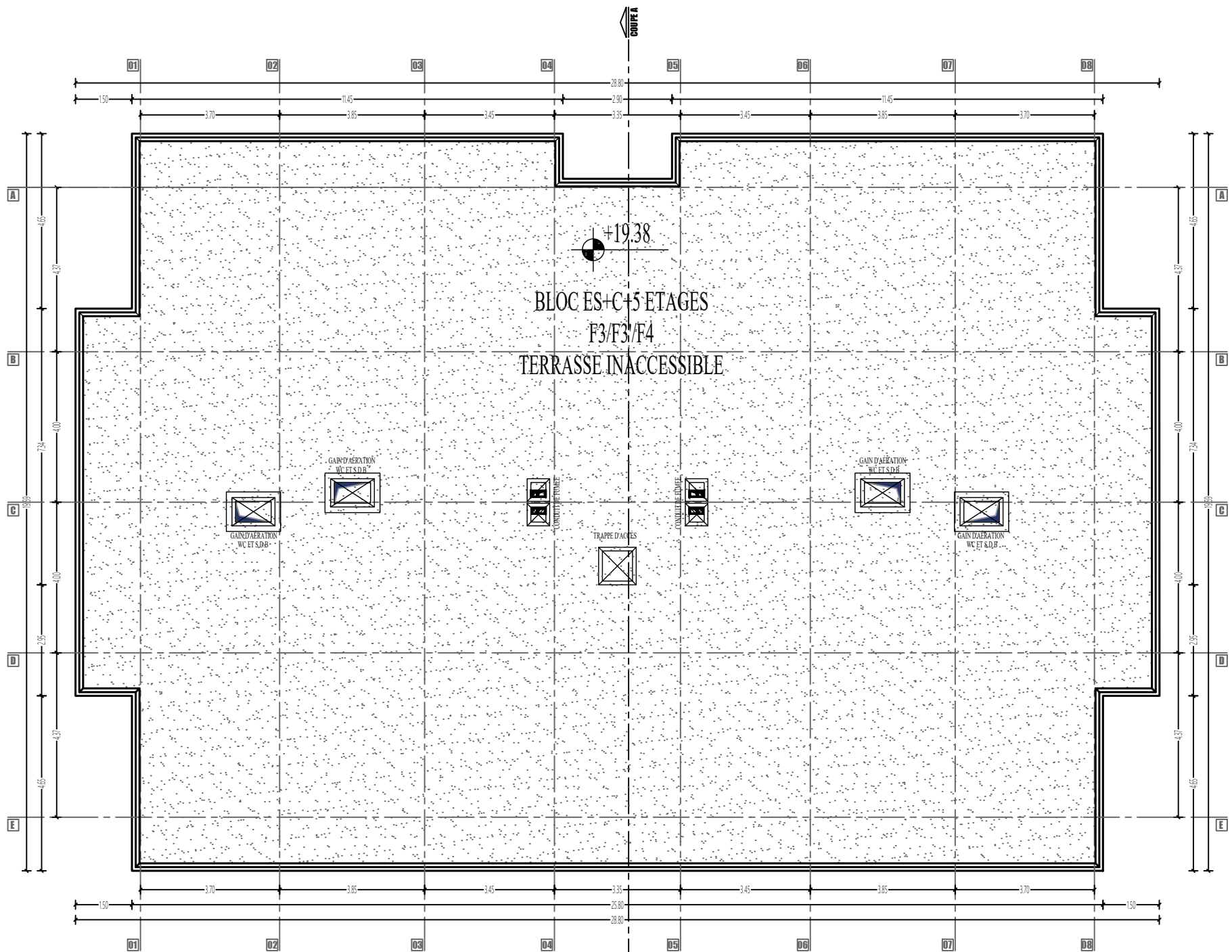
02 +03 ETAGE



# 04 EME ETAGE



# 05 EME ETAGE



BLOC ES+C+5 ETAGES  
 F3/F3/F4  
 TERRASSE INACCESSIBLE

TOITURE

# Introduction générale

L'Algérie, en raison de sa situation géographique, est exposée à des risques sismiques importants, rendant la conception de bâtiments résistants aux tremblements de terre cruciale. La conception de structures conformes aux normes parasismiques est donc obligatoire. Elle vise à garantir la sécurité des occupants et à respecter les exigences réglementaires, tout en tenant compte de l'importance du projet. De plus, l'optimisation économique est primordiale, notamment face à l'augmentation des coûts des matériaux, afin d'atteindre le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par son système de contreventement. Pour les structures en béton armé, celui-ci est généralement constitué de voiles, de portiques, ou d'une combinaison des deux.

Le règlement parasismique algérien est régulièrement mis à jour pour intégrer les avancées scientifiques concernant l'activité sismique et les retours d'expérience. Ces évolutions visent à améliorer la stabilité des structures et se traduisent par des modifications des textes réglementaires.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons choisi d'étudier un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un entre-sol, d'un rez-de-chaussée et de cinq étages, situé en zone IIa. Pour le calcul de l'ouvrage, nous appliquerons les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé selon la méthode des états-limites (BAEL 91 modifié 99).

Le plan de travail est organisé comme suit :

Le chapitre I sera consacré à la présentation de l'ouvrage. Il détaillera ses caractéristiques géométriques et définira ses différents éléments constitutifs. Les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier utilisés au cours de ce travail y seront également présentées.

Le chapitre II portera sur le pré-dimensionnement des éléments structuraux, notamment les planchers en corps creux, les voiles, les poutres et les poteaux.

Dans le chapitre III, nous procéderons au calcul des éléments tels que les planchers, les escaliers, la poutre palière, l'acrotère et la poutre de chaînage. La présentation de leurs plans de ferrailage respectifs clôturera ce chapitre.

Les chapitres IV et V seront dédiés à la modélisation de la structure à l'aide du logiciel de calcul ETABS 9.1.4. Nous y vérifierons la conformité aux exigences du règlement

parasismique algérien, notamment la période fondamentale de la structure, le pourcentage des masses participantes, l'effort tranchant à la base, et l'effet P-Delta, entre autres.

Enfin, les chapitres VI et VII seront consacrés respectivement au ferrailage des poteaux, des poutres, des voiles, et de l'infrastructure. Chaque chapitre se conclura par la présentation des plans de ferrailage des éléments étudiés.

---

# **CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage**

---

## I.1 Introduction

Dans le but de mettre en pratique et de synthétiser les connaissances acquises durant notre cursus, il nous est donné d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commercial contreventé par voiles porteurs.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à **Tamda**, wilaya de **TIZI-OUZOU** classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

## I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

- Longueur totale du bâtiment .....L = 28.80m
- Largeur totale du bâtiment .....B = 19.59m
- Hauteur du RDC .....hr = 3.23m
- Hauteur de l'étage courant .....He = 3.23m
- Hauteur de l'acrotère .....ha = 0.6m
- Hauteur totale du bâtiment .....H = 19.38m
- Hauteur totale de entre sol .....h=3.23m

## I.3 Donnée du site

- Site meuble « S<sub>3</sub> »
- Contrainte admissible du sol " $\sigma_{sol}=1.5$  bars "

## I. 4 Eléments de l'ouvrage

### a- Ossature

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte composé de :

- Poteaux et poutres formant un système en portique dans les deux sens transversales est longitudinal destiné à reprendre les charges et les surcharges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.
- De voiles en béton armés disposés dans les deux sens : longitudinal et transversal, constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

### b- Les planchers

Sont des plans horizontaux séparent deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges
- **Fonction d'isolation** : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet les planchers sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

### c- Maçonnerie

Elle est composée de matériaux (brique, pierres, ...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs ; à simple et à double cloisons. Dans cette structure :

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

### d- Les Revêtements

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

-Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

-Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.

-Mortier de ciment pour les murs de façades

### e- Les escaliers

Ce sont des éléments de la construction qui permettent de monter ou de descendre d'un niveau à un autre.

Les escaliers sont constitués de paillasses et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par niveau.

### f- Les balcons

Le bâtiment comporte des balcons en corps creux.

### g- L'acrotère

Il est réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible.

### h- Les Fondations

Les fondations ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des surcharges d'exploitations, de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

### j- Terrasse inaccessible

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. Dans notre cas elle est constituée d'un corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

## I.5 Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux
- Sécurité de la main d'œuvre

## I.6 Réglementation utilisée

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir :

- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifiées 99)
- Le Règlement Parasismiques Algérien (RPA 99, modifié en 2003).
- Les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-2.2).
- Construction en béton armé (CBA 93).

## I.7 Caractéristique des matériaux utilisés

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier

### A-Béton

Le béton est un matériau hétérogène poreux constitué d'un mélange de granulats et d'une pâte, elle-même constituée à partir de ciment, d'eau et éventuellement d'ajouts.

#### A.1 Résistance caractéristique du béton

**1-Résistance à la compression :** Le béton est défini par sa contrainte déterminée à l'âge de 28 jours, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées. Elle est notée  $f_{c28}$ .

Dans notre cas on prend  $f_{c28} = 25$  Mpa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} && \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} && \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \text{(Art.A.2.1,11/ BAEL91 modifié 99)}$$

**2- Résistance à la traction :** La résistance caractéristique à la traction du béton à ( $j$ ) jours, notée  $f_{tj}$  est définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \text{ (Mpa)}$$

$$\begin{aligned} \text{à } 28 \text{ j : } f_{i28} &= 0,6 + 0,06 f_{c28} \\ f_{i28} &= 0,6 + 0,06 \times 25 \\ f_{i28} &= 2,1 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

Notre béton est caractérisé par :  $f_{i28} = 2,1 \text{ Mpa}$ .

## A.2 Contraintes limites du béton

### A.2.1 Contraintes limites de compression

#### - Etat limite ultime (ELU)

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3.41, BAEL 91**):

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ en MPA}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.

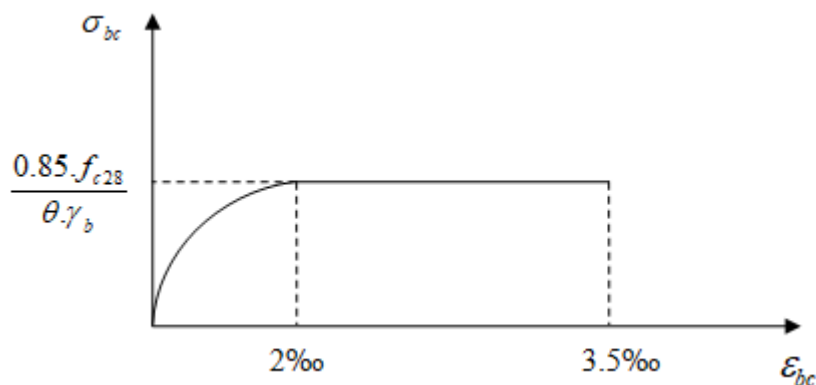
$\gamma_b = 1,5$  si la situation est courante.

$\theta$  : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$\theta = 1$  lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée > 24 heures

$\theta = 0,9$  lorsque cette durée comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$  lorsque cette durée est < 1 heure.



**Figure I.1** : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU

#### - État limite de service (ELS)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).

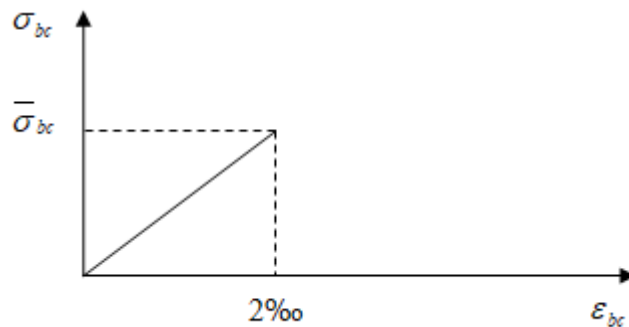
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (**Art. A.4.5.2, BAEL 91**) :

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

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :



**Figure I.2** : Diagramme contraintes- déformations du béton (ELS)

### A.2.2 Contrainte limite ultime de cisaillement : ( Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d}$$

Avec :

$V_u$ : effort tranchant à L'ELU dans la section ;  $b$ : largeur de la section cisailée ;

$d = 0.9h$  : Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left[ \frac{0,2x f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right] \text{ pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left[ \frac{0,15x f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right] \text{ pour la fissuration préjudiciable}$$

**A.3 Module d'élasticité**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et de la déformation engendrée, selon la durée de l'application de la contrainte. On distingue deux types de module :

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée : (art A-2.1.21 BAEL 91)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égal à :

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

Pour  $f_{c28} = 25 \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPA}$

➤ **Module de déformation différée : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

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

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{ MPa}$

➤ **Module d'élasticité transversale**

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

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

$\nu$  : Coefficient de poisson.

➤ **Coefficient de poisson (art A-213 BAEL 91 modifié 99)**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales,  $\left(\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}\right)$ , Il sera pris égal à :

$\nu = 0.2$  à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$  à l'état limite ultime (ELU).

**B- Acier**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**B.1 Caractéristiques des aciers utilisés**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\psi$
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	1.3	1

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

**B.2 Module d'élasticité :(art A 2.2.1 BAEL91)**

Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

**B.3 Coefficient de poisson des aciers :**

Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3.

**B.4 Les contraintes dans les aciers :**

**B.4.1 à ELU**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par :(art A 4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel.} \end{array} \right.$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
<b>Fe = 400 MPa</b>	$\sigma_{st}=348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st}=400 \text{ MPa}$
<b>Fe = 520 MPa</b>	$\sigma_{st}=452 \text{ MPa}$	$\sigma_{st}=500 \text{ MPa}$

**B.4.2 à l'ELS**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

**a- Fissuration peu nuisible : (BAEL91 /Art 4-5-32)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

**b- Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)**

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1,6$ ..... pour les HA si  $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$ ..... pour les HA si  $\Phi < 6\text{mm}$

**c- Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :**

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

### B.5 Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)

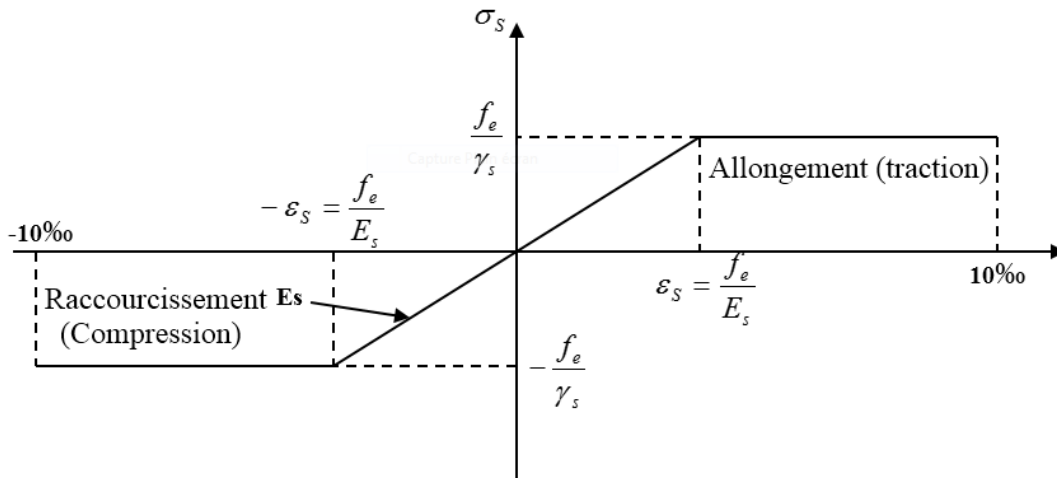


Figure I.3 : Diagramme des contraintes- déformations

### C. Protection des armatures

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99)

- **$c \geq 5 \text{ cm}$**  : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **$c \geq 3 \text{ cm}$**  : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **$c \geq 1 \text{ cm}$**  : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

### I.8 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, sa dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

---

## **CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments**

---

## II.1 Introduction

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, et avant tout calcul des éléments, il est nécessaire de procéder au dimensionnement des planchers, des poutres (principales et secondaires), des poteaux, puis des voiles, afin de garantir la résistance et la stabilité de l'ouvrage ainsi que la sécurité des personnes, pendant et après la réalisation.

Pour cela, on se réfère aux prescriptions réglementaires données par le RPA 99 (version 2003), le BAEL 91, ainsi que le DTR B.C.2.2 relatif aux charges permanentes et d'exploitation.

## II.2 Pré dimensionnement du plancher

Dans notre projet, on distingue un seul type de plancher. Ce dernier est composé de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression ferrillée avec un treillis à soudé. Les corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées déposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, la hauteur minimale du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{article B.6.8,424/BAEL 91})$$

Avec :

- $L_{max}$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
- $h_t$  : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

### Remarque

En premier temps, nous prendrons une section minimale de  $(25 \times 25)$  cm<sup>2</sup> exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas :  $L = 385 - 25 = 360$  cm

Nous aurons donc :

$$h_t \geq \frac{385 - 25}{22,5} = \frac{360}{22,5} = 16$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) qui sera valable pour tous les étages courants :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression

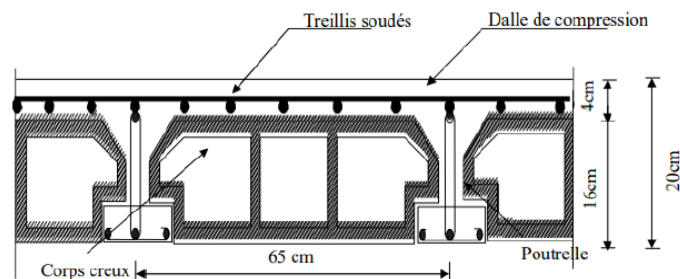


Figure II.1 : Coupe transversale du plancher à corps creux.

### II.3 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux réalisés en béton armé. Ils assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux, voiles)

On distingue dans les constructions en béton armé :

- Les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage

D'après le (BAEL91 modifiée99), les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, ces dimensions sont données par les relations suivants (**Art A.4.14 BAEL 91**) :

- $h_t$  : la hauteur de la poutre est comprise entre  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $b$  : largeur de la poutre est compris entre  $0.4ht \leq b \leq 0.7ht$
- $L_{\max}$ : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré

Tout en respectant les conditions du **RPA99/2003 (article 7.5.1)** relatives au coffrage des poutres à savoir :

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

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

$$- \text{Le rapport } \frac{h}{b} \leq 4$$

#### II.3.1 Poutres principales (PP)

- **La hauteur**

$$L_{\max} = 437 - 25 = 412\text{cm}$$

$$\frac{412}{15} \leq h \leq \frac{412}{10} \implies 27.46\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}$$

Soit  **$h = 40\text{cm}$**

- **La largeur**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \implies 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

Soit  **$b = 30\text{cm}$**

#### II.3.2 Poutres secondaires (PS)

- **La hauteur**

$$L_{\max} = 385 - 25 = 360\text{cm}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \implies 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

Soit  **$h = 35\text{cm}$**

- **La largeur**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \implies 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

Soit  **$b = 30\text{cm}$**

**II.3.3 La poutre de chaînage**

- **La hauteur**

$$L_{\max} = 385 - 25 = 360\text{cm}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \implies 24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$$

Soit **h = 30cm**

- **La largeur**

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Soit **b = 20cm**

**II.3.4 Poutres palières**

- **La hauteur**

$$L_{\max} = 335 - 25 = 310\text{cm}$$

$$\frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \implies 20.67\text{cm} \leq h \leq 31\text{cm}$$

Soit **h = 30cm**

- **La largeur**

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Soit **b = 20cm**

✓ **Vérification des exigences (RPA99 version 2003)**

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutres de chaînages	Poutres palières	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40cm	35cm	30cm	30cm	<b>Ok</b>
$b \geq 20\text{cm}$	30cm	30cm	20cm	20cm	<b>Ok</b>
$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}$	1,33	1,16	1,5	1,5	<b>Ok</b>

**Tableau II.1** Vérification des conditions exigées par le RPA

**Conclusion :** les sections (bxh) adoptées pour les poutres sont :

- Poutres principales : **(30x40) cm<sup>2</sup>**
- Poutres secondaires : **(30x35) cm<sup>2</sup>**
- Poutres de chaînage : **(20x30) cm<sup>2</sup>**
- Poutres palières : **(20x30) cm<sup>2</sup>**

**II.4 Pré Dimensionnement des voiles**

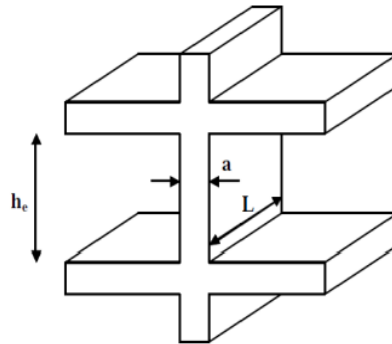
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer :

- ✓ La fonction de contreventement : assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales
- ✓ La fonction porteuse : reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.

D'après l'article (7.7.1 /RPA 99 / modifié 2003), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur ( $L_{min} \geq 4a$ ).

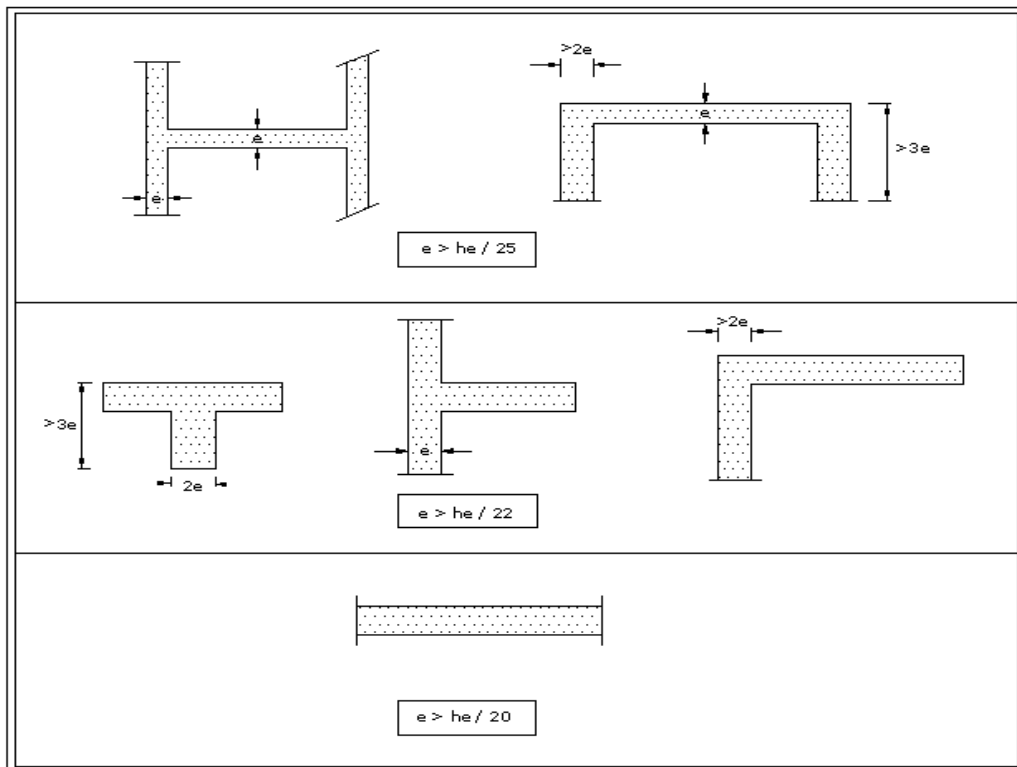
Avec :  $L_{min}$  : longueur min des voiles

$a$  : épaisseur des voiles



**Figure II.2 :** Coupe verticale de voile

D'après le même article, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :



**Figure II.3 :** Coupes de voile en plan

$$ep \geq \frac{he}{20}$$

$$ep \geq \frac{he}{20} \quad \text{Avec: } h_e = h_{\text{étage}} - h_{pp}$$

	Entre-sol	RDC	Etages
<b>h étage (cm)</b>	323	323	323
<b>H<sub>ps</sub> (cm)</b>	35	35	35
<b>he (cm)</b>	303	303	303
<b>a (cm)</b>	14.4	14.4	14.4
<b>A adopté (cm)</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>

Tableau II.2 : Epaisseur des voiles

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur **L** doit satisfaire la condition suivante :  $L_{min} \geq 4a$

On a :

$$\left. \begin{array}{l}
 4a = 4 \times 15 \geq 100 \text{ cm} \\
 L_{min} \geq 100 \text{ cm} \\
 a = 15 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}
 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

### II.5 Calcul de la section des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple en effectuant la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ , tel que :  $N_s = G + Q$ .

Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante  $(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ . On prévoit une section de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ .

La section du poteau le plus sollicité est donné par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_b}$$

Avec:

**N<sub>s</sub>** : effort normal de compression repris par le poteau ;

**G** : charges permanentes ;

**Q** : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges ;

**S** : section transversale du poteau ;

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte limite de service du béton en compression ;

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

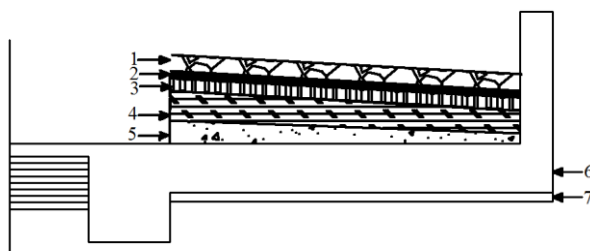
**Remarque :** En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de (25×25) cm<sup>2</sup>.

**II.5.1 Détermination des charges et surcharges**

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d’exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

**a) Charge permanentes « G »**

- ✓ **Plancher terrasse inaccessible**



**Figure II.4** Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
<b>1. Protection en gravillon</b>	0,05	17	0,85
<b>2. Etanchéité multicouche</b>	0,02	6	0,12
<b>3. Forme de pente</b>	0,07	22	1,32
<b>4. Feuille polyane</b>	-	-	0,01
<b>5. Isolation thermique</b>	0,05	04	0,2
<b>6. Dalle en corps creux</b>	0,20	14	2,80
<b>7. Enduit plâtre</b>	0,02	10	0,2
<b>G terrasse = ∑ G<sub>i</sub></b>			<b>5,50</b>

**TableauII.3 :** Charges permanentes(G) revenant au plancher terrasse

✓ Plancher étage courant

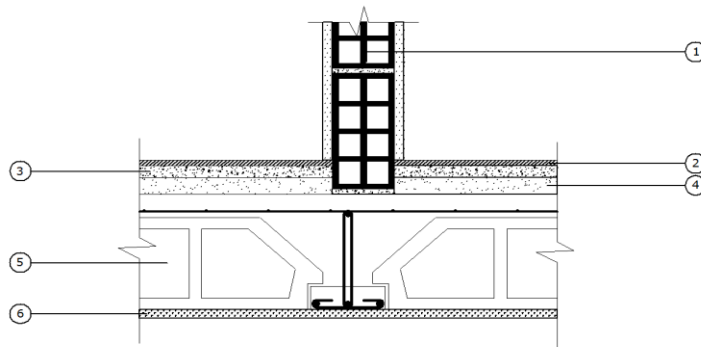


Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1. Cloison de séparation	0.10	09	0,90
2. Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
3. Mortier de pose	0,02	18	0,40
4. Couche de sable	0,02	18	0,36
5. Plancher en corps creux)	0.20	14	2,8
6. Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
$G_{\text{étage}} = \sum G_i$			<b>5,06</b>

Tableau II.4 : Charge permanentes (G) revenant au plancher d'étage

b) Charge d'exploitation

Les surcharges d'exploitation selon le **DTR B.C. 2.2** sont récapitulé dans le tableau suivant :

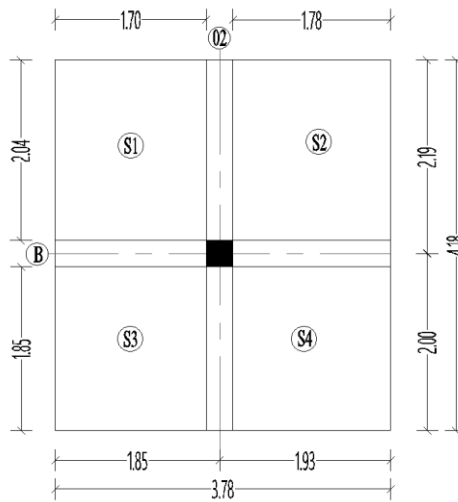
Elément	Surcharge (Q) (KN/m <sup>2</sup> )
Acrotère	1,00
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,50
Plancher RDC à usage d'habitation et commerciale	2,50
Plancher entre-sol à usage commerciale	3,50
Balcon	3,50
Escalier	2,50

Tableau II.5 : Surcharges d'exploitation

**II.5.2 Calcul de charge et surcharge revenant au poteau plus sollicité**

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (B 2)

**A) Surface d'influence**



**Figure II.5 :** Surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité (B2).

$$S_{Total} = S_T = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 1,70 \times 2,04 = 3.478m^2$$

$$S2 = 1,78 \times 2,04 = 3.63m^2$$

$$S3 = 1,85 \times 1,70 = 3.15m^2$$

$$S4 = 1,78 \times 1,85 = 3.29m^2$$

$$S_T = 13,54m^2$$

**b. Poids propre des éléments (G)**

$$G_{Terrasse} = G_{Terrasse} \times S_T$$

$$G_{étage} = G_{étage} \times S_T$$

$$G_{poutre} = b \times h \times \rho \times L$$

$$G_{poteau} = S_{pot} \times \rho \times h_e$$

$\rho$  : poids volumique du béton (25kN / m³)

$S_{pot}$  : section des poteaux en zone IIa  $\geq 25cm$  (RPA99/ 2003).

Eléments	Dimensions	Application	G (kN)
<b>Poutre principal (PP)</b>	30x40	$G_{pp}=0.3 \times 0.4 \times 3.89 \times 25$	11.67
<b>Poutre secondaire (PS)</b>	30 x 35	$G_{ps}=0.3 \times 0.35 \times 3.48 \times 25$	9.135
<b>Poteau entre-sol</b>	H=3.23m	$G_p=0.25 \times 0.25 \times 3.23 \times 25$	5.046
<b>Poteau RDC (Pot)</b>	H=3.23m	$G_p=0.25 \times 0.25 \times 3.23 \times 25$	5.046
<b>Poteaux étage courant</b>	H=3,23m	$G_p=0.25 \times 0.25 \times 3.23 \times 25$	5.046
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	St=13.54m <sup>2</sup>	$G_{pti}= 13.54 \times 5, 5$	74.45
<b>Plancher étage</b>	St=13.54m <sup>2</sup>	$G_{pe}=13.54 \times 5, 06$	68.498
<b>Plancher RDC</b>	St=13.54m <sup>2</sup>	$G_{prdc}=13.54 \times 5. 06$	68.498

**Tableau II.6:** Charge revenant au poteau le plus sollicité

Eléments	S <sub>T</sub> (m <sup>2</sup> )	Q <sub>i</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> =S <sub>T</sub> × Q <sub>i</sub> (kN)
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	13.54	1	13.54
<b>Plancher étage</b>	13.54	1.5	20.31
<b>Plancher RDC</b>	13.54	2.5	33.84

**Tableau II.7 :** Surcharges revenant au poteau le plus sollicité

**II.5.3 Dégression verticale des surcharges d’exploitation (DTR.B.C.2.2 ;Art 6.3)**

D’après le règlement **DTR B.C. 2.2**, la de dégression des charges s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d’étage qui compose la tour étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d’exploitation différentes.

Loi de dégression des charges est comme suit :

$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour : } n \geq 5$$

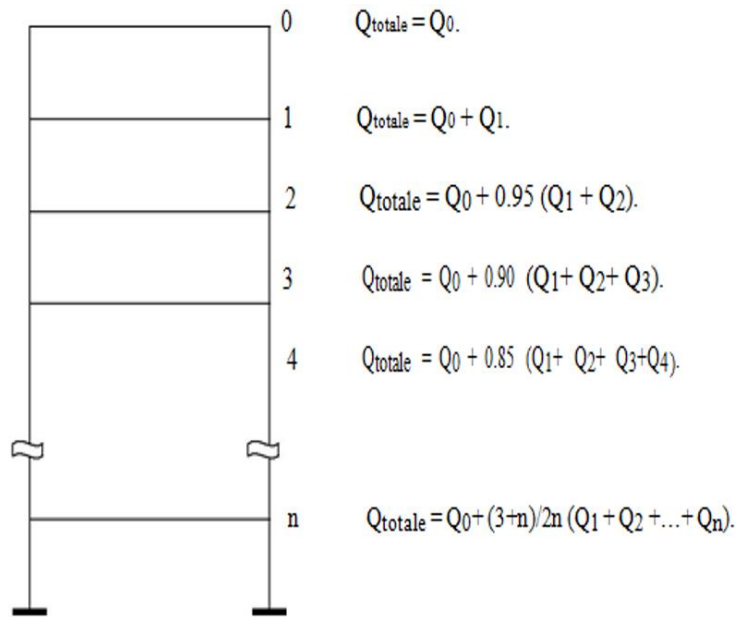


Figure II.6 : Dégression des charges.

Avec :

- $Q_0$ : Surcharge d’exploitation de la terrasse
- $Q_i$  : surcharge d’exploitation de l’étage  $i$
- $N$  : nombres de l’étage du haut vers le bas
- $Q_T$  : surcharge d’exploitation à l’étage  $n$  en tenant compte de la dégression des charges.

N	0	1	2	3	4	5	6	7
Niveau	Terrasse	5	4	3	2	1	RDC	E-sol
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714

Tableau II.8 : Les valeurs du coefficient  $(3+n / 2n)$

D’après la loi de dégression des surcharges cumulées on obtient :

- ✓ **La terrasse** :  $Q = Q_0 = 13.54\text{kN}$
- ✓ **5<sup>ème</sup> étage** :  $Q = Q_0 + Q_1 = 13.54 + 20.31 = 33.85\text{ kN}$
- ✓ **4<sup>ème</sup> étage** :  $Q = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 13.54 + 0.95(2 \times 20.31) = 52.129\text{ kN}$
- ✓ **3<sup>ème</sup> étage** :  $Q = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.54 + 0.90(3 \times 20.31) = 68.377\text{ kN}$
- ✓ **2<sup>ème</sup> étage** :  $Q = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.54 + 0.85(4 \times 20.31) = 82.594\text{ kN}$
- ✓ **1<sup>ère</sup> étage** :  $Q = Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.54 + 0.8(5 \times 20.31) = 94.78\text{ kN}$
- ✓ **RDC** :  $Q = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.54 + 0.75(5 \times 20.31 + 33.84) = 115.083\text{kN}$
- ✓ **Entre-sol** :  $Q = Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.54 + 0.714(5 \times 20.31 + 2 \times 33.84) = 134.37\text{kN}$

Niv	Charges permanentes G (kN)					Charge s D'exploit ion (kN) <i>Q</i> Cumulée	Effort normale (kN) $N_s = G_c + Q_c$	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
	$G_{plancher}$	$G_{poteau}$	$G_{poutre}$	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$			$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
5	74.45	5.046	20.81	100.31	100.31	33.84	134.15	89.43	35x40
4	68.498	5.046	20.81	94.35	194.66	52.129	246.789	164.526	35x40
3	68.498	5.046	20.81	94.35	289.01	68.377	357.387	238.258	35x40
2	68.498	5.046	20.81	94.35	383.36	82.594	465.954	310.636	40x45
1	68.498	5.046	20.81	94.35	477.71	94.78	572.49	381.66	40x45
RDC	68.498	5.046	20.81	94.35	572.06	115.083	687.143	458.095	40x45
E-sol	68.498	5.046	20.81	94.35	666.41	134.37	800.78	333.85	40x45

Tableau II.9 : Récapitulatif de la descente de charges et choix de section.

II.5.4 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1)

Selon Art 7.4.1 du RPA 24 version 2024 : les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right.$$

Niveau	Section	$\min(b, h) \geq 25cm$	$H_e = H - h_{pp}$	$h_e/20$	$\min(b, h) \geq h_e/20$	$b/h$	$1/4 \leq b/h \leq 4$
5	35x40	Ok	283	14,15	Ok	0.875	Ok
4	35x40	Ok	283	14,15	Ok	0.875	Ok
3	35x40	Ok	283	14,15	Ok	0.875	Ok
2	40x45	Ok	283	14,15	Ok	0.888	Ok
1	40x45	Ok	283	14,15	Ok	0.888	Ok
RDC	40x45	Ok	283	14,15	Ok	0.888	Ok
E-sol	40x45	Ok	283	14,15	Ok	0.888	Ok

Tableau II. 10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

**II.5.5 Vérification des poteaux au flambement**

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 50$$

Avec :

- $\lambda$  : Élancement du poteau.
- $l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$ , donnée par l'article **B.8.3,3 du BAEL 91**).
- $l_0$  : Longueur libre du poteau.
- $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ )
- $I$  : Moment d'inertie du poteau ( $I = \frac{b \times h^3}{12}$  ; pour une section carrée :  $I = \frac{b^4}{12}$ ).
- $S$  : Section transversale du poteau ( $S = b \times h$ )

Pour une section rectangulaire de dimensions  $b \times h$ :

- Aire:  $S = b \times h$
- Par rapport à l'axe passant par  $b$  :  $I_y = \frac{b \times h^3}{12}$
- Par rapport à l'axe passant par  $h$ :  $I_x = \frac{h \times b^3}{12}$
- Donc :  $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$  et :  $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$

Il faut **considérer la direction la plus défavorable** (c'est-à-dire **la plus faible des deux rayons de giration**), car le flambement se produit toujours dans la direction la **moins rigide**.

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{\frac{h \times b^3}{12}}{b \times h}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0.7l_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = 2.425 \frac{l_0}{b}$$

Niveau	$L_0 = L - h_{pp}$ (cm)	$S$ (cm <sup>2</sup> )	$\lambda$	Observation
<b>3-4-5</b>	283	35x40	19.60	<b>Pas de risque</b>
<b>1-2</b>	283	40x45	17.15	<b>Pas de risque</b>
<b>RDC</b>	283	40x45	17,15	<b>Pas de risque</b>
<b>S-sol</b>	283	40x45	17.15	<b>Pas de risque</b>

**Tableau II.11 : Vérification des poteaux aux flambements**

## ✓ Synthèse

Eléments	Les dimensions	
Plancher	(16+4) cm	
Voiles	e=15cm	
Poutre principale	30x40	
Poutre secondaire	30x35	
Poutre de chaînage	20x30	
Poutre palière	20x30	
Poteaux	(03-04-05)	35x40
	e-sol/ RDC/01/02	40x45

Tableau II.12 : Synthèse des sections retenues

**II.6 Conclusion**

Dans ce chapitre on a procédé au pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, plancher) et à la détermination des charges sollicitant ces derniers dans le but de récolter les informations essentielles pour le calcul de ces éléments dans les chapitres qui suivent.

---

# **CHAPITRE III : Calcul des éléments**

---

**III.1 Introduction**

Notre projet est constitué de plancher en corps creux très communément employés dans les bâtiments d’habitation

Le plancher en corps creux est composé de

Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm et disposées dans le sens du petit porté.

Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant

Une dalle de compression qui est coulée sur place, elle est armée d’un quadrillage d’acier (treille soudés) de nuance(TLE520) ayant comme fonction de :

- ✓ Limite les risques de fissuration par retrait
- ✓ Résistance sous l’effet des charges appliquées
- ✓ Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines

**III.2 Les planchers en corps creux**

**III.2.1 Dalle de compression**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d’épaisseur armée d’un quadrillage de treille soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures poutrelles)
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles)

	Section de calcul	Choix	Espacement
<b>Armatures perpendiculaires aux nervures (A ⊥)</b>	$50 \leq l' = 65cm \leq 80cm$ <i>donc: <math>A \perp = 4l' / f_e</math></i> $4 \times 65 / 520 = 0,5cm^2 / ml$	5T4=0,63cm <sup>2</sup>	$St=20cm \leq S_{max} = 20cm$ Condition vérifiée
<b>Armatures parallèles aux nervures (A   )</b>	$A \parallel = \frac{A \perp}{2} = 0,63 / 2 = 0,315cm^2 / ml$	5T4=0,63cm <sup>2</sup>	$St=20cm \leq S_{max} = 30cm$ Condition vérifiée

**Tableau III.1** : Récapitulatif d’armatures de dalle de compression

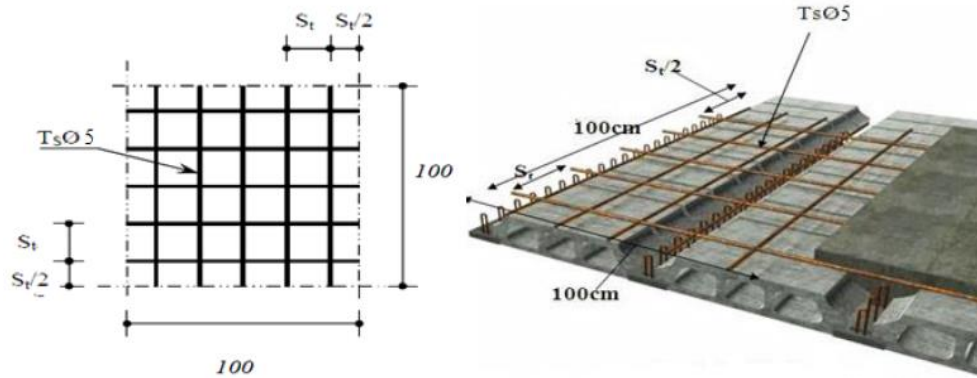


Figure III.1 : Disposition constrictive de la dalle de compression

**Conclusion :** On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (20x20) mm<sup>2</sup>.

**III.2.2 Calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes

**1<sup>ère</sup> étape : avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95KN/m<sup>2</sup> et celui de la main d'œuvre.

• **Calcul des charges**

- ✓ **Poids propre de la poutrelle** ..... $G_1=0,12 \times 0,04 \times 25=0,12\text{kN/ml}$
- ✓ **Poids du corps creux** ..... $G_2=0,65 \times 0,95 \times 25=0,62\text{kN/ml}$
- ✓ **Poids totale** ..... $G_T=G_1+G_2=0,12+0,62=0,74\text{kN/ml}$
- ✓ **Surcharge due à l'ouvrier** ..... $Q=1\text{kN/ml}$

**a) Calcul ce ferrailage à l'ELU**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable, en considérant non préjudiciable

• **Combinaison des charges**

$Q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 0,74+1,5 \times 1=2,5\text{kN/ml}$

$L=3,85\text{m}$

• **Calcul de moment en travée**

$M_u= q_u \times \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,85^2}{8} = 4,632\text{kN.m}$

• **Calcul de l'effort tranchant**

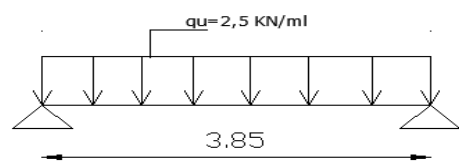


Figure III.2 : Schéma statique de poutrelle

$$T_u = q_u \times \frac{l}{2} = 2,5 \times \frac{3,85}{2} = 4,812 \text{ kN}$$

• **Calcul de section d'armatures**

Dimension de la section de la poutrelle (b=12cm ; h=4cm)

Enrobage c=2cm ; La hauteur utile : d = h - c = 4 - 2 = 2cm ;  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{4,632 \times 10^6}{14,2 \times 120 \times 20^2} = 6,79 \geq \mu_l = 0,392 \implies \text{Section doublement armé « SDA » ; } A_c \neq 0$$

**III.2.3 Conclusion**

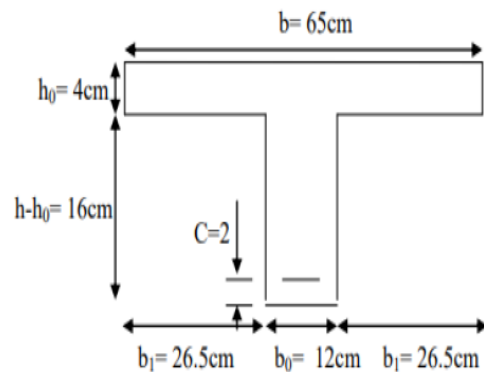
Vu la faible hauteur de la poutrelle, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenue par le calcul. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

**2<sup>ème</sup> étape : Après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastres partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T.

**a) Dimension de la poutrelle**

- $b_0$  : largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$
- L : distance entre axe des poutrelles  $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$
- $L_1$  : longueur de la plus grand travée  $L_1 = 3,85 \text{ m}$
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$
- H : hauteur totale de plancher  $H = 20 \text{ cm} (16 + 4)$



**Figure III.3 :** Schéma représentative de poutrelle

Les règles préconisent que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes

(Art A.4.1/BAEL 91 modifiée99)

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_1}{10}; \frac{L}{2}; 8h_0 \right\} = \left\{ \frac{385}{10}; \frac{53}{2}; 8 \times 4 \right\} \implies b_1 = 26,5 \text{ cm} \implies b = 2b_1 + b_0 = 53 + 12 = 65 \text{ cm}$$

**b) Calcul des charges et surcharges et leurs combinaisons**

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

-Poids propre de plancher .....  $G = 5,5 \times 0,65 = 3,575 \text{ kN/ml}$

-Surcharge d'exploitation .....  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$

**ELU :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,575 + 1,5 \times 0,975 = 6,288 \text{ kN/ml}$

**ELS :**  $q_s = G + Q = 3,575 + 0,975 = 4,55 \text{ kN/ml}$

✓ **Plancher étage courant**

-Poids propre de plancher .....  $G = 5,06 \times 0,65 = 3,289 \text{ kN/ml}$

-Surcharge d'exploitation ..... $Q=1,5 \times 0,65=0,975\text{kN/ml}$

**ELU** :  $q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 3,289+1,5 \times 0,975=5,902\text{kN/ml}$

**ELS** :  $q_s=G+Q=3,289+0,975=4,264\text{kN/ml}$

✓ **Plancher RDC**

-Poids de plancher ..... $G=5,06 \times 0,65=3,289\text{kN/ml}$

- Surcharge d'exploitation ..... $Q=2,5 \times 0,65=1,625\text{kN/ml}$

**ELU** :  $q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 3,289+1,5 \times 1,625=6,877\text{kN/ml}$

**ELS** :  $q_s=G+Q=3,289+1,625=4,914\text{kN/ml}$

**Remarque** : en remarque que le chargement plancher RDC et le plus défavorable, donc on utilisera pour le ferrailage de poutrelles.

• **Choix de la méthode de calcul**

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode des trois moments

**c) Détermination des moments fêchissants et les efforts tranchants**

**c.1 : Vérification des conditions pour la méthode forfaitaire**

$Q \leq \min(2G, 5\text{kN/m})$			<b>C.V</b>
On a : $Q_{\max} 1,625\text{kN/m} \leq \min(6,578,5)=5\text{kN/m}$			
Fissuration non préjudiciable			<b>C.V</b>
Les moments d'inertie constants			<b>C.V</b>
Le rapport successif $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$			
1-2	3,70	1,04	<b>C.V</b>
2-3	3,85	0,894	
3-4	3,45	0,971	
4-5	3,35	1,029	
5-6	3,45	1,115	
6-7	3,85	0,961	
7-8	3,70	/	

**Tableau III.2** : Récapitulatif des conditions d'application de la méthode forfaitaire

⇒ **Les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire applicable**

**c.2 : Principe de la méthode [BAEL modifié 99 J. P. Mouglin .art .III .4]**

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

**c.3 : Présentation de la méthode**

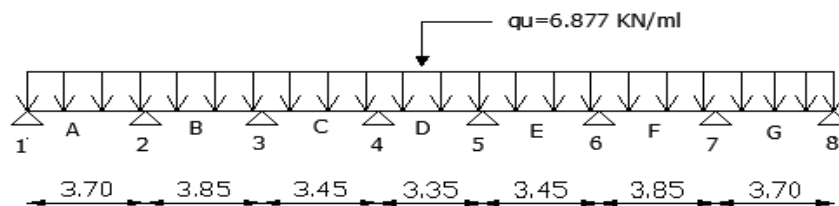
- $M_0$  : moment max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges
- $L$  : la longueur entre nus d'appuis
- $M_w, M_e$  : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droit de la travée considérée
- $M_t$  : le moment maximal en travée dans la travée considérée
- $\alpha$  : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeur non pondérées

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  Avec:  $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$ ;  $\alpha = \frac{2,5}{2,5+5,06} = 0,3300 < 0,330 < \frac{2}{3} \implies$  C.V

• **Etude de poutrelles**

Nous avons à calculer 2 types de poutrelles :

**1<sup>ère</sup> type (poutrelle à sept travées)**



**Figure III.4** : Schéma statique de la poutrelle à sept travées

- **Calcul des moments à l'ELU**
  - ✓ **Calcul des moments isostatiques**

Avec :  $M_0 = q_u \frac{l^2}{8}$  et  $q_u = 6,877 \text{ kN}$

La travée	L(m)	Le moment isostatique $M_0$ (kN.m)
1-2	3,70	11,77
2-3	3,85	12,74
3-4	3,45	10,23
4-5	3,35	9,64
5-6	3,45	10,23
6-7	3,85	12,74
7-8	3,70	11,77

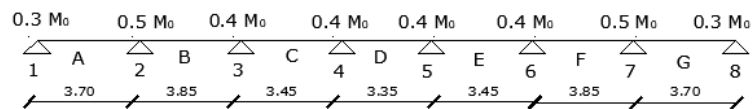
Tableau III.3 : Récapitulatif des moments isostatiques

• Calcul des moments sur appuis

$0,5M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$0,4M_0$  : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées

$0,3M_0$  : pour les appuis de rive semi encastrés



$$M_1 = 0,3 M_{0(1-2)} = 0,3 \times 11,77 = 3,531 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M \max (M_{0(1-2)}; M_{0(2-3)}) = 0,5 \times 12,74 = 6,37 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M \max (M_{0(2-3)}; M_{0(3-4)}) = 0,4 \times 12,74 = 5,096 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M \max (M_{0(3-4)}; M_{0(4-5)}) = 0,4 \times 10,23 = 4,092 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,4 M \max (M_{0(4-5)}; M_{0(5-6)}) = 0,4 \times 10,23 = 4,092 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,4 M \max (M_{0(5-6)}; M_{0(6-7)}) = 0,4 \times 12,74 = 5,096 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = 0,5 M \max (M_{0(6-7)}; M_{0(7-8)}) = 0,5 \times 12,74 = 6,37 \text{ kN.m}$$

$$M_8 = 0,3 M_{0(7-8)} = 0,3 \times 11,77 = 3,531 \text{ kN.m}$$

• Calcul des moments en travées

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

$$2. M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$3. M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

Les coefficients des travées de rive avec $\alpha = 0,33$						
N° de la travée	$M_0$	$1+0,3\alpha$	$(1,2 + 0,3\alpha)/2$	$M_w$	$M_e$	$(M_w+M_e)/2$
1-2	11,77	1,099	0,6495	6,37	3,531	4,9505
7-8	11,77	1,099	0,6495	3,531	6,37	4,9505
Les coefficients des travées intermédiaires						
N° de la travée	$M_0$	$1 + 0,3\alpha$	$(1 + 0,3\alpha)/2$	$M_w$	$M_e$	$(M_w+M_e)/2$
2-3	12,74	1,099	0,5495	5,096	6,37	5,733
3-4	10,23	1,099	0,5495	4,092	5,096	4,594
4-5	9,64	1,099	0,5495	4,092	4,092	4,092
5-6	10,23	1,099	0,5495	5,096	4,092	4,594
6-7	12,74	1,099	0,5495	6,37	5,096	5,733
Moment des travées de rive						
N° de travée	$M_{t1}$		$M_{t3}$		$M_{t \max}$	
1-2	7,98473		7,64461		7,98473	
7-8	7,98473		7,64461		7,98473	
Moments des travées intermédiaires						
N° de travées	$M_{t1}$		$M_{t2}$		$M_{t \max}$	
2-3	8,26826		7,00063		8,26826	
3-4	6,64877		5,621385		6,64877	
4-5	7,15077		5,29718		7,15077	
5-6	6,64877		5,621385		6,64877	
6-7	8,26826		7,00063		8,26826	

Tableau III.4 : Récapitulatif des moments en travées

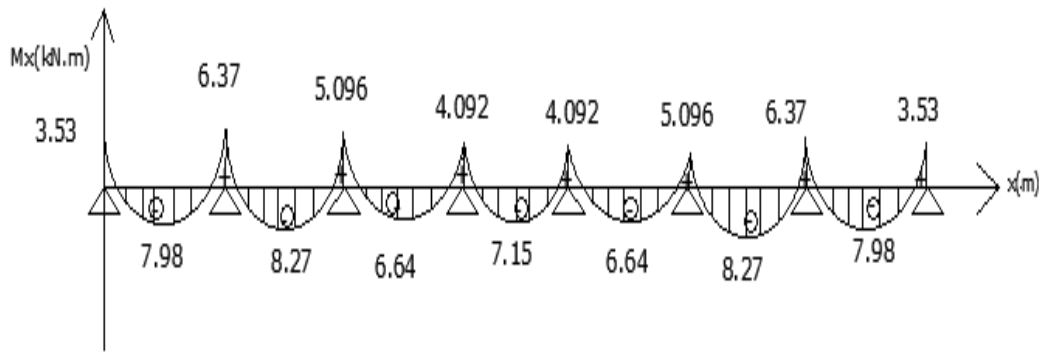


Diagramme de moment fléchissant

• Calcul des efforts tranchant à l'ELU

V<sub>w</sub> et V<sub>e</sub> : efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement :

$$V_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}; V_e = V_w - q_u \cdot l \quad \text{Avec : } q_u = 6,877 \text{ kN}$$

Travée	L	M <sub>i</sub>	M <sub>i+1</sub>	V <sub>w</sub> (kN)	V <sub>e</sub> (kN)
1-2	3,7	3,531	6,37	13 ,48974	-11,95516
2-3	3,85	6,37	5,096	12,90731	-13,56914
3-4	3,45	5,096	4,092	11,57181	-12,15384
4-5	3,35	4,092	4,092	11,51897	-11,51898
5-6	3,45	4,092	5,096	12,15383	-11,57182
6-7	3,85	5,096	6,37	13,56913	-12,90732
7-8	3,70	6,37	3,531	11,95515	-13,48975

Tableau III.5 : Récapitulatif des efforts tranchants

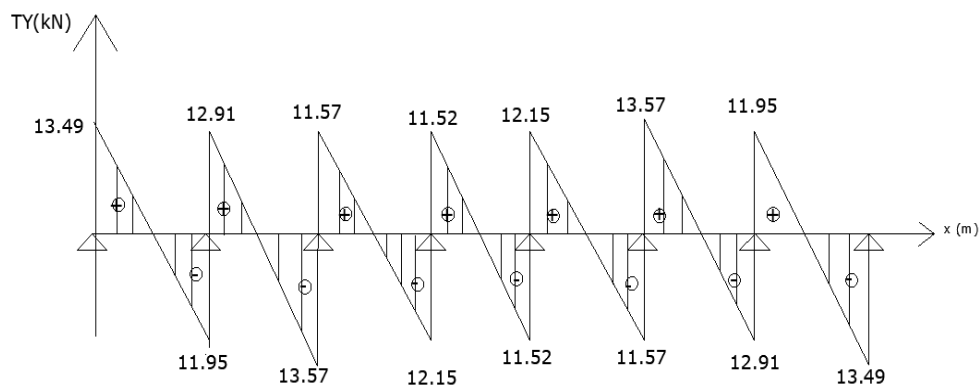


Diagramme des efforts tranchant

2<sup>ème</sup> type (poutrelle de trois travées)

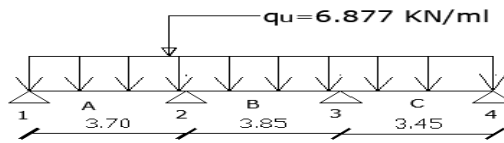


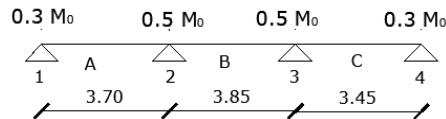
Figure III.5 : Schéma statique de poutrelle à trois travées

Avec  $M_0 = \frac{qu l^2}{8}$  et  $qu = 6,877 \text{ kN}$

La travée	L(m)	Le moment isostatique $M_0(\text{kN.m})$
1-2	3,70	11,768
2-3	3,85	12,741
3-4	3,45	10,231

Tableau III.6 : Récapitulatif moments isostatique

• Calcul des moments sur appuis



$M_1 = 0,3 M_{0(1-2)} = 0,3 \times 11,768 = 3,53 \text{ kN.m}$

$M_2 = 0,5 \text{Max} (M_{0(1-2)} ; M_{0(2-3)}) = 0,5 \times 12,741 = 6,37 \text{ kN.m}$

$M_3 = 0,4 \text{Max} (M_{0(2-3)} ; M_{0(3-4)}) = 0,4 \times 12,741 = 5,096 \text{ kN.m}$

$M_4 = 0,3 M_{0(3-4)} = 0,3 \times 10,231 = 3,069 \text{ kN.m}$

➤ Calcul des moments en travées

Les coefficients des travées de rive avec $\alpha = 0,33$						
N° de la travée	$M_0$	$1+0,3\alpha$	$(1,2 + 0,3\alpha)/2$	$M_w$	$M_e$	$(M_w+M_e)/2$
1-2	11,768	1,099	0,6495	6,37	3,53	4,95
3-4	10,231	1,099	0,6495	3,069	5,096	4,082
Les coefficients des travées intermédiaires						
N° de la travée	$M_0$	$1 + 0,3\alpha$	$(1 + 0,3\alpha)/2$	$M_w$	$M_e$	$(M_w+M_e)/2$
2-3	12,741	1,099	0,5495	5,096	6,37	5,733
Moments des travées de rive						
N° de la travée		$M_{t1}$	$M_{t3}$	$M_{t \max}$		
1-2		7,98303	7,64331	7,98303		
3-4		7,16186	6,64503	7,16186		
Moments des travées intermédiaires						
N° de la travée		$M_{t1}$	$M_{t2}$	$M_{t \max}$		
2-3		8,26935	7,001	8,26935		

Tableau III.7 : Récapitulatif des moments en travées

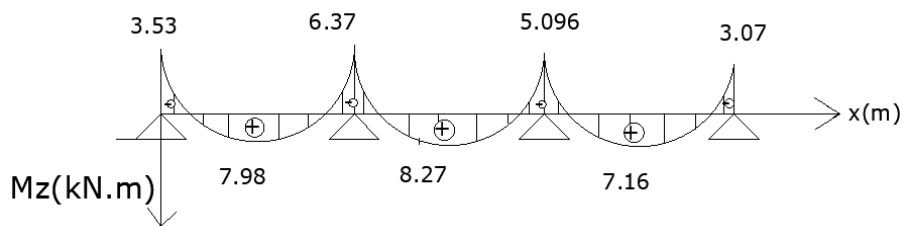


Diagramme de moment fléchissant

• Calcul des efforts tranchants à l'ELU

$$V_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}; \quad V_e = V_w - qu.l \quad \text{Avec : } qu = 6,877 \text{ kN}$$

Travée	L	M <sub>i</sub>	M <sub>i+1</sub>	V <sub>w</sub> (kN)	V <sub>e</sub> (kN)
1-2	3,70	3,53	6,37	13,49001	-11,95489
2-3	3,85	6,37	5,096	11,96422	-14,51223
3-4	3,45	5,096	3,069	9,835825	-13,88982

Tableau III.8 : Récapitulatif des efforts tranchants

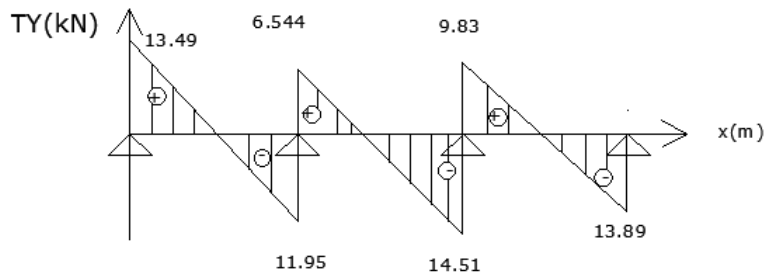


Diagramme de l'effort tranchant

III.2.4 Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une section en T, en considérant les moments maximaux :

- En travée : M<sub>t</sub> max = 8,27kN/m
- Sur appui : M<sub>a</sub> max = 6,37kN/m

On : b=65cm ; b<sub>0</sub>=12cm ; h=20 cm ; h<sub>0</sub>=4cm ; c=2cm ; d=18cm

f<sub>bu</sub>=14,2MPa σ<sub>st</sub> = 348Mpa

a) Armatures longitudinales

• En travées

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = f_{bu} \cdot h_0 \cdot b \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,04 \times 0,65 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 kN.m$$

M<sub>t</sub> max < M<sub>0</sub> ⇒ l'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de dimension (b x h) = (65 x 20) cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,27}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,276 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,413$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,413) = 0,834$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,27 \times 10^2}{0,834 \times 18 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,58 \text{ cm}^2$$

On adopte: A<sub>t</sub> = 3HA10 = 2,36 cm<sup>2</sup>

- **Vérification de condition non fragilité**

$$A_{min}=0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{0,21}{40} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\implies A_{min}=1,41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1,58 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,37}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,213 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,303$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,303) = 0,878$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times (f_e/\gamma_s)} = \frac{6,37 \times 10^2}{0,878 \times 18 \times 34,8} = 1,15 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1,15 \text{ cm}^2 \quad \text{C.v}$$

**b) Armatures transversales (Art A.4.2.3/BAEL91)**

- **Diamètres des barres**

Le diamètre maximal des armatures transversales est donné par :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \emptyset \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \emptyset_{1max} \right\} = \min \{1,2; 0,571; 1,2\} = 0,571 \text{ cm} = 5,71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de  $8\emptyset$  avec  $A_t = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Donc :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Les armatures transversales doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} ; \frac{1,01 \times 235}{12 \times 15} = 1,23 > 0,4 \text{ MPa} \implies \text{C V}$$

### III.2.5 Vérification à l'ELU

- **Vérification de la contrainte tangente du béton : (Art 5.1,5.1,211/BAEL 99)**

On doit vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  la fissuration est peu préjudiciable

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{13,88 \times 10^3}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,642 \text{ MPa}$$

$$\text{FPP } \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \implies \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification de la contrainte adhérence** (Art 6.1, 3/BAEL 99)

On doit vérifier que  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$  ;  $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum Ui}$$

$\sum Ui$  : somme des périmètres utiles des barres

$$\sum Ui = n \times \pi \times \varphi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,88 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,364 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte admissible :

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,364 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$\implies$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

- **Longueur de scellement droit (ancrage des barres)** (art A.6.1.23/BAEL 91)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :  $L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

Avec

$$\tau_s = (0,6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2) = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Soit : } L_s = 35 \text{ cm}$$

- **La longueur d'ancrage**

$$L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_c = 14 \text{ cm}$$

- ✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

- **Influence sur le béton**

$$V_{\max} \leq 0,4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9 \times d$$

$$V_{\max} = 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times \frac{2,5}{1,5} = 129,6 \text{ kN}$$

$$V_{u \max} = 13,88 \text{ kN} < V_{\max} = 129,6 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur les aciers**

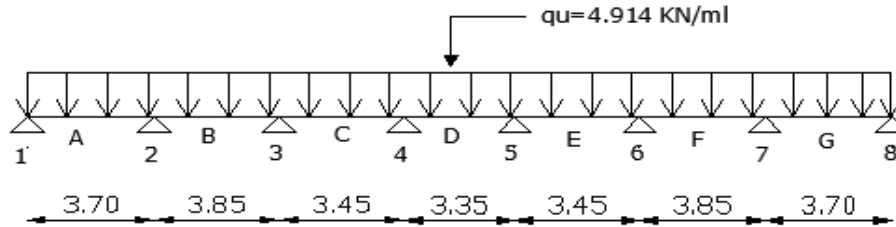
$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_{u \max}}{f_e} \quad ; \quad \text{avec : } A_a = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1,15 \times 13,88}{400 \times 10^{-1}} = 0,399 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,399 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.6 Calcul à l'ELS**

$$q_s = G + Q = 4,914 \text{ kN/ml}$$



**Figure III.6 : Schéma statique des poutrelles à l'ELS**

$$M_{01} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,914 \times 3,70^2}{8} = 8,409 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,914 \times 3,85^2}{8} = 9,104 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,914 \times 3,45^2}{8} = 6,159 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,914 \times 3,35^2}{8} = 6,893 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,914 \times 3,45^2}{8} = 6,159 \text{ kN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,914 \times 3,85^2}{8} = 9,104 \text{ kN.m}$$

$$M_{07} = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,914 \times 3,70^2}{8} = 8,409 \text{ kN.m}$$

• **Calcul des moments aux appuis**

$$M_1 = 0,3 M_{0-1} = 0,3 \times 8,409 = 2,522 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{\max} (M_{0(1-2)} ; M_{0(2-3)}) = 0,5 \times 9,104 = 4,552 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{\max} (M_{0(2-3)} ; M_{0(3-4)}) = 0,4 \times 9,104 = 3,641 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,4 M_{\max} (M_{0(3-4)} ; M_{0(4-5)}) = 0,4 \times 6,893 = 2,757 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,4 M_{\max} (M_{0(4-5)} ; M_{0(5-6)}) = 0,4 \times 6,893 = 2,757 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,4 M_{\max} (M_{0(5-6)} ; M_{0(6-7)}) = 0,4 \times 9,104 = 3,641 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = 0,5 M_{\max} (M_{0(6-7)} ; M_{0(7-8)}) = 0,5 \times 9,104 = 4,552 \text{ kN.m}$$

$$M_8 = 0,3 M_{0(7-8)} = 0,3 \times 8,409 = 2,522 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments aux travées

Les coefficients des travées de rive avec $\alpha = 0,33$						
N° de la travée	$M_0$	$1+0,3\alpha$	$(1,2 + 0,3\alpha)/2$	$M_w$	$M_e$	$(M_w+M_e)/2$
1-2	8,409	1,099	0,6495	4,552	2,522	3,537
7-8	8,409	1,099	0,6495	2,522	4,552	3,537
Les coefficients des travées intermédiaires						
N° de la travée	$M_0$	$1 + 0,3 \alpha$	$(1 + 0,3\alpha)/2$	$M_w$	$M_e$	$(M_w+M_e) /2$
2-3	9,104	1,099	0,5495	3,641	4,552	4,096
3-4	6,159	1,099	0,5495	4,552	2,757	3,537
4-5	6,893	1,099	0,5495	2,757	2,757	2,757
5-6	6,159	1,099	0,5495	3,641	2,757	3,199
6-7	9,104	1,099	0,5495	4,552	3,641	4,096
Moment des travées de rive						
N° de travée	$M_{t1}$		$M_{t3}$		$M_{t \max}$	
1-2	5,704		5,461		5,704	
7-8	5,704		5,461		5,704	
Moments des travées intermédiaires						
N° de travées	$M_{t1}$		$M_{t2}$		$M_{t \max}$	
2-3	5,909		5,002		5,909	
3-4	3,232		3,384		3,384	
4-5	4,818		3,787		4,818	
5-6	3,569		3,356		3,569	
6-7	5,909		5,002		5,909	

Tableau III.9 : Récapitulatif des moments à l'ELS

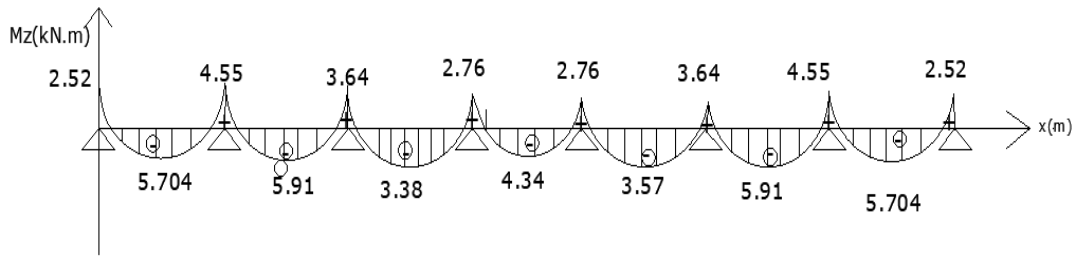


Diagramme de moment fléchissant

• Calcul de l'effort tranchant

$$V_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}; \quad V_e = V_w - qu.l \quad \text{Avec : } q_s = 4,914 \text{ kN}$$

Ravée	L	M <sub>i</sub>	M <sub>i+1</sub>	V <sub>w</sub> (kN)	V <sub>e</sub> (kN)
1-2	3,7	2,522	4,552	9,639	-5,679
2-3	3,85	4,552	3,641	9,222	-6,717
3-4	3,45	3,641	2,757	8,220	-8,733
4-5	3,35	2,757	2,757	8,230	-8,232
5-6	3,45	2,757	3,641	8,732	-8,221
6-7	3,85	3,641	4,552	9,696	-9,223
7-8	3,70	4,552	2,522	8,542	-9,639

Tableau III.10 : Récapitulatif des efforts tranchants

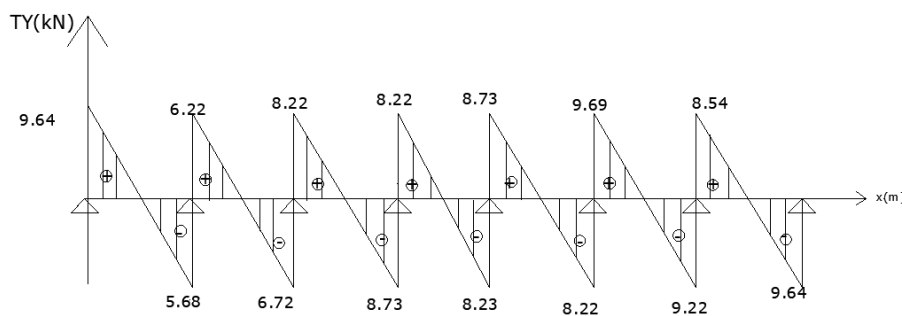


Diagramme des efforts tranchant

2<sup>ème</sup> type

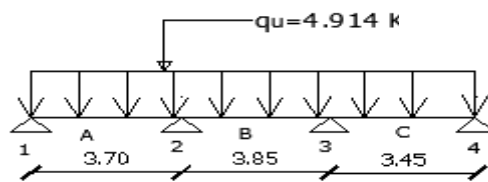


Figure III.7 : Schéma statique à trois travées à l'ELS

Avec  $M_0 = \frac{quL^2}{8}$  et  $q_s = 4,914 \text{ kN}$

La travée	L(m)	Le moment isostatique $M_0(\text{kN.m})$
1-2	3,70	8,409
2-3	3,85	9,105
3-4	3,45	7,311

Tableau III.11 : Des moments isostatiques

- **Calcul des moments sur appuis**

$$M_1 = 0,3M_{0(1-2)} = 0,3 \times 8,409 = 2,523 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \text{Max} (M_{0(1-2)} ; M_{0(2-3)}) = 0,5 \times 9,105 = 4,552 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \text{Max} (M_{0(2-3)} ; M_{0(3-4)}) = 0,4 \times 9,105 = 3,642 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,3M_{0(3-4)} = 0,3 \times 7,311 = 2,193 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments en travées**

Les coefficients des travées de rive avec $\alpha = 0,33$						
N° de la travée	$M_0$	$1+0,3\alpha$	$(1,2 + 0,3\alpha)/2$	$M_w$	$M_e$	$(M_w+M_e)/2$
1-2	8,409	1,099	0,6495	4,552	2,523	3,537
3-4	7,311	1,099	0,6495	2,193	3,642	2,917
Les coefficients des travées intermédiaires						
N° de la travée	$M_0$	$1 + 0,3\alpha$	$(1 + 0,3\alpha)/2$	$M_w$	$M_e$	$(M_w+M_e)/2$
2-3	9,105	1,099	0,5495	3,642	4,552	4,097
Moments des travées de rive						
N° de la travée	$M_{t1}$	$M_{t3}$	$M_{t\max}$			
1-2	5,909	5,461	5,909			
3-4	5,117	4,748	5,117			
Moments des travées intermédiaires						
N° de la travée	$M_{t1}$	$M_{t2}$	$M_{t\max}$			
2-3	5,909	5,003	5,909			

Tableau III.12 : Des moments en travées

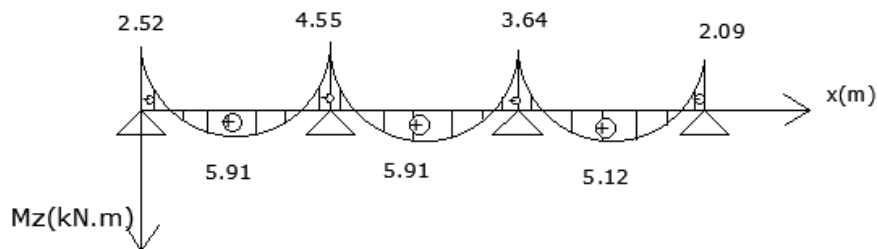


Diagramme de moment fléchissant

➤ Calcul des efforts tranchants à l'ELS

$$V_w = \frac{q_s \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}; \quad V_e = V_w - q_s \cdot l \quad \text{Avec : } q_s = 4,914 \text{ kN.m}$$

Travée	L	M <sub>i</sub>	M <sub>i+1</sub>	V <sub>w</sub> (kN)	V <sub>e</sub> (kN)
1-2	3,70	2,523	4,552	9,639	-8,543
2-3	3,85	4,552	3,642	9,223	-9,696
3-4	3,45	3,642	2,193	8,056	-8,897

Tableau III.13 : Des efforts tranchant

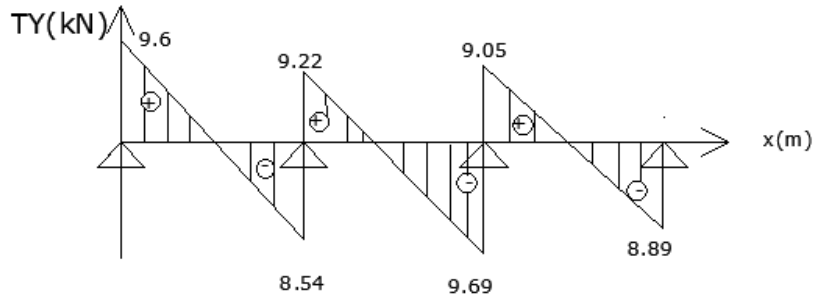


Diagramme de l'effort tranchant

III.2.7 Vérification à l'ELS

- Effort interne max

Aux travées : M<sub>t</sub>=5,909kn

Aux appuis : M<sub>a</sub>=4,552kn

Effort tranchant : V<sub>max</sub>=9,696kn

1) Vérification de l'état limite de compression de béton

- En travée

La contrainte dans les aciers

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

$$\Rightarrow \beta = 0,8561 \quad \Rightarrow k = 19,747$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,909 \times 10^3}{2,36 \times 0,8561 \times 18} = 162,482 MPa$$

$$\sigma_{st} = 162,482 MPa < \overline{\sigma_{st}} = 348 MPa \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton

On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{162,482}{19,747} = 8,228 MPa$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 8,228 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

- En appuis

**Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec } \overline{\sigma_{st}} = 348MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726$$

$$K_1 = 25,65 \quad \beta = 0,877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \times \beta \times d} = \frac{4,552 \times 10^3}{1,57 \times 0,877 \times 18} = 183,696MPa$$

$$\sigma_{st} = 183,696MPa < \overline{\sigma_{st}} = 348MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Contrainte dans le béton**

On doit vérifiée  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{183,696}{25,65} = 7,161MPa$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 7,161MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

**Conclusion** L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes

**2) Vérification a l'état limite de d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

**3) Vérification à l'état limite de déformation :(Art B.6.8,424/BAEL91)**

D'après le BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{l} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} &\geq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned} \right\}$$

Avec :

L : la porté de la travée entre les appuis

h : Hauteur totale de la section

Mt : moment en travée

M0 : moment isostatique dans la travée

Donc en aura :

$$\frac{20}{385} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,052 \geq 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{20}{385} \geq \frac{5,909}{15 \times 4,552} = 0,052 \geq 0,086 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

Condition non vérifié donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche

4) Vérification de la flèche

$$f = \frac{M_t l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \frac{l}{500}$$

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36 = 487.4 \text{ cm}^2$$

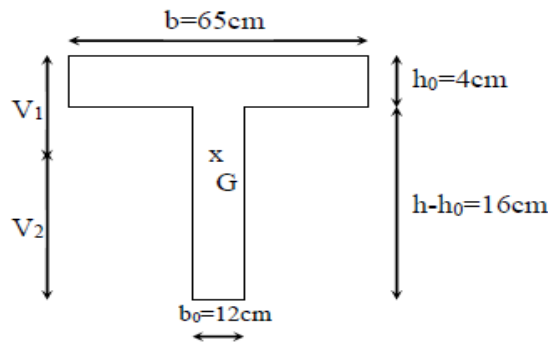


Figure III.8 : Schéma représentatif de centre de gravité de la poutelle

• Moment statique homogène

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st} \times d + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2}$$

$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 + (65 - 12) \frac{4^2}{2} = 3461.2 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1 + V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{2} + \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_1 (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{2} + \left( 7.10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.9 - 2)^2 = 20021.0607 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.012$$

$$D'ou: \quad \lambda = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.02 \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1.372$$

$$\lambda = \frac{2}{5} \lambda = 0.4 \times 1.372 = 0.5488$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{c28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 162.482 + 2.1} = 0.3712$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I}{1 + \lambda \mu} = \frac{1.1 \times 20021.0607}{1 + 1.372 \times 0.3715} = 14587.796 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{5.909 \times 3.85^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 14587.796} = 0.55496 \leq \frac{l}{500} = 0.77 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié (la flèche vérifié)}$$

5) Règle forfaitaire des longueurs de chapeaux : (Art E1.3/BAEL99 Modifiées 99)

Les travées successives de la poutrelle sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25, donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

- $\frac{1}{5}$  de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$  de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

1- Sur appuis de rive :  $L_1 = \frac{L_{max}}{4} = \frac{370}{4} = 92,5cm \Rightarrow L_1=95cm$

2- Sur appuis intermédiaires :  $L_2 = \frac{L_{max}}{5} = \frac{385}{5} = 77cm \Rightarrow L_2=80cm$

III.2.8 Conclusion

Après toutes vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>**

Armatures en appuis : **2HA 10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**

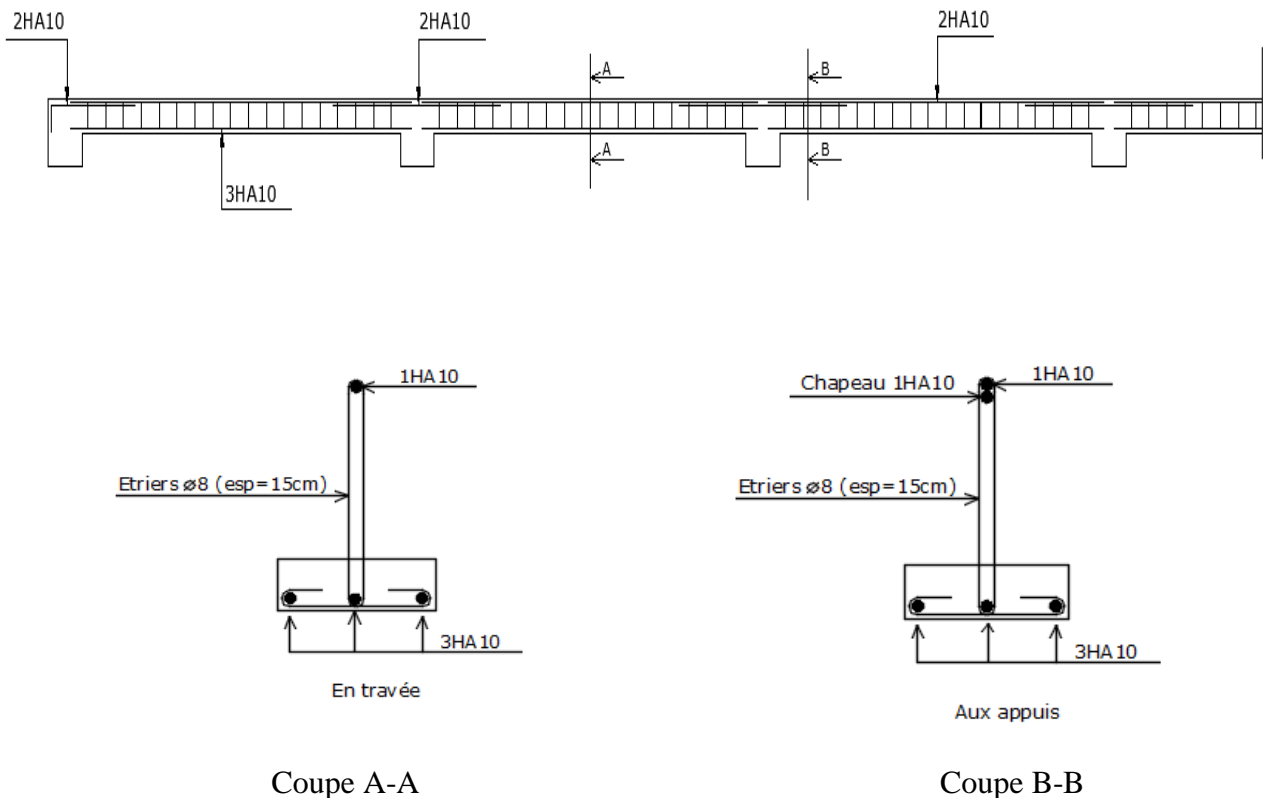


Figure III.9 : ferrailage des poutrelles

**III.3 Calcul de la dalle pleine**

Pour notre cas la dalle pleine se calcule comme une console encastrée au niveau du plancher. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine

Q : surcharge d’exploitation verticale revenant au balcon

g : charge verticale concentrée due à l’effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10cm d’épaisseur

$e_p \geq \frac{L}{10}$  avec L : largeur de la console

$e_p \geq \frac{150}{10} = 15cm$  soit :  $e_p=15cm$

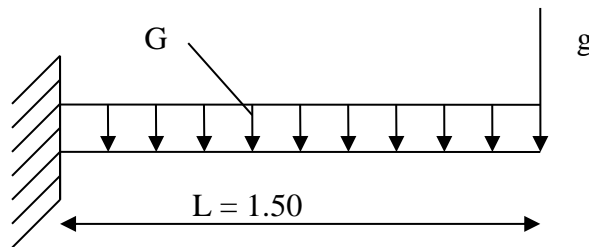


Figure III.10 : Schéma statique de la dalle pleine

**III.3.1 Détermination des charges et surcharges**

**a) Charge permanente**

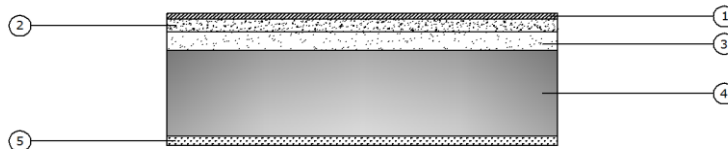


Figure III.11 : Coupe transversale de la dalle pleine

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (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	0,15	25	3,75
5. Enduit en ciment	0,02	18	0,36
$G_{\text{balcon}} = \sum G_i$			<b>5,27</b>

Tableau III.14 : Charges permanentes revenant à la dalle pleine

b) Charge concentrée :( Mur extérieur)

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1. Briques creuses	(0,1)X2	9	1,8
2. Enduit au mortier de ciment	0,02	18	0,36
3. Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,20
4. Lambe d'air	0,05	0	0
$G_{\text{mur ext}} = \sum G_i$			<b>2,36</b>

Tableau III.15 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs

c) Charge d'exploitation .....Q=3,5kN/m

III.3.2 Combinaison des charges

Pour une bonde de 1 m de largeur

A l'ELU : 1,35G+1,5Q

- Dalle :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,27) + (1,5 \times 3,5) = 12,891 \text{ kN/ml}$
- Garde-corps :  $g_u = 1,35g = 1,35 \times 2,36 = 3,17 \text{ kN}$

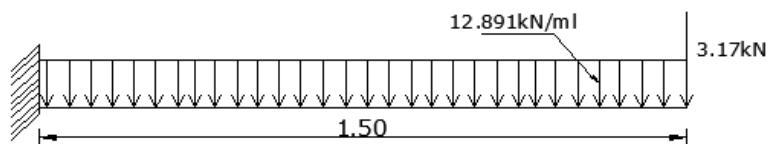


Figure III.12 : Schéma statique à l'ELU

A l'ELS : G+Q

- Dalle :  $q_s = G + Q = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ kN/ml}$
- Garde-corps :  $g_u = g = 2,36 = 2,36 \text{ kN}$

✓ Calcul à l'ELU

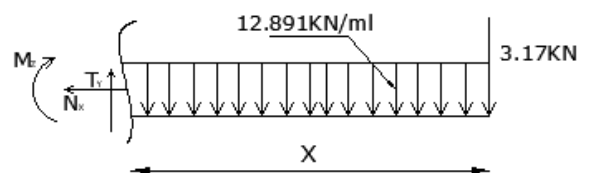
✓ Calcul des efforts internes

$$0 < X < 1,5 \text{ m}$$

$$\sum M = 0 \Leftrightarrow M_x = -12,89 \frac{x^2}{2} - 3,17x$$

$$M_x = -6,44x^2 - 2,187x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} X=0 & M_x(0) = 0 \text{ N.m} \\ X=1,5 \text{ m} & M_x(1,5) = -19,26 \text{ kN.m} \end{cases}$$



✓ Calcul de l'effort tranchant

$$\sum T_y = 0 \quad T_y = 12,891x + 3,17$$

$$\text{Pour } \begin{cases} X=0 & T_y(0) = 3,17 \text{ kN} \\ X=1,2 \text{ m} & T_y(1,5) = 22,51 \text{ kN} \end{cases}$$

➤ Diagramme des efforts interne

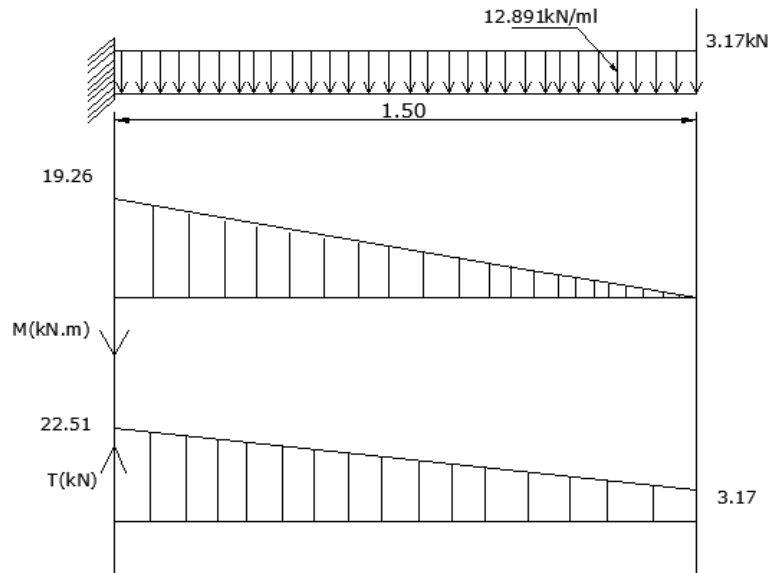


Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

✓ Ferrailage de balcon (console)



• Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,26}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,094 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA (pas d'aciers comprimés)}$$

$$\mu = 0,094 \implies \beta = 0,951$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,26 \times 10^3}{0,951 \times 12 \times 348} = 4,85 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA8=3.52cm<sup>2</sup> St=23cm**

### III.3.3 Vérification à l'ELU

#### 1. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1 /BAEL 91)

Il faut vérifier que  $A_s \geq A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{348} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### 2. Vérification des espacements des barres (Art 5-1-4-2/BAEL 91 )

➤ Armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

On a :  $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

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

On a :  $S_t = 38 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

#### 3. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 5-1,211/BAEL 91)

✓ **Contrainte tangentielle conventionnelle ultime  $\tau_u$**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22.51 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,150 \text{ MPa}$$

✓ **Contraintes tangentielles admissibles**

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,150 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

#### 4. Vérification l'adhérence des barres

✓ **Contrainte tangentielle**

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utile des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{22.51 \times 10}{0,9 \times 12 \times 15,7} = 1,33 \text{ MPa}$$

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

Avec :  $\Psi_s = 1,5$  pour HA

$$\text{Donc : } \tau_{se} = 1,33 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**5. Longueur de scellement**

La longueur de scellement est donnée par la loi suivante :

$$I_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm}$$

Avec :  $\tau = 0,6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

**On adopte :**  $I_s = 40 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal la longueur de recouvrement d'après le **BAEL91(Art6.1.2.5.3)** est fixée pour les aciers HA :

$$I_r = 0,4 \times I_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

On adopte des crochets de longueur  **$I_r = 20 \text{ cm}$**

**6. Influence de l'effort tranchant aux appuis sur le béton (ART-4-2-1/BAEL91)**

$$T_u = 0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 0,9 \times \frac{0,12 \times 1}{1,15} \times 10^3 = 939,13 \text{ kN}$$

$$V_u = 15,469 \text{ kN} < V_u = 939,13 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III.3.4 Vérification à l'ELS**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} - g_s \times l - M_{rs}$$

$$M_s = 13,41 \text{ kN.m}$$

**On Vérifié que**  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times A_s \times d} = \frac{13,41 \times 10^3}{0,896 \times 5,65 \times 12} = 220,75 \text{ MPa}$$

**Avec :**  $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,470$

$$\beta = 0,896 \quad ; \quad K1 = 33,08$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{220,75}{33,08} = 6,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Calcul des armatures à l'ELS**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{13,41}{100 \times 12^2 \times 22,074} = 0,0042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0042 \Rightarrow \beta = 0,979 \quad ; \quad K1 = 33,08$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{238,139}{33,08} = 7,20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{SSA})$$

$$A_u = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1004}{0,911 \times 12 \times 23,814} = 6,67 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(4,85 ; 6,67) = 6,67 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_s=6HA12=6,78cm^2$  Avec  $S=17cm$

III.3.5 Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

$h=15cm$  ;  $L=1,50m$  ;  $f_e=400MPa$  ;  $A_u=3,39cm^2$  ;  $M_0=M_s=13.41kNm$  ;  $M_t=M_u=19.26kN.m$

$$\frac{15}{150} = 0,100 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{15}{150} = 0,100 \geq \frac{19,26}{15 \times 13,41} = 0,095 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{12 \times 100} = 0,0047 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.6 Conclusion

Après vérification nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **6HA12=6.78cm<sup>2</sup>**
- Armatures de répartition : **7HA8=3.52cm<sup>2</sup>**

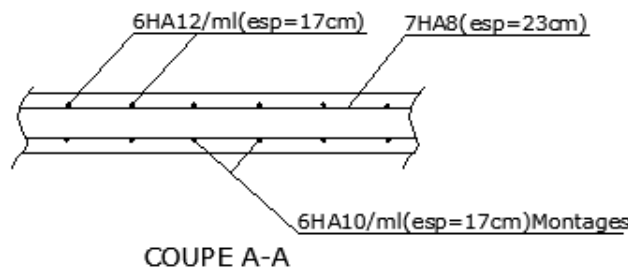
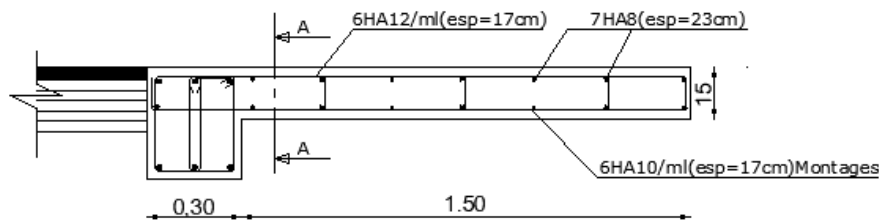


Figure III.14 : Ferrailage de dalle pleine

### III.4 Calcul de chéneau

Le chéneau est composé à la fois de l'acrotère et d'un port à faux encastré dans la poutre. L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le port à faux et est soumis à son poids propre  $G$  et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ( $Q = 1\text{ kN/ml}$ ) provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement. Le port à faux est aussi assimilé à une console encastrée dans le port à faux et soumis à son poids propre  $G$  et à une charge concentrée due au poids propre de l'acrotère.

#### III.4.1 Etude de l'acrotère

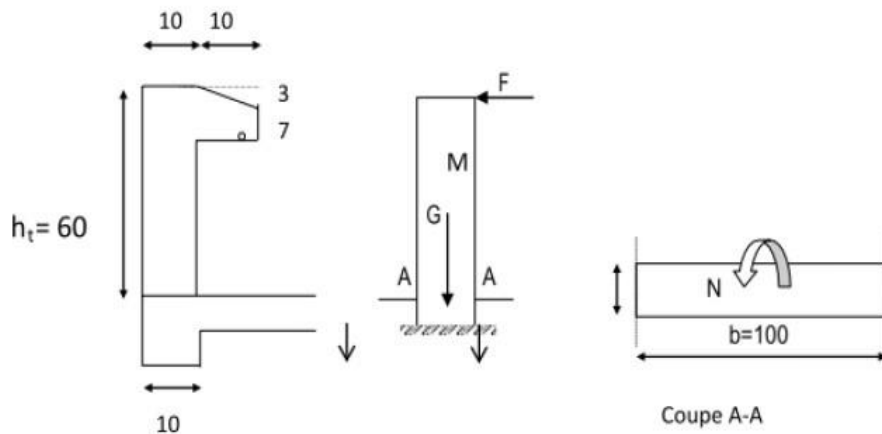


Figure III.15: Schéma statique de l'acrotère

##### III.4.1.1 Calcul des sollicitations

La charge permanente de l'acrotère sera déterminée comme suit :

- Calcul de la charge permanente de l'acrotère :

$$G = s \times \rho$$

Avec :

$\rho$  : poids volumique de béton ( $25\text{ kN/m}^3$ )

$S$  : surface de l'acrotère

- Calcul de la surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) \frac{(0,03 + 0,15)}{2} \times (0,07 \times 0,15) = 0,07275\text{ m}^2$$

D'où :

$$G = 0,07275 \times 25 = 1,819\text{ kN/ml}$$

$$G = \rho \times s = 25 \times 0,07275 = 1,81875\text{ kN/ml}$$

La charge d'exploitation  $Q = 1\text{ kN/m}$

$$\text{Moment du en renversement } M_r = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1\text{ ml} = 0,6\text{ kN.m}$$

Effort normal due en poids propre  $N_u = G \times 1m \rightarrow N_u = 1,82 \times 1m = 1,82kN$

Effort normal due à la pausé latérale :  $T = Q \times 1 = 1 \times 1m = 1 kN$

Moment due à l'effort de la main courant (moment de renversement due à Q) :  $M_r = 0,6Kn.m$

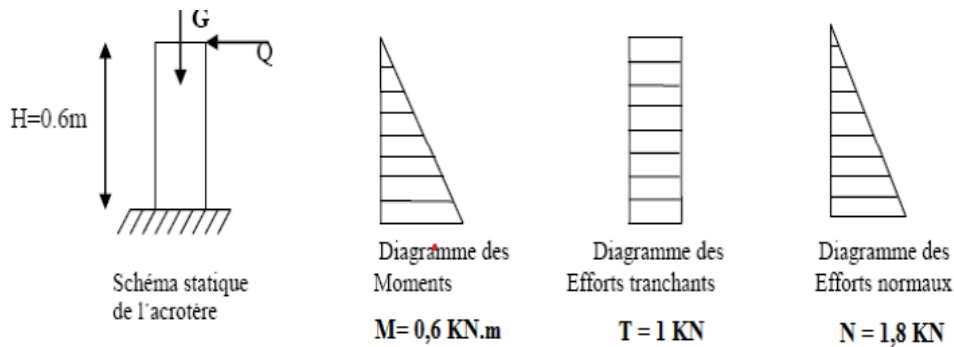


Figure III.16 : Diagramme des moments et l'effort tranchant

III.4.1.2 Combinaison des charges

A l'ELU

- Effort normal due à G  $N_u = 1,35 \times 1,82 = 2,457 kN/ml$
- Effort tranchant  $T_u = 1,5 \times 1 = 1,5 kN$
- Moment de flexion due à Q  $M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 kN.m$

A l'ELS

- effort normal due à G  $N_s = 1,82 kN/ml$
- Effort tranchant  $T_s = 1 kN$
- Moment de flexion due à Q  $M_s = M_q = 0,6 kN.m$

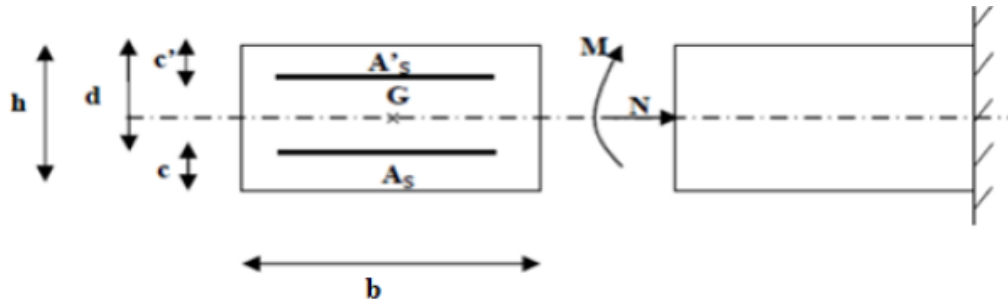
III.4.1.3 Calcul des armatures

L'acrotère est considère comme une section rectangulaire de (10 x 100) cm<sup>2</sup>, soumise à un moment fléchissant et un effort normal de compression, d'où le calcul se fera à la flexion composée.

$$H = 10 \text{ cm}, b = 100\text{cm}, d = 8 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}$$

Avec

- **h** : (épaisseur de la section) = **10 cm.**
- **b** : (largeur de la section) = **100 cm.**
- **c** et **c'** (enrobage) = **2 cm.**
- **d** : (la hauteur utile) : **h - c = 8 cm.**
- **eu** : l'excentricité (position du centre de pression)
- **g** : la distance entre le centre de gravité des armatures tendu et le centre de pression (**Cp**).



1) Calcul a l'ELU

$N_u = 2,457 \text{ kN/ml}$  ;  $M_u = 0,9 \text{ kN.m}$

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,457} = 0,363 \text{ m}$

$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} = 0,03 \text{ m}$

Donc  $e_u = 0,363 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, alors celle-ci est partiellement comprimée. (SPC)

Moment fictif

$M_f = N_u \times g$

Avec  $g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0,363 + \frac{10}{2} - 2 = 0,393 \text{ m}$

$M_f = N_u \times g = 2,457 \times 0,393 = 0,965 \text{ kN.m}$

$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,965 \times 10^2}{100 \times 8^2 \times 1,42} = 0,0106 \implies \beta = 0,995$

Donc  $\mu = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$

$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,965 \times 10^2}{0,995 \times 8 \times 34,8} = 0,348 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures réelles

$A_u = A_f \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,348 \times \frac{2,457}{34,8} = 0,277 \text{ cm}^2$

III.4.1.4 Les vérifications à l'ELU

$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_u - 0,445d}{e_u - 0,185d} \right] = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \left[ \frac{36,3 - 0,445 \times 8}{36,3 - 0,185 \times 8} \right] = 0,9 \text{ cm}^2$

a) Condition de non fragilité

$A_u = 0,277 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,9 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on adopte la section minimale :

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

Soit **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>** avec **St=25cm**

➤ **Les armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{Au}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>** ; avec **St = 25cm**.

**b) Vérification au cisaillement :** (BAEL 91 Art a.5.1.211)

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$0,0187 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

Pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**C) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis**

$$T_u \leq \frac{0,8 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25 \times 0,9 \times 8 \times 100}{1,5} = 480 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 1,5 \text{ kN} < T_u = 480 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifié}$$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :** (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec

- $\psi_s = 1,5$  (acier haute adhérence)
- $f_{c28} = 0,6 \times 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \sum u_i = n \times \phi \times \pi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\text{D'où } \tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 480 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**e) Encrage des barres :** (Art.A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{cj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets, vu que la longueur de scellement est importante

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 28,21 = 11,28 \text{ cm}$$

**f) Espacement des barres :** (Art.8.2,42/BAEL91)

- Armatures principale :  $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$
- Armatures de répartition  $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$

2) Calcul à l'ELS

$M_s=0,6kN.m$        $N_s=1,82kN/ml$

Les armatures adoptées à L'ELU sont **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>**

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,82} = 0,329m = 32,9cm$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 0,3cm$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée, on doit résoudre l'équation suivante :

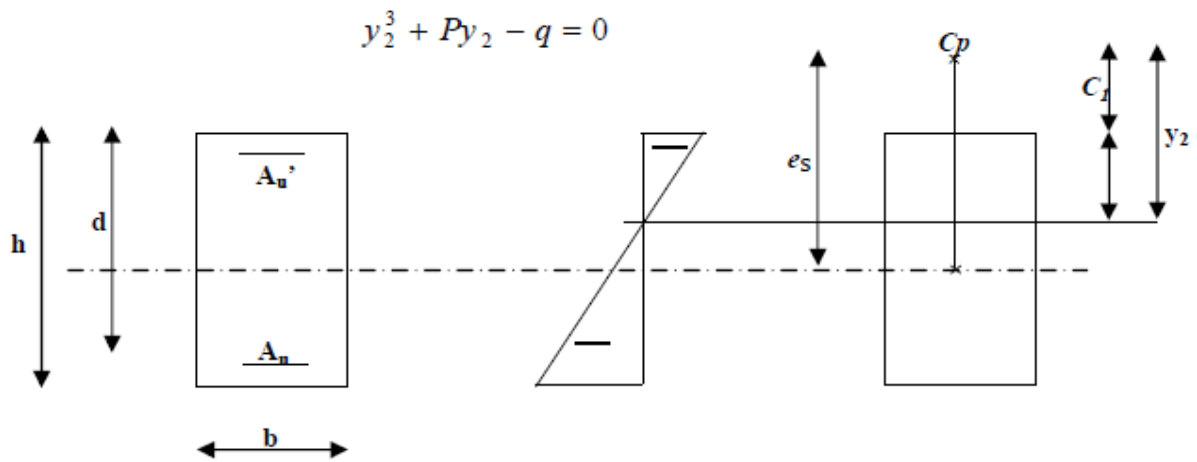


Figure III.17 : Schéma représentatif de centre de pression

$y_2$  : Distance entre l'axe neutre et le centre de pression.

$P, q$  : Coefficients données par les différentes sections.

$y_1$  : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

$C_1$  : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C_1 = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 32,9 = -27,9cm \quad C_1 < 0$$

• Calcul des coefficients p et Q

$$P = -3(C_1)^2 - \frac{90 \times A_u}{b} (C_1 - C') + \frac{90 \times A_u}{b} (d - C_1)$$

$$P = -3(-27,9)^2 - \frac{90 \times 2,01}{100} (8 + 35) = -3597,213cm^2$$

$$q = -2(C_1)^3 - \frac{90 \times A_u}{b} (C_1 + c)^2 + \frac{90 \times A_u}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2(-27,9)^3 + \frac{90 \times 2,01}{100} (8 + 35)^2 = 82405,159cm^2$$

$$Y_2^3 - 3597,213y_2 - 82405,159 = 0$$

Résolution de l'équation ci-dessus :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 82405,159^2 + \frac{4 \times (-3597,213)^3}{27} = -9,67 \times 10^8$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines.

$$\cos\alpha = \frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,992 \quad \alpha = 172,90^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 69,255$$

$$Y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 37,075$$

$$Y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) = -69,20$$

$$Y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right) = 32,12$$

$$0 < y_1 = y_2 - c_1 < h \quad ; \quad y_2 = 37,075$$

Soit  $0 < y_1 < h$

$$Y_1 = Y_2 - c_1 = 37,075 - 35 = 2,075 \text{ cm}$$

### III.4.1.5 Les Vérifications à l'ELS

#### a) Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{b Y_1}{2} + 15((A_u \times (Y_1 - c) + A_u(d - Y_2))) = 36,64 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{N s}{s} = \frac{1,82}{36,64} = 0,049 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,049 \times 2,075 \times 10 = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\sigma_s = 15 \times k(d - y_1) = 15 \times 0,049(8 - 2,075) \times 10 = 43,55 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 43,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

Le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

#### b) Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques horizontale suivant la formule :

$$F_P = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas, zone IIa, groupe 2  $\Rightarrow A = 0.15$

(RPA 99, tableau 4 -1).

C<sub>P</sub> : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.

W<sub>P</sub> : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1 kN.

D'où :  $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1 = 0,48 \text{ kN} < 1 \text{ kN} \Rightarrow$  Condition est vérifiée.

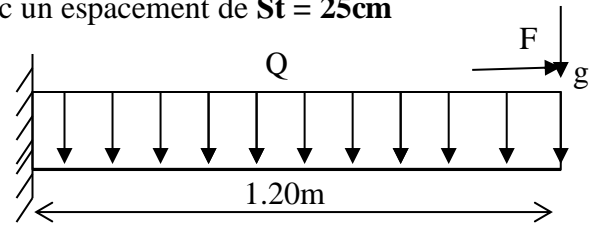
**III.4.2 Conclusion**

Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **4HA8= 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25cm**.
- Armatures de répartition : **4HA8= 2,01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25cm**

**III.4.3 Etude du port à faux**

**III.4.3.1 Calcul des sollicitations**



• **Charge et surcharge du port à faux**

Charge permanent ..... $G=25 \times 0,15=3,75 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation..... $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Charge horizontale due à la main courant ..... $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Charge concentrée due au poids propre ..... $F=25 \times 0,07275=1,81875 \text{ kN}$

**III.4.3.2 Combinaison de charge**

**a) A l'ELU**

La dalle  $q_u = (1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1) \times 1 = 6,56 \text{ kN/ml}$

Main courant  $g_u = 1,5 \times 1 \times 1 = 1,5 \text{ kN/ml}$

L'acrotère  $F_u = 1,35 \times 1,82 = 2,457 \text{ kN/ml}$

**b) A l'ELS**

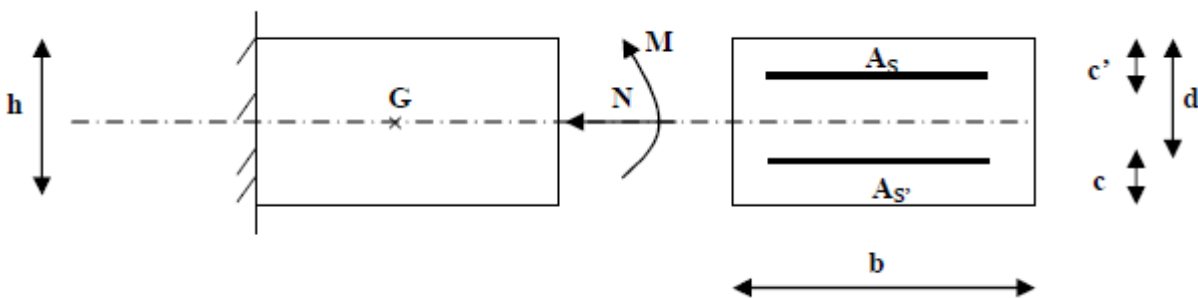
La dalle  $q_s = (3,75 +) \times 1 = 4,75 \text{ kN/ml}$

Main courant  $g_s = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml}$

L'acrotère  $F_s = 1,82 \times 1 = 1,82 \text{ kN/ml}$

**III.4.3.3 Ferrailage**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée



**Figure III.18** : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

1) Calcul à l'ELU

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} - F \times l - g \times 0,4 = -\frac{6,56 \times 1,2^2}{2} - 2,46 \times 1,2 - 1,5 \times 0,4 = 8,27 \text{ kN.m}$$

$$N_u = N = 1 \times 1,5 = -1,5 \text{ kN} \quad ; \quad T_0 = 2,46 \text{ kN} \quad ; \quad T_{1,2} = 10,33 \text{ kN}$$

✓ Calcul du ferrailage

• Armatures principales

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8,27}{1,5} = 5,51 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 2 = 5,5 \text{ cm} = 0,55 \text{ m}$$

Donc  $e_u = 5,51 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0,55 \text{ m}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par des armatures et l'effort étant un effort de traction, alors la section partiellement comprimée (SPC).

**Moment fictif**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec  $g = e_u - \frac{h}{2} + c = 5,51 - 0,075 + 2 = 5,455 \text{ m} = 545,4 \text{ cm}$

$$M_f = 1,5 \times 5,455 = 8,18 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,18 \times 10^2}{100 \times 12^2 \times 1,42} = 0,040 < \mu l = 0,392 \implies (SSA)$$

$$\beta = 0,980$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8,18 \times 10^2}{0,980 \times 12 \times 34,8} = 1,99 \text{ cm}$$

$$A = A_f \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 1,99 \frac{1,5}{34,8} = 1,95 \text{ cm}$$

Soit **4HA10=3,14cm<sup>2</sup>      S<sub>t</sub>=25cm**

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>      S<sub>t</sub>=30cm**

**III.4.3.4 Vérification à l'ELU**

a) La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_u - 0,455 \times d}{e_u - 0,185 \times d} \right] = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} \left[ \frac{551 - 0,455 \times 12}{551 - 0,185 \times 12} \right] = 1,44 \text{ cm}^2$$

$A_u = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,44 \text{ cm}^2 \implies$  **Condition vérifié**

b) Espacement des barres : (Art.8.2,42/BAEL91)

Armatures principales :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \implies$  **Condition vérifiée**

Armatures de répartition :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \implies$  **Condition vérifiée**

**c) Vérification au cisaillement :** (BAEL 91 Art a.5.1.211)

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{10,30 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,086 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_e} = \min \left[ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,086 \text{ MPa} < \overline{\tau_e} = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis**

- Vérification de la compression du béton

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 12 \times 100}{1,5} = 720 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 10,33 \text{ kN} < T_u = 480 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{c28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec

- $\psi_s = 1,5$  (acier haute adhérence)
- $f_{c28} = 0,6 \times 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{10,33 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 100,48} = 0,952 \text{ MPa}$$

Avec  $\sum u_i = n \times \phi \times \pi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$

D'où  $\tau_{se} = 0,952 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**e) Encrage des barres :** (Art.A.6.1,23/ BAEL91)

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{cj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets, vu que la longueur de scellement est importante

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

**III.4.3.5 Vérification à l'ELS**

$$N_s = 1 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{q \times l^2}{2} + f \times l + g \times 0,6 = \frac{4,75 \times 1,20^2}{2} + 1,82 \times 1,20 + 1 \times 0,6 = 6,20 \text{ kN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{6,204}{1} = 6,20 \text{ m} = 620 \text{ cm}$$

Les armatures à l'ELU est 4HA10=3,14cm<sup>2</sup>

$$e_s > \frac{h}{2} - c = \frac{15}{2} - 2 = 5,5 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement tendue, on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_2^3 + pY_2 - q = 0$$

$Y_2$  : Distance entre l'axe neutre et le centre de pression.

$P, q$  : Coefficient données par les différentes sections.

$Y_1$  : Distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

$C_1$  : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C_1 = \frac{h}{2} - e_s = \frac{15}{2} - 5,5 = 2 \text{ cm} \quad C_1 < 0$$

• **Calcul des coefficients p et Q**

$$P = -3(C_1)^2 - \frac{90 \times Au}{b} (C_1 - C') + \frac{90 \times Au}{b} (d - C_1)$$

$$P = -3(2)^2 - \frac{90 \times 3,14}{100} (8 + 2) = -40,206 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(C_1)^3 - \frac{90 \times Au}{b} (C_1 + c)^2 + \frac{90 \times Au}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2(2)^3 + \frac{90 \times 3,14}{100} (8 + 2)^2 = 266,6 \text{ cm}^2$$

$$Y_2^3 - 40,206 Y_2 - 266,6 = 0$$

Résolution de l'équation ci-dessus :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^2}{27} = 266,6^2 + \frac{4 \times (-40,206)^2}{27} = 71315,04$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines.

$$\cos \alpha = \frac{3 \times q}{2 \times p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,271 \quad \alpha = 105,72^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 3,66$$

$$Y_2^1 = a \cos \left( \frac{\alpha}{3} \right) = 2,99$$

$$Y_2^2 = a \cos \left( \frac{\alpha}{3} + 120 \right) = -2,71$$

$$Y_2^3 = a \cos \left( \frac{\alpha}{3} + 240 \right) = 1,16$$

$$0 < Y_1 = Y_2 - C_1 < h \quad ; \quad Y_2 = -3$$

Soit  $0 < Y_1 < h$

$$Y_1 = Y_2 - C_1 = 3 - 2 = 1 \text{ cm}$$

**III.4.3.6 Les Vérifications**

**a) Vérification des contraintes de compression dans le béton**

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$S = \frac{bY_1}{2} + 15((A_u \times (Y_1 - c) + A_u(d - Y_1))) = 521 \text{cm}^2$$

$$K = \frac{N_s}{s} = \frac{1}{521} = 0,002 \text{kN/m}^3$$

$$\sigma_b = k \times Y_1 = 0,002 \times 1 \times 10 = 0,019 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0,019 \text{MPa} < \bar{\tau}_b = 15 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

$$\sigma_s = 15 \times k(d - y_1) = 15 \times 0,002(12 - 0,019) \times 10 = 3,6 \text{MPa}$$

La fissuration est préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$

$$\sigma_s = 3,6 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

Le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

**III.4.3.7 Vérification de la flèche**

$$f = \frac{M_s l^2}{10 \times E_v \times I \times f_v} \leq \frac{l}{500}$$

$$B_0 = B \times h + 15 \times A = 100 \times 15 + 15 \times 3,14 = 1547,1 \text{cm}^2$$

$$S_{xx} = b \times h + \frac{h}{2} + 15 \times A \times d = 100 \times 15 + 15 \times 3,14 \times 12 = 2065,2 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{2065,2}{1547,1} = 1,33 \text{cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 10 - 1,33 = 8,66 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_1(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(1,33^3 + 8,66^3) + 15 \times 3,14(8,66 - 2)^2 = 8597,26 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026$$

$$\text{D'ou: } \lambda = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0026(2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 8,07$$

$$\lambda = \frac{2}{5} \lambda = 0,4 \times 8,07 = 3,23$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0026 \times 201,63 + 2,1} = 0,877$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda \mu} = \frac{1,1 \times 8597,26}{1 + 3,23 \times 0,877} = 4024,25 \text{cm}^4$$

$$f = \frac{M_s l^2}{10 \times E_v \times I \times f_v} = \frac{6,2 \times 1,2^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 4024,25} = 0,205 \leq \frac{l}{500} = 0,77 \text{cm} \implies \text{Condition vérifié (la flèche vérifié)}$$

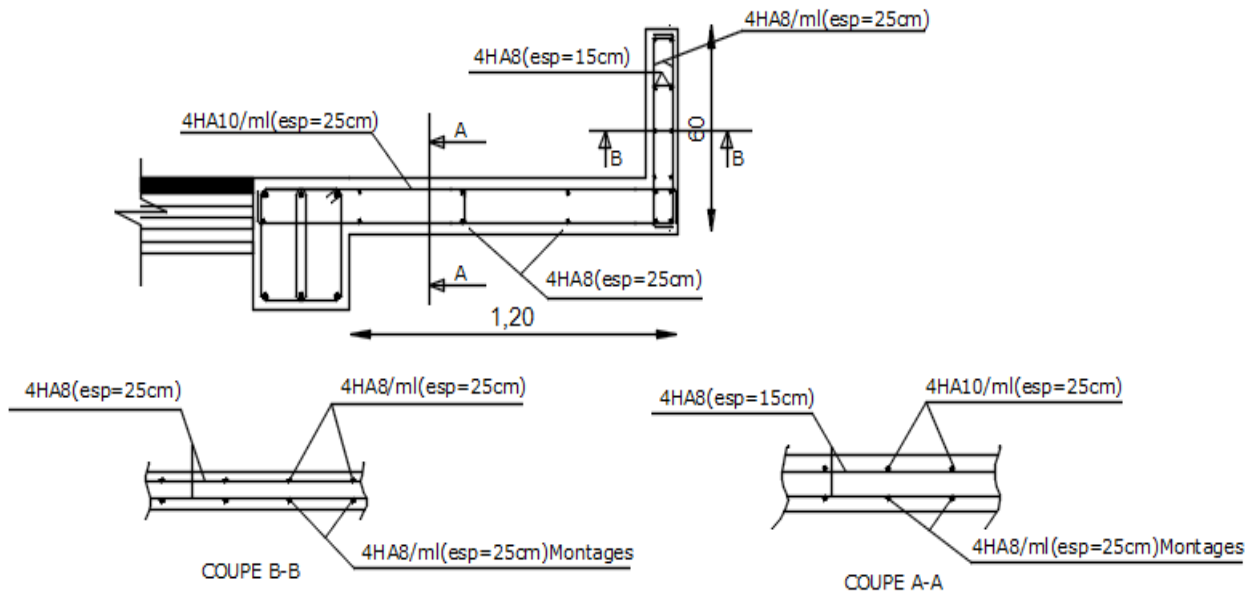
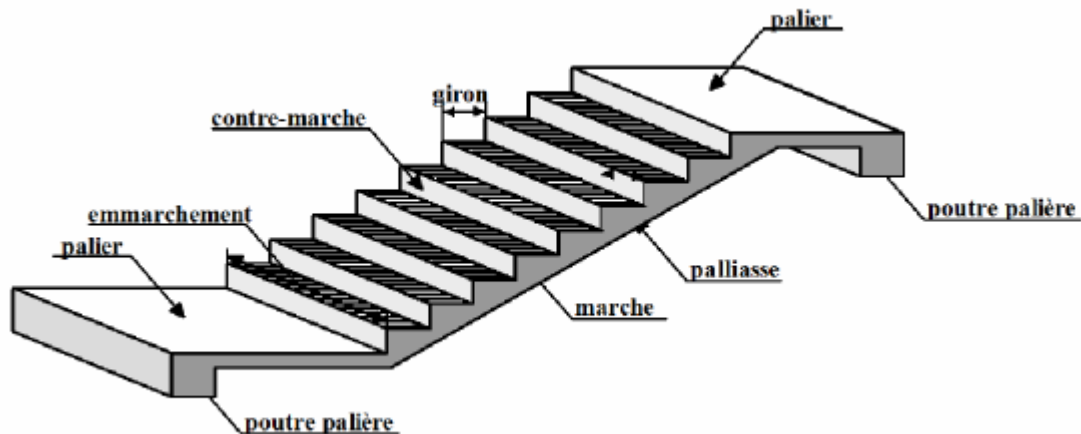


Figure III.19 : Ferraillage de l'acrotère

### III.5.1 Calcul de l'escalier

Les escaliers du bâtiment sont réalisés en béton armé coulé en place. Ils se composent de paliers et de paillasse, modélisés comme des poutres isostatiques dans les calculs. Un seul type d'escalier à deux volées est présent. Le dimensionnement est effectué sur la volée ayant la plus grande portée, et le même ferrailage est ensuite appliqué aux autres volées.

- Terminologie



- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches
- **La ligne de foulée** : c'est le trajet théorique emprunté par l'utilisateur
- **Echappée** : désigne la hauteur libre la plus faible calculée entre le dessus des marches et sous face du plancher supérieur
- **G** : giron (surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier)
- **h** : contre marche (distance verticale comprise entre deux marches consécutives)
- **e** : épaisseur de la paillasse et du palier
- **L** : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier
- **E** : l'emmarchement représente la largeur de la marche. Pour l'habitation  $0,90m \leq E \leq 1,20$
- **H** : hauteur de l'étage

### III.5.2 Calcul de la 1<sup>ère</sup> volée

#### III.5.2.1 Dimensionnement de la 1<sup>ère</sup> volée

**III.5.2 Dimensionnement des escaliers a deux paliers intermédiaires**

• **Dimensionnement de la marche et de contre marche**

Il a été remarqué depuis longtemps que le confort d'utilisation d'un escalier était lié à une relation entre le giron et la hauteur de marche. Le dimensionnement des marches et contre marche se fera par la formule de Nicolas-François Blondel, architecte français :

$$\ll 59cm \leq G + 2h \leq 66cm \gg$$

• **Contre marche (la hauteur de marche)**

$$14cm \leq h \leq 18cm \quad h = \frac{153}{9} = 17cm$$

On adopte pour **h= 17cm**

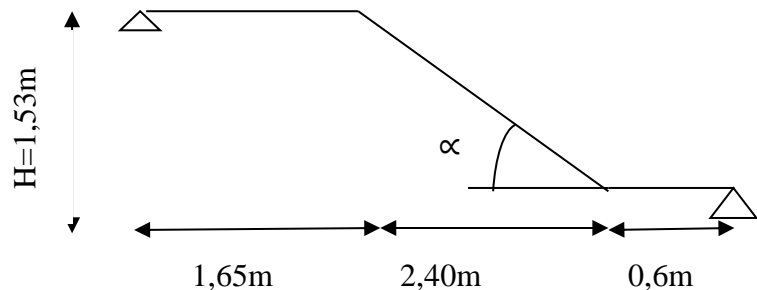
Le nombre des marches

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

• **Le giron**

$$26cm \leq g \leq 34cm \quad \frac{240}{8} = 30cm$$

on prend : **g=30cm**



• **Vérification de loi de BLONDEL**

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm \iff 59cm \leq 30 + 2 \times 17cm \leq 66cm \iff$  Condition vérifiée donc l'escalier est confortable

• **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier**

Le dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux côtés, l'épaisseur du palier et de paillasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation suivant :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec

$L_0$  : longueur de palier et de la paillasse  $L_0 = L_1 + L_2$

• **La longueur de la paillasse projetée**

$$L_0 = n' \times g = 8 \times 30 = 240cm$$

• **L'angle d'inclinaison  $\alpha$**

$$Tg\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0,6375 \quad \text{donc } \alpha = 32,52^\circ$$

• **Longueur de la paillasse**

$$\cos\alpha = \frac{L_2}{L_0} \quad \text{avec } L_2 = \frac{L_0}{\cos\alpha} = \frac{240}{0,843} = 284,69cm$$

On adopte :  $L_2 = 285cm = 2,85m$

Donc  $L = L_1 + L_2 + L_3 = 0,6 + 2,85 + 1,65 = 5,1m$

$$D'où : \frac{510}{30} \leq e_p \leq \frac{510}{20} \iff 17cm \leq e_p \leq 25,5cm$$

Donc on prend une épaisseur  $e_p=18\text{cm}$

### III.5.2.2 Détermination de charges et surcharges

#### 1. Charge permanent

##### - La volée (paillasse)

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G,(kN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	0,18	25	$\rho = \frac{25 \times ep}{\cos\alpha} = \frac{0,18 \times 25}{0,843} = 5,33$
Poids de la marche	0,17	25	$\rho = \frac{25 \times ep}{2} = \frac{0,17 \times 25}{2} = 2,125$
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,015	10	0,15
Poids de garde cops	0,1	/	0,2
<b>Charge totale <math>G_t</math></b>			<b>9,05</b>

Tableau III.16 : Charge permanente de volée

- Palier

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,015	10	0,15
<b>Charge totale G<sub>t</sub></b>			<b>5,14</b>

Tableau III.17 : Charge permanente de palier

2. Surcharge d’exploitation

La surcharge d’exploitation des escaliers est donnée par le DTR BC 22, elle dépend de l’usage

- Q=2,5×1=2,5 kN/m<sup>2</sup> pour le palier et la volée
- Q=2,5kN/m<sup>2</sup> paillasse

3. Combinaison des charges

A l’ELU :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m$

**Volée :**  $q_u = (1,35 \times 9,05 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 15,96kN/ml$

**Palier :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,14 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 10,69kN/ml$

**Poids du mur :**  $p_m = 2,36 \times (3,05 \times 1) \times 1,35 = 9,71kN$

A l’ELS :  $q_s = (G + Q) \times 1m$

**Volée :**  $q_s = (9,05 + 2,5) \times 1 = 11,55kN/ml$

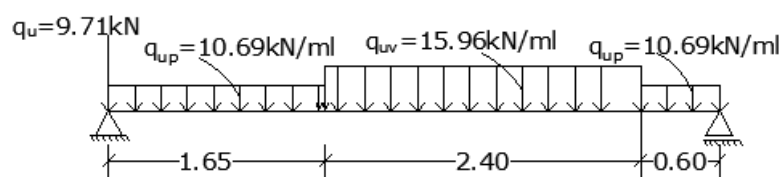
**Palier :**  $q_s = (5,14 + 2,5) \times 1 = 7,64kN/ml$

**Poids du mur :**  $p_m = 2,36 \times (3,05 \times 1) = 7,198kN$

III.5.2.3 Calcul à l’ELU

Pour déterminer les efforts internes dans l’escalier on se référera aux méthodes de calcul de la RDM

En prenant l’ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.



✓ **Calcul des efforts interne**

▪ **Réaction d'appuis**

$$\sum f = 0 \quad R_A + R_B = 15,96 \times 2,40 + 10,69 \times 1,65 + 10,69 \times 0,6 + 9,71 = 72,06 \text{ kN}$$

$$\sum M / A = 10,69 \times 1,65 \times \frac{1,65}{2} + 15,96 \times 2,4 \times \left( \frac{2,4}{2} + 1,65 \right) + 10,69 \times 0,6 \times \left( \frac{0,6}{2} + 2,4 + 1,65 \right) - 4,65 \times R_B = 151,62 - 4,65 R_B$$

$$R_B = \frac{151,62}{4,65} = 32,61 \text{ kN} \quad ; \quad R_A = 39,45 \text{ kN}$$

• **Calcul des efforts tranchant et le moment fléchissant**

1ère tronçon  $0 \leq x \leq 1,65 \text{ m}$

▪ **L'effort tranchant**

$$T_y = -q_u \times X + R_A - 9,71 = -10,69x + 29,74$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} X=0 \implies T_y(0) = 29,74 \text{ kN} \\ X=1,65 \text{ m} \implies T_y(1,65) = 12,10 \text{ kN} \end{cases}$$

▪ **Moment fléchissant**

$$M_z = M_x = -q_u \times \frac{x^2}{2} + R_A x - 9,71x = -5,34x^2 + 30,51x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} X=0 \implies M_x = 0 \text{ kN.m} \\ X=1,65 \text{ m} \implies M_x = 35,80 \text{ kN.m} \end{cases}$$

2ème tronçon  $1,65 \text{ m} \leq x \leq 4,05 \text{ m}$

▪ **L'effort tranchant**

$$T_y = -q_{u1} \times 1,65 + (-q_{u2} \times (x - 1,65)) + R_A - 9,71 = -(10,69 \times 1,65) + (-15,96 \times (x - 1,65)) + 39,45 - 9,71 = -17,64 - 15,96x + 26,33 + 29,74 = -15,96x + 38,43$$

$$T_y = -15,96x + 38,43$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x=1,65 \text{ m} \implies T_y = 12,10 \text{ kN} \\ X=4,05 \text{ m} \implies T_y = -26,21 \text{ kN} \end{cases}$$

▪ **Moment fléchissant**

$$M_y = -q_{u2} \times (x - 1,65) \times \frac{x - 1,65}{2} - q_{u1} \times 1,65 \times \frac{x - 1,65}{2} + R_A x - 10,79x = -15,96 \times (x - 1,65) \times \left( \frac{x - 1,65}{2} \right) - 10,69 \times 1,65 \times \left( x - \frac{1,65}{2} \right) + 39,45x - 9,71x$$

$$M_y = -7,98(x - 1,65)^2 - 17,63(x - 0,82) + 29,74x = -7,98(x^2 + 2,72 - 3,3x) - 17,63x + 14,54 + 29,74x$$

$$M_y = -7,98x^2 - 21,70 + 26,33x + 12,11x + 14,54$$

$$M_y = -7,98x^2 + 38,43x - 7,16$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x=1,65\text{m} \Rightarrow M(1,65)=35,8\text{kN.m} \\ X=4,05\text{m} \Rightarrow M(4,05)=20,54\text{kN.m} \end{cases}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon**  $0 \leq x \leq 0,6\text{m}$

- **L'effort tranchant**

$$T_y = 10,69x - 32,61$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x=0 \Rightarrow T_y(0) = -32,61\text{kN} \\ X=0,6\text{m} \Rightarrow T_y(0,6) = -26,19\text{kN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant**

$$M_y = -10,69 \frac{x^2}{2} + 32,61x \quad M_y = -5,35x^2 + 32,61x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x=0 \Rightarrow M_y(0) = 0\text{kN.m} \\ X=0,6\text{m} \Rightarrow M_y(0,6) = 20,54\text{kN.m} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant maximal**

La section dangereuse est dans la travée 2 :

$$T(x) = -15,96x + 38,43 = 0 \quad x = \frac{38,43}{15,96} = 2,4\text{m}$$

$$M_y = -7,98(x-1,65)^2 - 17,63(x-0,82) + 29,74x = -7,98(2,4-1,65)^2 - 17,63(2,4-0,82) + 29,74 \times 2,4$$

$$M_y = M_{\max} = 39,04\text{kN.m}$$

- ❖ **Remarque**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{u \max}$  aux appuis et en travée

- ✓ **Moments aux appuis**

$$M_{u \text{ appuis}} = (0,3) M_{u \max} = -0,3 \times 39,04 = -11,71\text{kN}$$

- ✓ **Moment en travée**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = 0,85 \times 39,04 = 33,18\text{kN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

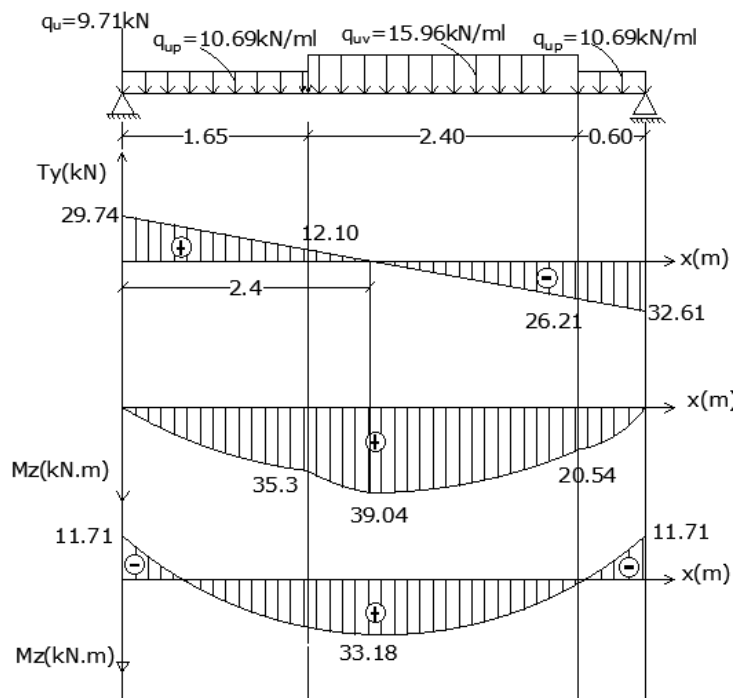
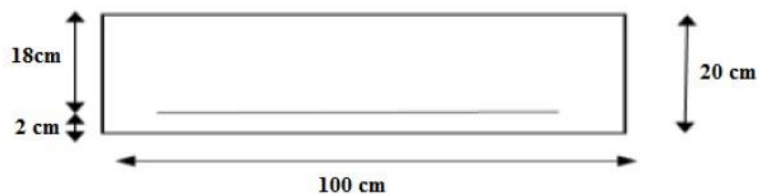


Figure III.20 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant

### III.5.2.4 Calcul des armatures a l'ELU

Le ferrailage se fera en considérant une poutre simplement appuyé en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment. Le calcul se fera pour une bonde de 1m



$b=100\text{cm} ; c=2\text{cm} ; d=18\text{cm} ; h=20\text{cm}$

- aux appuis

$M_{\max}=11,71\text{kN.m}$

#### 1. Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,71 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,025$$

$\mu_a=0,025 \leq \mu_l=0,392 \implies \text{SSA } (A'=0)$

$\beta = 0,987$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,71 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,89\text{m}^2$$

On adopte : **5HA10=3,93cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement  $S_t=20\text{cm}$

## 2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{Ap}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982\text{cm}^2$$

On adopte : **5HA8=2,51cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement :  $S_t=20\text{cm}$

### • En travée

$$M_{t\max}=33,18\text{kN.m}$$

## 1. Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33,18 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,072$$

$$\mu_a = 0,072 \leq \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA (A}'=0)$$

$$\beta = 0,963$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33,18 \times 10^3}{0,963 \times 18 \times 348} = 5,50\text{cm}^2$$

On adopte **6HA12=6,79cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement  $S_t=17\text{cm}$

## 2. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{Ap}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69\text{cm}^2$$

On adopte : **5HA10=3,93cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement :  $S_t=20\text{cm}$

### III.5.2.5 Vérification à l'ELU

#### 1. Condition de non fragilité

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17\text{cm}^2$$

### • En travée

#### a) Armatures principales

$$A_{rt} = 6,79\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifié}$$

#### b) Armatures de répartitions

$$A_{rt} = 3,14\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifié}$$

### • En appuis

#### a) Armatures principales

$$A_{rp} = 3,93\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifié}$$

#### b) Armatures de répartition

$$A_{rp}=2,51\text{cm}^2 \geq A_{\min}=2.17\text{cm} \implies \text{Condition vérifié}$$

## 2. Espacement des barres (Art.A.8.2,42/ BAEL91)

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

### a) Armatures principales

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\}$$

$$S_t \leq (60, 33) = 33\text{cm} \implies S_t=20\text{cm} \leq 33\text{cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

### b) Armatures de répartitions

$$S_t \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t \leq (80 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \implies S_t=17\text{cm} \leq 45\text{cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

## 3. Vérification de contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right\} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{32,61 \times 10}{100 \times 18} = 0,181 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \implies \text{Condition vérifié}$$

$\implies$  Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales n'est pas nécessaires

## 4. Vérification de l'adhérence des barres

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

### ▪ Contrainte tangentielle limite

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

Avec :  $\Psi = 1,5$  pour HA

### ▪ Contraintes tangentielles

#### ▪ Aux appuis

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$  : La somme des périmètres utile des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{32,61 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 1,28\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,28\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

#### ▪ En travée

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$  : la somme des périmètres utile des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{32,61 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,07 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,07 \text{MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$\implies$  Il n'y a pas des risques d'entraînement des barres

### 5. Longueur de scellement droite

#### ▪ Aux appuis

$$I_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{cm}$$

Soit :  $I_s = 35 \text{cm}$

Avec :  $\tau_s = 0,6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2 = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 = 2,835 \text{MPa}$

#### ▪ En travée

$$I_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{cm}$$

Soit :  $I_s = 45 \text{cm}$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal la longueur de recouvrement d'après le BAEL 91 (Art 6.1.5.2.3) est fixés pour les aciers HA

#### ▪ Aux appuis

$$L_r = 0,4 \times I_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{cm}$$

Donc :  $L_r = 14 \text{cm}$

#### ▪ En travée

$$L_r = 0,4 \times 45 = 18 \text{cm}$$

Donc :  $L_r = 18 \text{cm}$

### 6. Influence de l'effort tranchant sur les appuis

#### ✓ Influence sur le béton (Art A.5.1.313/BAEL 91)

On doit vérifier que  $T_{\max} \leq 0,4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{cm}$

$$\text{Donc : } T_{\max} = 32,61 \text{kN} \leq 0,4 \times 16,2 \times 100 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} = 1080 \text{kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

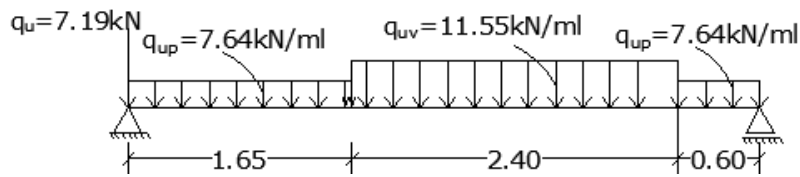
#### ✓ Influence sur l'acier : (Art A.5.1.313/BAEL 91)

On doit vérifier que :  $A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_{\max} + \frac{Ma}{0,9d})$

$$A_{sa} \geq \frac{1,15}{400} (32,61 + \frac{35,71 \times 10^2}{0,9 \times 18}) = 0,0028 (33,76 + 220,43) = 0,711 \text{cm}^2$$

Donc :  $A_a = 3,93 \text{cm}^2 \geq 0,711 \text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$

III.5.2.6 Calcul à l'ELS



▪ Réaction d'appuis

$$\sum f = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 7,64 \times 1,65 + 11,55 \times 2,4 + 7,64 \times 0,6 + 7,19 = 52,1 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 7,64 \times 1,65 \times \frac{1,65}{2} + 11,55 \times 2,4 \left( \frac{2,4}{2} + 1,65 \right) + 7,64 \times 0,6 \left( \frac{0,6}{2} + 2,4 + 1,65 \right) - 4,65 R_B$$

$$R_B = \frac{109,33}{4,65} = 23,51 \text{ kN}$$

Donc ;  $R_A = 28,59 \text{ kN}$  ;  $R_B = 23,51 \text{ kN}$

1<sup>ère</sup> tronçon  $0 \leq X \leq 1,65 \text{ m}$

✓ Calcul des efforts tranchants

$$T_y = -7,64X + 28,59 - 7,19 \quad T_y = -7,64x + 21,4$$

Pour  $\left\{ \begin{array}{l} X=0 \Rightarrow T_x(0) = 21,4 \text{ kN} \\ X=1,65 \text{ m} \Rightarrow T_x(1,65) = 8,79 \text{ kN} \end{array} \right.$

✓ Calcul de moment fléchissant

$$M_z = -7,64 \times x \times \frac{x}{2} + R_A x - 7,19x = -3,82x^2 + 28,59x - 7,19x \quad M_z = -3,82x^2 + 21,4x$$

Pour  $\left\{ \begin{array}{l} X=0 \Rightarrow M_x(0) = 0 \text{ kN.m} \\ X=1,65 \text{ m} \Rightarrow M_x(1,65) = 24,91 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

2<sup>ème</sup> tronçon  $1,65 \text{ m} \leq X \leq 4,05 \text{ m}$

✓ Calcul de l'effort tranchant

$$T_y = -7,64 \times 1,65 - 11,55 \times (x - 1,65) + 21,39 = -11,55x + 27,84$$

Pour  $\left\{ \begin{array}{l} X=1,65 \text{ m} \Rightarrow T_y(1,65) = 8,79 \text{ kN} \\ X=4,05 \text{ m} \Rightarrow T_y(4,05) = -18,94 \text{ kN} \end{array} \right.$

✓ Calcul de moment fléchissant

$$M_z = -11,55 \times \frac{(x-1,65)^2}{2} - 7,64 \times 1,65 \times \left( x - \frac{1,65}{2} \right) + 28,59x - 7,19x = -5,77(x^2 + 2,72 - 3,3x) - 12,60(x - 0,825) + 21,4x$$

$$M_z = -5,77x^2 + 27,84x - 5,29$$

Pour  $\left\{ \begin{array}{l} X=1,65 \text{ m} \Rightarrow M_z(1,65) = 24,91 \text{ kN.m} \\ X=4,05 \text{ m} \Rightarrow M_z(4,05) = 12,82 \text{ kN.m} \end{array} \right.$

**3<sup>ème</sup> tronçon**  $0 \leq X \leq 0,6\text{m}$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_y = 7,64x - 23,51$$

$$\text{Pour } \begin{cases} X=0 & \Rightarrow T_y(0) = -23,51\text{kN} \\ X=0,6\text{m} & \Rightarrow T_y(0,6) = -18,94\text{kN} \end{cases}$$

✓ **Calcul de moment fléchissant**

$$M_z = -7,64 \times \frac{x^2}{2} + 27,24x = -3,82x^2 + 27,24x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} X=0 & \Rightarrow M_z(0) = 0\text{kN.m} \\ X=0,6\text{m} & \Rightarrow M_z(0,6) = 12,8\text{kN.m} \end{cases}$$

On remarque que  $T(x)$  passe d'une valeur positive à une valeur négative, et quand  $T(x)=0$  la valeur de  $M$  est maximum

$$T(x) = -11,55x + 27,84 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{27,84}{11,55} = 2,41\text{m}$$

$$M_z = -5,77x^2 + 27,84x - 5,29 \quad \Rightarrow \quad M_{z \max}(2,41) = 28,29\text{kN.m}$$

❖ **Remarque**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{u \max}$  aux appuis et en travée

✓ **Moments aux appuis**

$$M_{u \text{ appuis}} = (0,3) M_{u \max} = -0,3 \times 28,29 = -8,48\text{kN}$$

✓ **Moment en travée**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = 0,85 \times 28,29 = 24,04\text{kN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

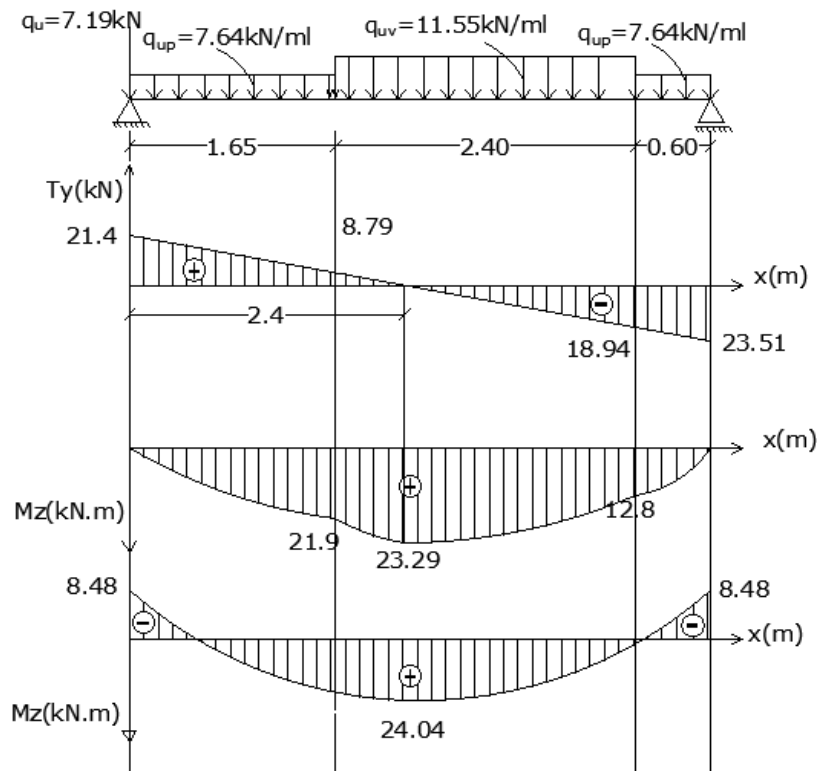


Figure III.21 : Diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

### III.5.2.7 Vérification à l'ELS

▪ Aux appuis

Contrainte d'acier on doit s'assurer  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Avec 
$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$\rho l = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218$$

$$\Rightarrow \beta = 0,925 \qquad \Rightarrow k = 51,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8,5 \times 10^3}{3,93 \times 0,925 \times 18} = 129,9 MPa$$

$$\sigma_{st} = 129,9 MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348 MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contraint dans le béton

On doit vérifiée  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{129,9}{51,67} = 2,51 MPa$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 2,51 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

▪ En travée

Contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\rho l = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313$$

$$K_1 = 42,82 \quad \beta = 0,912$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{24,04 \times 10^3}{5,65 \times 0,912 \times 18} = 259,62 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 259,62 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Contrainte dans le béton**

On doit vérifiée  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{259,62}{42,82} = 6,06 \text{MPa}$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 6,06 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes

**1. Vérification a l'état limite de d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

**2. Vérification à l'état limite de déformation**

D'après le BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} &\geq \frac{M_s}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} &\geq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned} \right\}$$

Avec :

L : la porté de la travée entre les appuis L=4,65m

h : Hauteur totale de la section h=20cm

M<sub>s</sub> : moment en travée

M<sub>0</sub> : moment isostatique dans la travée

Donc en aura :

$$\frac{20}{465} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,043 \geq 0,06 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{20}{465} \geq \frac{24,04}{10 \times 28,29} = 0,043 \geq 0,084 \Rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

Condition non vérifié donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche

### 3. Vérification de la flèche

On doit s'assurer que  $f = \frac{5}{385} \times \frac{q_{max} \times l^2}{E_v \times I} \leq \frac{l}{500}$

Avec :  $q_{max} = \max(q_{vs}; q_{ps}) = 11,55 \text{ kN}$

$f'$  : flèche admissible  $f = \frac{l}{500} = \frac{465}{500} = 0,93 \text{ cm}$

$E_v$  : module déformation différé  $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$

$I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 6,79 = 2101,85 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,79 \times 18 = 21833,3 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21833,3}{2101,85} = 10,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38 = 9,62 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10,38^3 + 9,62^2) + 15 \times 6,79 (9,62 - 2)^2 = 41136,3939 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5}{385} \times \frac{11,55 \times 465^2}{10818,86 \times 41136,3939} = 0,013 \times 0,0056 = 0,00006 \leq 0,93 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion** : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

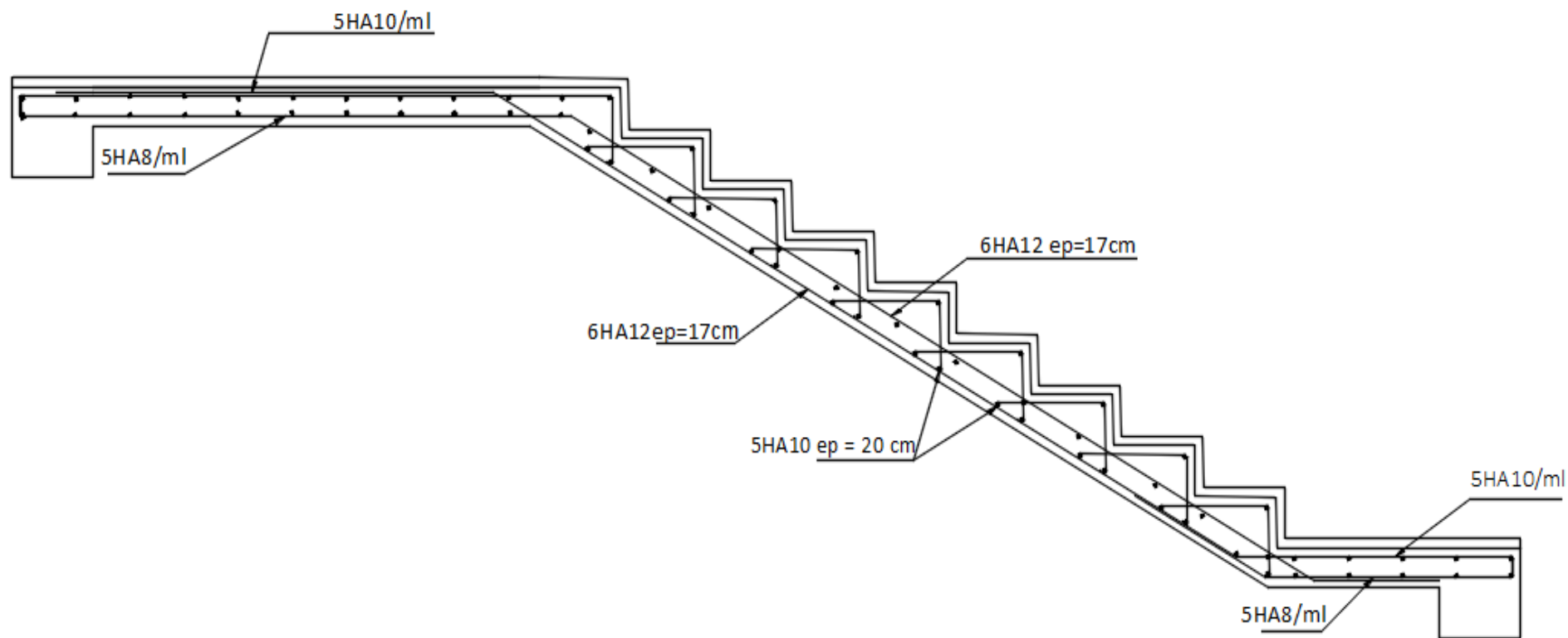


Figure III.22 : Ferrailage de la 1<sup>ère</sup> volée

**III.5.3 Calcul de la 2<sup>ème</sup> volée**

**III.5.3.1 Le dimensionnement de la marche et de contremarche**

Le dimensionnement de la marche et de contremarche se fera par la formule de BLONDEL h et G doivent satisfaire la formule suivante :

$$60\text{cm} < g + 2h < 64\text{cm}.$$

Le nombre de contre marche (n) :

$$16,5\text{cm} < h < 17,5\text{cm} \implies h = \frac{170}{10} = 17\text{cm}$$

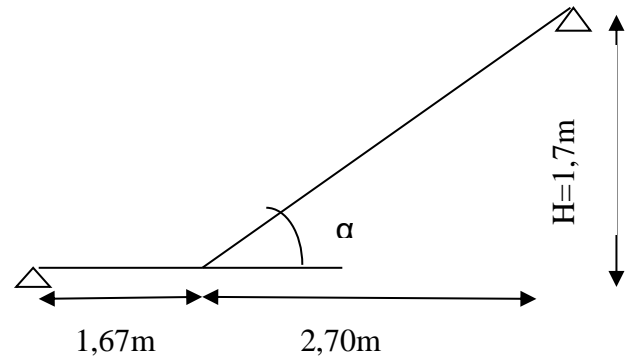
**On prend**  $h=17\text{cm}$

Le nombre de marche (m) :

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9 \implies m = 9 \text{ marche}$$

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \implies \frac{270}{9} = 30\text{cm}$$

**On prend**  $g = 30 \text{ cm}$ .



**• Vérification de loi de BLONDEL**

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \implies 59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17\text{cm} \leq 66\text{cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc l'escalier est confortable

**• Pré dimensionnement de la paillasse et du palier**

Le dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux côtés, l'épaisseur du palier et de paillasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation suivant :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

**Avec**

$L_0$  : longueur de palier et de la paillasse  $L_0=L_1+L_2$

**• La longueur de la paillasse projetée**

$$L_0 = n \times g = 9 \times 30 = 270\text{cm}$$

**• L'angle d'inclinaison  $\alpha$**

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{170}{270} = 0,6296 \quad \text{donc } \alpha = 32,19$$

**• Longueur de la paillasse**

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L_2}{L_0} \quad \text{avec} \quad L_2 = \frac{L_0}{\text{cos}\alpha} = \frac{270}{0,846} = 319\text{cm}$$

On adopte :  $L_2=319\text{cm} = 3,19\text{m}$

Donc  $L=L_1+L_2+L_3=0,6+3,19+1,65=5,44\text{m}$

$$\text{D'où} : \frac{544}{30} \leq e_p \leq \frac{544}{20} \implies 18,13\text{cm} \leq e_p \leq 27,2\text{cm}$$

Donc on prend une épaisseur  $e_p=19$  cm

### III.5.3.2 Détermination de charges et surcharges

#### 1. Charge permanent

##### ➤ La volée (paillasse)

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G(kN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	0,19	25	$\rho = \frac{25 \times ep}{\cos\alpha} = \frac{0,19 \times 25}{0,846} = 5,61$
Poids de la marche	0,17	25	$\rho = \frac{25 \times ep}{2} = \frac{0,17 \times 25}{2} = 2,125$
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,015	10	0,15
Poids de garde cops	0,1	/	0,2
<b>Charge totale <math>G_t</math></b>			<b>9,32</b>

Tableau III.18 : Charge permanente volée

##### ➤ Palier

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,015	10	0,15
<b>Charge totale <math>G_t</math></b>			<b>5,14</b>

Tableau III.19 : Charge permanente palier

#### 2. Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR BC 22, elle dépend de l'usage

- $Q=2,5 \times 1=2,5 \text{ kN/m}^2$  pour le palier et la volée
- $Q=2,5 \text{ kN/m}^2$  paillasse

**3. Combinaison des charges**

A l'ELU :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$

**Volée** :  $q_u = (1,35 \times 9,32 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 16,33 \text{ kN/ml}$

**Palier** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,14 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{m} = 10,69 \text{ kN/ml}$

**Poids du mur** :  $p_m = 2,36 \times (3,04 \times 1) \times 1,35 = 9,68 \text{ kN}$

A l'ELS :  $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

**Volée** :  $q_s = (9,32 + 2,5) \times 1 = 11,82 \text{ kN/ml}$

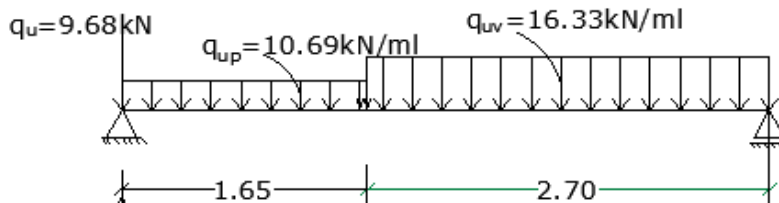
**Palier** :  $q_s = (5,14 + 2,5) \times 1 = 7,64 \text{ kN/ml}$

**Poids du mur** :  $p_m = 2,36 \times (3,04 \times 1) = 7,17 \text{ kN}$

**III.5.3.3 Calcul à l'ELU**

Pour déterminer les efforts internes dans l'escalier on se référera aux méthodes de calcul de la RDM

En prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.



• **Calcul des efforts interne**

▪ **Réaction d'appuis**

$$\sum f = 0 \quad R_A + R_B = 16,33 \times 2,70 + 10,69 \times 1,67 + 9,68 = 71,62 \text{ kN}$$

$$\sum M /_A = 10,69 \times 1,67 \times \frac{1,67}{2} + 16,33 \times 2,7 \times \left( \frac{2,70}{2} + 1,67 \right) - 4,97 \times R_B = 148,06 - 4,37 R_B$$

$$R_B = \frac{148,06}{4,37} = 33,88 \text{ kN} \quad ; \quad R_A = 37,74 \text{ kN}$$

• **Calcul des efforts tranchant et le moment fléchissant**

**1ère tronçon**  $0 \leq x \leq 1,67\text{m}$

▪ **L'effort tranchant**

$$T_y = -q_u x + R_A - 9,68 = -10,69x + 28,06$$

Pour :

$$\begin{cases} X=0 & \implies T_y(0) = 28,06 \text{ kN} \\ X=1,67\text{m} & \implies T_y(1,67) = 10,2077 \text{ kN} \end{cases}$$

▪ **Moment fléchissant**

$$M_z = M_x = -q_u \times \frac{x^2}{2} + R_A x - 9,68x = -5,34x^2 + 28,06x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} X=0 \implies M_x=0\text{kN.m} \\ X=1,67\text{m} \implies M_x=31,98\text{kN.m} \end{cases}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon**  $1,67\text{m} \leq x \leq 4,37\text{m}$

▪ **L'effort tranchant**

$$T_y = -q_{u1} \times 1,67 - q_{u2} \times (x - 1,67) + R_A - 9,68 = -(10,69 \times 1,67) - 16,33 \times (x - 1,67) + 28,06$$

$$T_y = -16,33x + 37,48$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x=1,67\text{m} \implies T_y=10,21\text{kN} \\ X=4,37\text{m} \implies T_y=-33,88\text{kN} \end{cases}$$

▪ **Moment fléchissant**

$$M_y = -q_{u2} \times (x - 1,67) \frac{x - 1,67}{2} - q_{u1} \times 1,67 \times \frac{x - 1,67}{2} + R_A x - 9,68x = -16,33 \times (x - 1,67) \times \frac{(x - 1,67)}{2} - 10,69 \times 1,67 \times (x - \frac{1,67}{2}) + 28,06x$$

$$M_y = -8,16(x - 1,67)^2 - 17,85(x - 0,835) + 28,06x = -8,16(x^2 + 2,79 - 3,34x) - 17,85x + 14,90 + 28,06x$$

$$M_y = -8,16x^2 + 37,48x - 7,85$$

$$\text{Pour } \begin{cases} x=1,67\text{m} \implies M(1,67)=31,98\text{kN.m} \\ X=4,37\text{m} \implies M(4,37)=0\text{kN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment fléchissant maximal**

La section dangereuse est dans la travée 2

$$T(x) = -16,33x + 37,48 = 0 \implies x = \frac{37,48}{16,33} = 2,3\text{m}$$

$$M_y = -8,16x^2 + 37,48x - 7,85 \implies M_y(2,3) = 35,19\text{kN.m}$$

$$M_y = M_{\max} = 35,19\text{kN.m}$$

❖ **Remarque**

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{u \max}$  aux appuis et en travée

✓ **Moments aux appuis**

$$M_{u \text{ appuis}} = (0,3) M_{u \max} = -0,3 \times 35,19 = -10,56\text{kN/m}$$

✓ **Moment en travée**

$$M_{u \text{ travée}} = (0,85) M_{u \max} = 0,85 \times 35,19 = 29,91\text{kN/m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

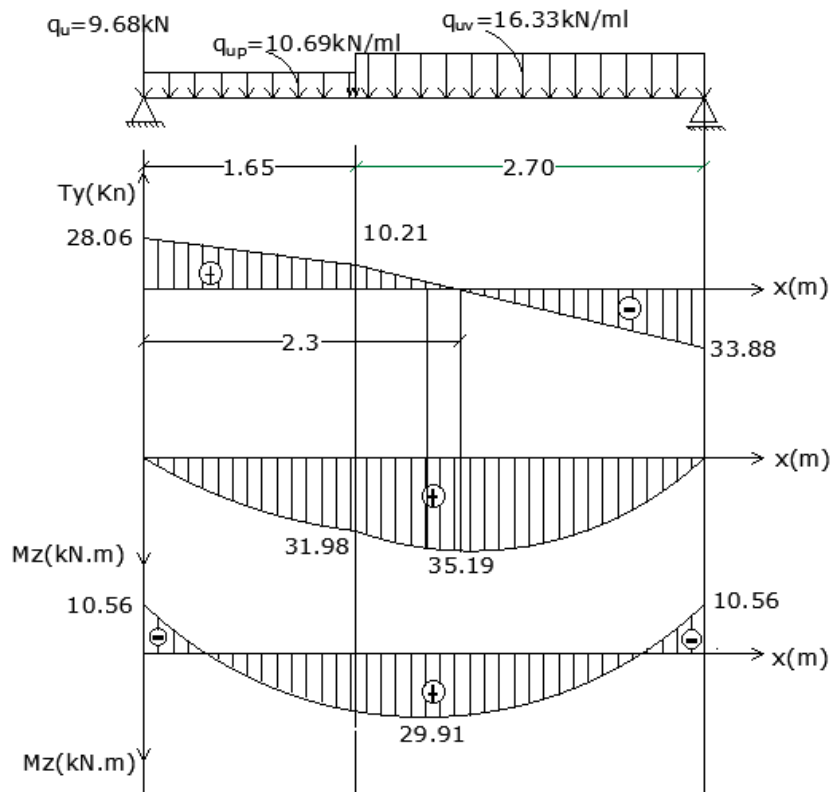


Figure III.23 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant

III.5.3.4 Calcul des armatures à l'ELU

- aux appuis

$M_{max}=10,56KN.m$

1. Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,56 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018$$

$\mu_a=0,030 \leq \mu_l=0,392 \implies SSA (A'=0)$

$\beta = 0,991$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,56 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 1,70m^2$$

On adopte : **5HA10=3,93cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement **S<sub>t</sub>=20cm**

2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982cm^2$$

On adopte : **5HA8=2,51cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **S<sub>t</sub>=20cm**

- En travée

$$M_{t\max}=29,91\text{kn.m}$$

**1. Armatures principales**

$$\mu_a = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,91 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,065$$

$$\mu_a = 0,065 \leq \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA (A}'=0)$$

$$\beta = 0,966$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29,91 \times 10^3}{0,966 \times 18 \times 348} = 4,94\text{cm}^2$$

On adopte **5HA12=5,65cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement **S<sub>t</sub>=20cm**

**2. Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41\text{cm}^2$$

On adopte : **5HA8=2,51cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement : **S<sub>t</sub>=20cm**

**III.5.3.5 Vérification à l'ELU**

**1. Condition de non fragilité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,17\text{cm}^2$$

- En travée

**a) Armatures principales**

$$A_{rt} = 5,65\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifié}$$

**b) Armatures de répartitions**

$$A_{rt} = 2,51\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifié}$$

- En appuis

**a) Armatures principales**

$$A_{rp} = 3,93\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifié}$$

**b) Armatures de répartition**

$$A_{rp} = 2,51\text{cm}^2 \geq A_{\min} = 2,17\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifié}$$

**2. Espacement des barres (Art.A.8.2,42/ BAEL91)**

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

**a) Armatures principales**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\}$$

$$S_t \leq (60, 33) = 33\text{cm} \implies S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \implies \text{Condition vérifié}$$

**b) Armatures de répartitions**

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t \leq (80 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \implies S_t = 20\text{cm} \leq 45\text{cm} \implies \text{Condition vérifié}$$

**3. Vérification de contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{33,88 \times 10}{100 \times 18} = 0,260 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \implies \text{Condition vérifié}$$

$\implies$  Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**4. Vérification de l'adhérence des barres**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

- **Contrainte tangentielle limite**

$$\tau_{se}' = \Psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

Avec :  $\Psi = 1,5$  pour HA

- **Contraintes tangentielles**

- **Aux appuis**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :

$\sum u_i$  : La somme des périmètres utile des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{33,88 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 1,33\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,33\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

- **En travée**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec

$\sum u_i$  : la somme des périmètres utile des barres

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{33,88 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,11\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,11\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

$\implies$  Il n'y a pas des risques d'entraînement des barres

### 5. Longueur de scellement droit

#### ▪ Aux appuis

$$I_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Soit :  $I_s = 35 \text{ cm}$

Avec :  $\tau_s = 0,6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2 = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 = 2,835 \text{ MPa}$

#### ▪ En travée

$$I_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Soit :  $I_s = 45 \text{ cm}$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal la longueur de recouvrement d'après le BAEL 91 (Art 6.1.5.2.3) est fixés pour les aciers HA

#### ▪ Aux appuis

$$L_r = 0,4 \times I_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

Donc :  $L_r = 14 \text{ cm}$

#### ▪ En travée

$$L_r = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Donc :  $L_r = 18 \text{ cm}$

### 6. Influence de l'effort tranchant sur les appuis

#### • Influence sur le béton (Art A.5.1.313/BAEL 91)

On doit vérifier que  $T_{\max} \leq 0,4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } T_{\max} = 33,88 \text{ kN} \leq 0,4 \times 16,2 \times 100 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} = 1080 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### • Influence sur l'acier : (Art A.5.1.313/BAEL 91)

On doit vérifiée que :  $A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_{\max} + \frac{Ma}{0,9d} \right)$

$$A_{sa} \geq \frac{1,15}{400} \left( 33,88 + \frac{31,98 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = 0,0028(33,76 + 220,43) = 0,665 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \geq 0,711 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

### III.5.3.6 Calcul à l'ELS

#### ✓ Réaction d'appuis

$$\sum f = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 7,64 \times 1,67 + 11,82 \times 2,70 + 7,17 = 51,48 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad \Rightarrow \quad 7,64 \times 1,67 \times \frac{1,67}{2} + 11,82 \times 2,7 \left( \frac{2,70}{2} + 1,67 \right) - 4,37 R_B$$

$$R_B = \frac{107,033}{4,37} = 24,49 \text{ kN}$$

Donc ;  $R_A = 26,99 \text{ kN}$  ;  $R_B = 24,49 \text{ kN}$

**1<sup>ère</sup> tronçon**  $0 \leq X \leq 1,67\text{m}$

✓ **Calcul des efforts tranchants**

$$T_y = -7,64x + 19,82$$

$$\text{Pour } \begin{cases} X=0 \implies T_x(0) = 19,82\text{kN} \\ X=1,67\text{m} \implies T_x(1,67) = 7,06\text{kN} \end{cases}$$

✓ **Calcul de moment fléchissant**

$$M_z = -7,64 \times x \times \frac{x}{2} + Rax - 7,17x = -3,82x^2 + 19,82x$$

$$M_z = -3,82x^2 + 19,82x$$

$$\text{Pour } \begin{cases} X=0 \implies M_x(0) = 0\text{kN.m} \\ X=1,67\text{m} \implies M_x(1,67) = 22,445\text{kN.m} \end{cases}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon**  $1,67\text{m} \leq X \leq 4,37\text{m}$

✓ **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_y = -7,64 \times 1,67 - 11,82 \times (x - 1,67) + 19,82$$

$$T_y = -11,82x + 26,8$$

$$\text{Pour } \begin{cases} X=1,67\text{m} \implies T_y(1,67) = 7,06\text{kN} \\ X=4,37\text{m} \implies T_y(4,37) = -24,85\text{kN} \end{cases}$$

✓ **Calcul de moment fléchissant**

$$M_z = -11,82 \times \frac{(x-1,67)^2}{2} - 7,64 \times 1,67 \times \left(x - \frac{1,67}{2}\right) + 19,82x = -5,91(x^2 + 2,79 - 3,34x) - 12,76(x - 0,835) + 19,82x$$

$$M_z = -5,91x^2 + 26,8x - 5,83$$

$$\text{Pour } \begin{cases} X=1,67\text{m} \implies M_z(1,67) = 22,44\text{kN.m} \\ X=4,37\text{m} \implies M_z(4,37) = -1,58\text{kN.m} \end{cases}$$

On remarque que  $T(x)$  passe d'une valeur positive à une valeur négative, et quand  $T(x)=0$  la valeur de  $M$  est maximum

$$T(x) = -11,82x + 26,8 = 0 \implies x = \frac{26,8}{11,82} = 2,2\text{m}$$

$$M_z = -5,91x^2 + 26,8x - 5,83 \implies M_{z \max}(2,2) = 24,53\text{kN.m}$$

❖ **Remarque**

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_u \max$  aux appuis et en travée

✓ **Moments aux appuis**

$$M_{a \text{ appuis}} = (0,3) M_{U_{\max}} = -0,3 \times 24,53 = -7,359 \text{ kN}$$

✓ **Moment en travée**

$$M_{U \text{ travée}} = (0,85) M_{U_{\max}} = 0,85 \times 24,53 = 20,85 \text{ kN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

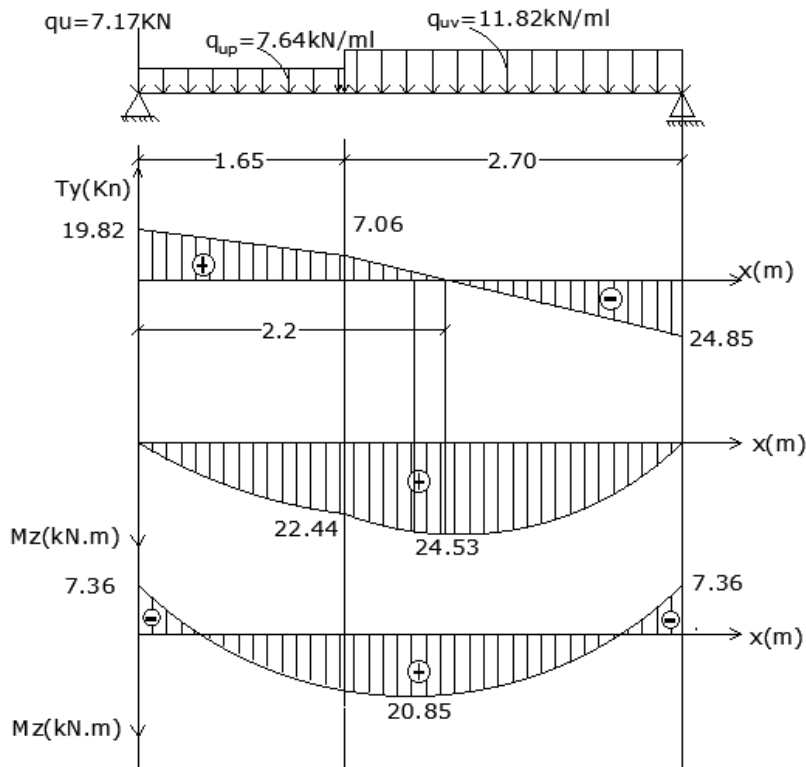


Figure III.24 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

III.5.3.7 Vérification à l'ELS

▪ Aux appuis

Contrainte d'acier on doit s'assurer  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Avec 
$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho l = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218$$

$$\Rightarrow \beta = 0,925 \quad \Rightarrow k = 51,67$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7,36 \times 10^3}{3,93 \times 0,925 \times 18} = 112,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 112,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Contraint dans le béton**

On doit vérifi e  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6fc28=15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{112,48}{51,67} = 2,17MPa$$

**D'où :  $\sigma_{bc} = 2,17MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$  Condition vérifié**

• **En travée**

**Contrainte dans l'acier**

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  avec  $\overline{\sigma}_{st} = 348MPa$

$$\rho1 = \frac{100 \times As}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,318$$

$$K1 = 41,82 \quad \beta = 0,912$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{As \times \beta \times d} = \frac{20,85 \times 10^3}{5,65 \times 0,912 \times 18} = 224,79MPa$$

$\sigma_{st} = 224,79MPa < \overline{\sigma}_{st} = 348MPa \Rightarrow$  **Condition v rifi e**

**Contrainte dans le béton**

On doit v rifi e  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6fc28=15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{224,79}{41,82} = 5,37MPa$$

**D'où :  $\sigma_{bc} = 5,37MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow$  Condition vérifié**

**Conclusion :** L' tat limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes

✓ **Vérification à l'état limite de d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

✓ **Vérification à l'état limite de déformation**

D'après le BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont v rifi es :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} &\geq \frac{Ms}{10M0} \\ \frac{A}{bd} &\geq \frac{4,2}{fe} \end{aligned} \right\}$$

Avec :

L : la porté de la travée entre les appuis L=4,97m

h : Hauteur totale de la section h=20cm

M<sub>s</sub> : moment en travée

M<sub>0</sub> : moment isostatique dans la travée

Donc en aura :

$$\frac{20}{497} \geq \frac{1}{16} \iff 0,040 \geq 0,06 \iff \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{20}{497} \geq \frac{20,85}{10 \times 33,28} = 0,062 \geq 0,085 \iff \text{Condition non vérifiée}$$

Condition non vérifiée donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche

✓ **Vérification de la flèche**

On doit s'assurer que  $f = \frac{5}{385} \times \frac{q_{max} \times l^2}{E_v \times I} \leq \frac{l}{500}$

Avec  $q_s = \max(q_{vs} ; q_{ps}) = 11,82 \text{ kN}$

$F'$  : flèche admissible  $f = \frac{l}{500} = \frac{497}{500} = 0,994 \text{ m}$

$E_v$  : module déformation différé  $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$

$I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,68^2) + 15 \times 5,65 (9,68 - 2)^2 = 173298,66 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5}{385} \times \frac{11,82 \times 497^2}{10818,86 \times 173298,66} = 0,0015 \times 6,13 = 0,0095 \leq 0,93 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

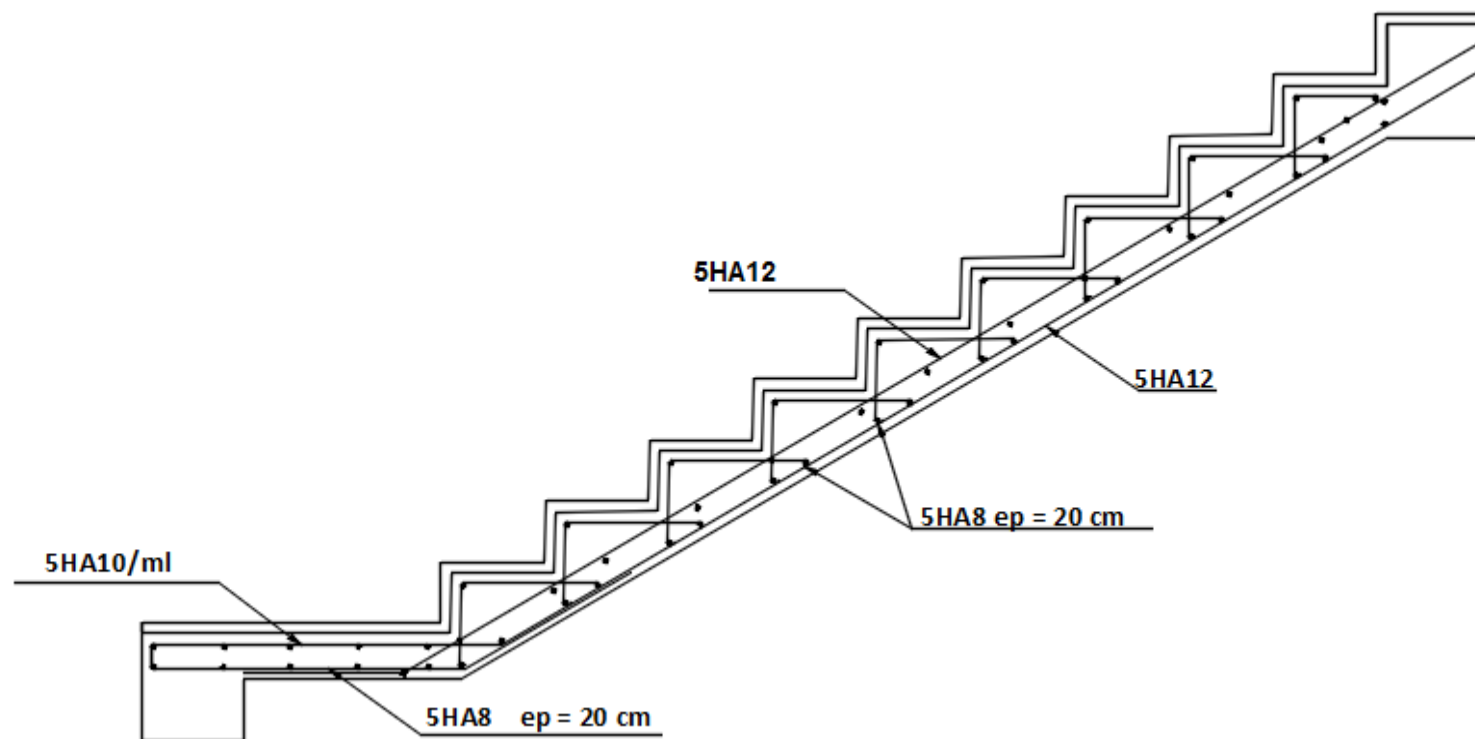


Figure III.25 : Ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée

### III.6 Etude de la poutre palière

#### III.6.1 Dimensionnement

• Hauteur

$$\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec

$L_{max}$  : la longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$ht$  : hauteur de la poutre.

$L_{max} = 295\text{cm}$

$$\frac{335}{15} \leq ht \leq \frac{335}{10} \quad 22.33 \leq ht \leq 33.5$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art.7.5.1), on adopte **h=30cm**

• Largeur

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht \quad 12 \leq b \leq 21$$

On adopte **b=20cm**

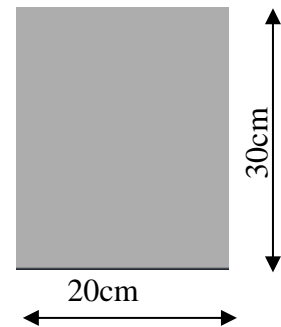
Donc dimension de la poutre palière ( $b \times h$ ) = (20×30) cm

➤ Détermination des charges

- Poids propre de la poutre  $G=25 \times 0,2 \times 0,3=1,5\text{kN/ml}$
- Effort tranchant à l'appui

$$\text{ELU} : R_u=39,45\text{kN}$$

$$\text{ELS} : R_s=28,59\text{kN}$$



➤ Combinaison des charges

A l'ELU :  $q_u=1,35G+ R_u= 1.35 \times 1.5+39.45=41.48\text{kN/ml}$

A l'ELS:  $q_s=G+ R_s= 1.5+28.59=30.09\text{kN/ml}$

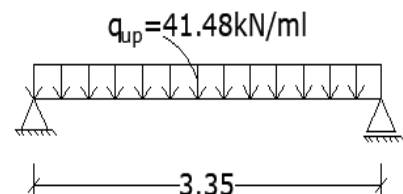
#### III.6.2 Calcul des efforts à l'ELU

• Le moment isostatique

$$M_{0u}=M_u^{max}=\frac{qu \times l^2}{8} = \frac{41.48 \times 3.35^2}{8} = 58.19\text{kN.m}$$

• L'effort tranchant

$$T_u=T_u^{max}=\frac{qu \times l}{2} = \frac{41.48 \times 3.35}{2} = 69.48\text{kN}$$



En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Sur appui** :  $M_a=-0,3M_u^{max}=-0,3 \times 58.19= -17.46\text{kN.m}$

**En travée** :  $M_t=0,85M_u^{max}=0,85 \times 58.19= 49.46\text{kN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

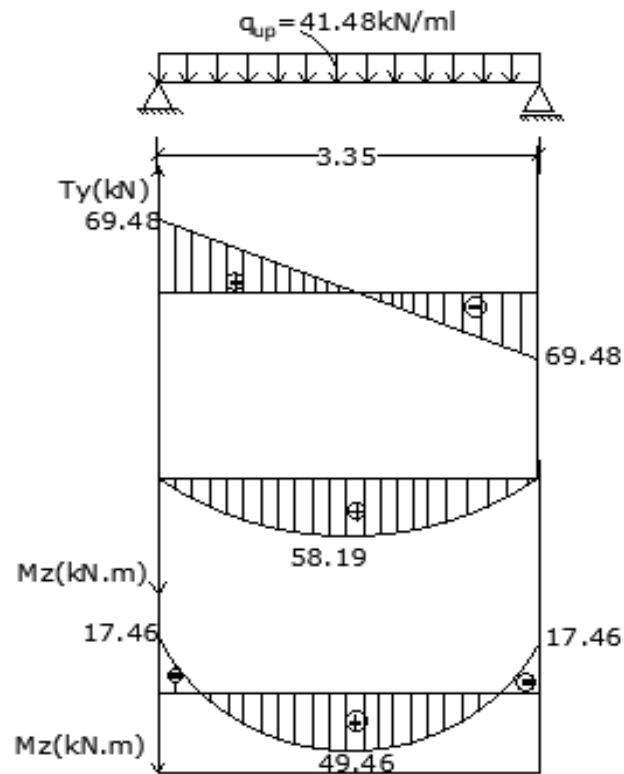


Figure III.26 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant

### III.6.3 Calcul des armatures

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.46 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1.42} = 0,222 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA } (A' = 0)$$

$$\mu_u = 0,222 \quad \beta = 0,873$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{49.46 \times 10^2}{0,873 \times 28 \times 34,8} = 5.81 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.46 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1.42} = 0,035 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA } (A' = 0)$$

$$\mu_u = 0,035 \quad \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.87 \times 10^2}{0,873 \times 28 \times 34,8} = 2.05 \text{ cm}^2$$

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

## III.6.4 Vérifications à l'ELU

## a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,68 \text{ cm}^2 < (A_t, A_a) \Rightarrow$  Condition vérifiée

## b) Vérification de l'effort tranchant : (Art.A.5.1,211/ BAEL91)

On doit vérifier  $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{69,48 \times 10}{20 \times 28} = 1,24 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = (3,33; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \implies$  Condition vérifié

## c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/ BAEL91)

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{69,48 \times 10}{0,9 \times 28 \times 18,84} = 1,49 \text{ MPa}$$

Avec  $\sum u_i = n \times \varnothing \times \pi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$

D'où  $\tau_{se} = 1,49 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \implies$  Condition vérifié

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

## d) Encrage des barres : (Art.A.6.1,21/ BAEL91)

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{cj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets, vu que la longueur de scellement est importante

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,9 \text{ cm}$$

## e) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis

$$T_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 20 \times 28 \times 10^{-1}}{1,5} = 336 \text{ kN}$$

$T_u^{\max} = 69,48 \text{ kN} < T_u = 336 \text{ kN} \implies$  Condition vérifié

## f) Les armatures transversales : (Art.A.4.2.3/ BAEL91)

Le diamètre des armatures transversales doit être

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing l \right\} = \{8,57, 20; 12\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre de (8mm).

Donc on adopte (1cadre +1étrier) de 2HA8= 1,01cm<sup>2</sup>

- l'espacement des barres doit être :  $S_t \min(15\phi_p ; 40\text{cm} ; b + 10) \min(18 ; 40 ; 30)=18\text{cm}$

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right) = \left(\frac{30}{4} ; 12 \times 1,2\right) = (7,5 ; 14,4) = 7,5\text{cm}$$

$$S_t = 8\text{cm}$$

- **En zone courante**

$$S_t = \frac{h}{2} = 15\text{cm} \quad \text{soit} \quad S_t = 15\text{cm}$$

### III.6.5 Verification à l'ELS

$$q_s = 30.09\text{kN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique } M_{0s} = M_s^{max} = \frac{30.09 \times 3.35^2}{8} = 42.21\text{kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant } T_s = T_s^{max} = \frac{30.09 \times 3.35}{2} = 50.4\text{kN}$$

Considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis } M_{sa} = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 42.21 = -12.66\text{kN.m}$$

$$\text{En travée } M_{st} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 42.21 = 35.88\text{kN.m}$$

✓ **La vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

#### 1. Etat limite de compression du béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

- **En travée**  $M_t = 35.88\text{kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.79}{20 \times 28} = 1.21$$

$$\rho_1 = 1.212 \quad \beta = 0,850 \quad K_1 = 18.33$$

$$\sigma = \frac{M_t}{\beta \times A_{st} \times d} = \frac{35.88 \times 10^3}{0,850 \times 6.79 \times 28} = 222.03\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{222.03}{18.33} = 12.11\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Sur appuis**  $M_a = 12.66\text{kN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,605 \quad \beta = 0,885 \quad K_1 = 28.48$$

$$\sigma = \frac{M_a}{\beta \times A_{st} \times d} = \frac{12.66 \times 10^3}{0,885 \times 3.39 \times 28} = 150.71\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1} = \frac{150.71}{28.48} = 5.29\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme étant peut nuisible, alors il est inutile de vérifier la contrainte dans les aciers.

3. Vérification de la flèche : (Art.B.6.5.2/ BAEL91)

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{l} &\geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b \times d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{l} &> \frac{1}{16} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \frac{30}{335} = 0,089 &> \frac{35,88}{10 \times 42,21} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifié} \\ \frac{6,79}{20 \times 28} = 0,012 &< \frac{4,2}{400} = 0,015 \Rightarrow \text{Condition vérifié} \\ \frac{30}{335} = 0,089 &> 0,062 \Rightarrow \text{Condition vérifié} \end{aligned} \right.$$

Donc on se dispense de calculer la flèche car les trois conditions sont vérifiées.

**NB :** On optera le même ferrailage pour toutes les poutres palières.

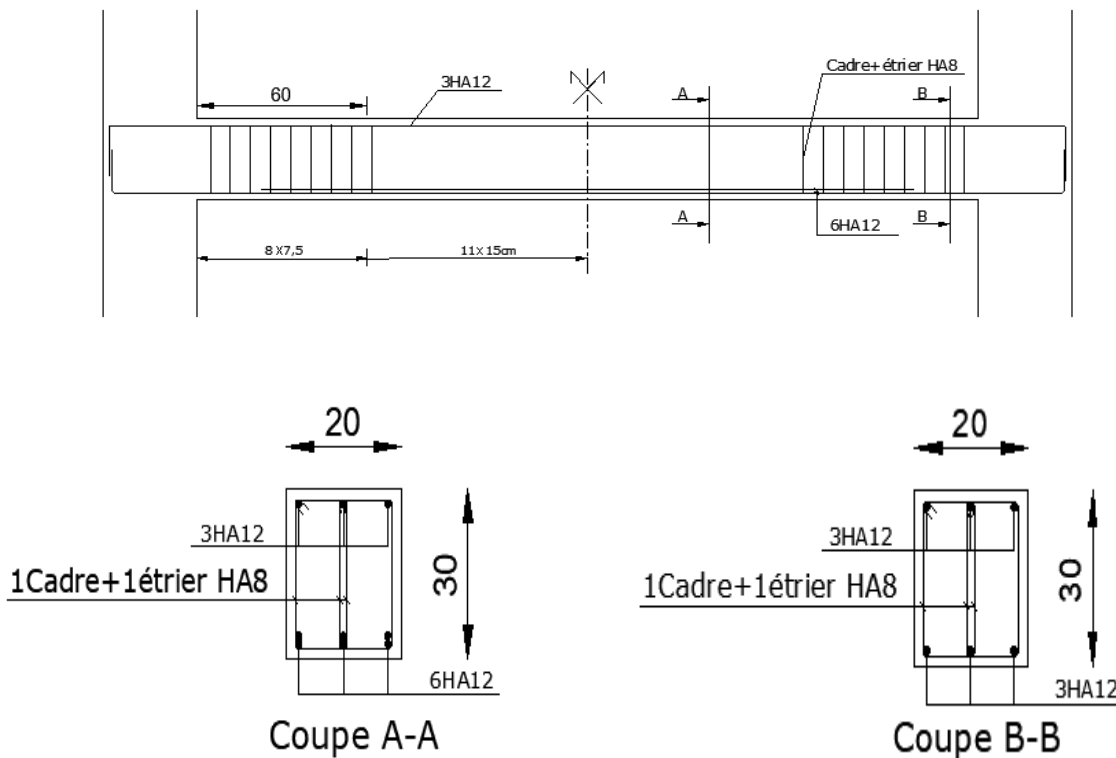


Figure III.27 : Ferrailage de la poutre palière

### III.7 Poutre de chaînage

#### III.7.1 Introduction

La poutre de chaînage est une poutre continue avec une inertie uniforme, posée sur deux appuis. Elle soutient à la fois son propre poids et celui des cloisons extérieures. Elle assure la solidité et la stabilité de l'ensemble de la structure.

Suite au pré-dimensionnement effectué et à la vérification des exigences du RPA 2003, nous avons retenu une largeur de  $b = 20$  cm et une hauteur de  $h = 30$  cm.

#### III.7.2 Détermination des charges et surcharges

##### a- Charges permanente

Poids propre de la poutre :  $P_p = 0.20 \times 0.30 \times 25 \Rightarrow P_p = 1.50 \text{ kN/ml}$

Poids de mur extérieur :  $P_{\text{mur}} = 2.36 \times (3.23 - 0.30) \Rightarrow P_{\text{mur}} = 6.91 \text{ kN/ml}$

Poids de plancher  $P_{\text{plancher}} = \frac{G_{\text{plancher}}}{2} \times L_{\text{hourdi}} = \frac{5.06}{2} \times 0.65 = 1.64 \text{ kN/ml}$

On aura  $G = 1.5 + 6.91 + 1.64 = 10.05 \text{ kN/ml}$

##### b- Charges d'exploitations

On a l'étage courant est le plus défavorable selon la surcharges

$$Q = \frac{1.5}{2} \times 0.65 = 0.49 \text{ kN/ml}$$

#### III.7.3 Les combinaisons des charges

##### a- Selon l'état limite ultime

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.05 + 1.5 \times 0.49 \Rightarrow q_u = 14.30 \text{ kN/ml}$$

##### b- Selon l'état limite de service

$$q_s = G + Q = 10.05 + 0.49 \Rightarrow q_s = 10.5 \text{ kN/ml}$$

#### III.7.4 Calcul des efforts interne

$$\text{Réactions d'appuis } R_A = R_B = \frac{14.30 \times 3.85}{2} = 27.53 \text{ kN}$$

$$\text{Moment isostatique } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14.30 \times 3.85^2}{8} = 26.49 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant } T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.30 \times 3.85}{2} = 27.53 \text{ kN}$$

- Ensuite on multiplie  $M_{z_{\text{max}}}$  par les coefficients de correction

$$\text{En appui : } M_a^z = -0.3 \times (26.49) \Rightarrow M_a^z = -7.95 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t^z = 0.85 \times (26.49) \Rightarrow M_t^z = 22.52 \text{ kN.m}$$

**III.7.5 Calcul de ferrailage**

**a- Aux appuis**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.95 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.036 \quad \beta = 0.982$$

$$A = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.95 \times 10^3}{0.982 \times 28 \times 348} = 0.793 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage : **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**b- En travées**

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.52 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.101 < \mu = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.101 \quad \beta = 0.946$$

$$A = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.52 \times 10^3}{0.946 \times 28 \times 348} = 2.44 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage : **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>**

**III.7.6 Vérification à L'ELU**

**a- Vérification de la condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{20 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.68 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées**

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b- Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A5.1.21, BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27.53 \times 10^3}{20 \times 28 \times 10^2} = 0.49 \text{ MPa}$$

On a la fissuration Peu Préjudiciable donc  $\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.49 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c- Influence de l'effort tranchant aux appuis : (Art A5.1.313, BAEL 91 modifié 99)**

$$\frac{2V_u}{b \times a} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad \frac{2 \times 27.53 \times 10^3}{200 \times 252} = 1.09 \text{ MPa} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

**Donc** pas de risque de cisaillement aux appuis

Avec

$V_u$  : Effort tranchant maximum

$a = 0.9d = 25.2 \text{ cm}$  (La hauteur d'appuis à considérer).

b= 20cm : largeur de la poutre

**d-Influence sur les aciers**

- Aux appuis : (Art : A.5.1.312 BAEL 91 / 99)

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times V_{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 27.53 \times 10^3}{400} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.79 \text{ cm}^2 \implies$  **Condition vérifiée**

**e- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$

Avec  $\psi_s$  : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \phi$$

Avec  $\Sigma$  : Somme des périmètres utiles des Barres

**En appui**

$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 12 \implies \Sigma u_i = 113.04 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma u_i} = \frac{27.53 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 0.967 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \implies$  **Condition vérifiée**

**En travées**

$\Sigma u_i = 3 \times 3.14 \times 12 \implies \Sigma u_i = 113.04 \text{ mm}$

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma u_i} = \frac{27.53 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 0.967 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \implies$  **Condition vérifiée**

$\implies$  La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**f- L'ancrage des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)**

La longueur de scellement droit est  $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

Avec  $\tau_{su} = 0.6 \times f_{t28} \times \psi_s^2 \implies \tau_{su} = 0,6 \times 2,1 \times 1,5^2 \implies \tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$

$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28 \text{ mm}$

Donc  $L_s = 45 \text{ cm}$

Longueur de scellement mesuré hors crochets est de :  $L_c = 0.5 \times L_s$

$\implies L_c = 0.5 \times 45 = 22.50 \text{ cm}.$  On opte pour  $L_c = 25 \text{ cm}$

**g- Calcul des armatures transversales (BAEL 91/ Art A.7.2.2)**

$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{20} \right) = \min (0.857; 1.2; 2) = 0.857 \text{ cm}$

Le choix se porte sur un cadre et un étrier en  $\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**h-Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)**

$St_{max} \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \implies St_{max} \leq 25,2 \text{ cm} \implies St = 25 \text{ cm}$

**i-Exigences du RPA 99/version 2003 art 7.5.2.2**

En zone nodale  $St < \min\left(\frac{h}{4} ; \phi l\right)$

$$St \leq \min(7.5; 14.4) \implies St \leq 7.50 \text{ cm} \implies St = 7 \text{ cm}$$

En zone courante  $St \leq \frac{h}{2}$

$$St \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

✓ **Armatures transversales minimales**

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par :  $A_{t \min} = 0,003 \times St \times b$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0.90 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifier.}$$

**j- Section minimale d'âme**

Si  $A_t$  représente la section des armatures transversales avec une limite d'élasticité  $f_e$  donc

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times St} \geq 0.4 \text{ MPa} \implies A_{t \min} \geq \frac{b \times St \times 0.4}{f_e} \geq \frac{20 \times 15 \times 0.4}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

Donc en adopte  $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

**III.7.7 Calcul des armatures à l'ELS**

$$\text{Réaction d'appuis } R_A = R_B = \frac{10.5 \times 3.85}{2} = 20.21 \text{ kN}$$

$$\text{Moment isostatique } M_0 = \frac{10.5 \times 3.85^2}{8} = 19.45 \text{ kN.m}$$

- Ensuite on multipliant  $M_{z \max}$  par les coefficients de correction

**En appui :**  $M_a^z = -0.3 \times (19.45) \Rightarrow M_a^z = -5.84 \text{ kN.m}$

**En travée :**  $M_t^z = 0.85 \times (19.45) \Rightarrow M_t^z = 16.53 \text{ kN.m}$

**III.7.8 Vérification à l'ELS**

**a- Etat limite d'ouverture des fissures : [Art : A.5.3.4 BAEL 91 / 99]**

Dans notre cas la fissuration considérée comme une fissuration peu préjudiciable, donc aucune vérification n'est effectuée

**b- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]**

D'après les calculs précédent on a :

- La contrainte admissible de béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .
- La contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

	$\rho$ $= \frac{100 \times A_s}{b \times d}$	$\beta$	$\sigma_{st}$ $= \frac{M_s}{A_s \times \beta \times d}$	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	K	$\sigma_{bc}$ $= \frac{\sigma_{st}}{K}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	OBS
<b>En travées</b>	0.606	0.885	196.78	348	28.48	6.91	15	<b>C.V</b>
<b>Aux appuis</b>	0.606	0.885	69.52	348	28.48	2.44	15	<b>C.V</b>

**Tableau III.20 : Vérification à l'ELS**

**c- Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{6} \implies \frac{30}{385} = 0.08 > \frac{1}{6} = 0.167 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \implies \frac{3.39}{20 \times 28} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times M0} \implies \frac{30}{385} = 0.08 > \frac{16.53}{10 \times 19.45} = 0.084 \implies \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque**

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche (la flèche est vérifiée).

**III.7.9 Conclusion**

Le ferrailage retenu est le suivant

- **Armatures longitudinales**

Armatures inférieures (En travée) : **5HA12 avec : St = 15cm**

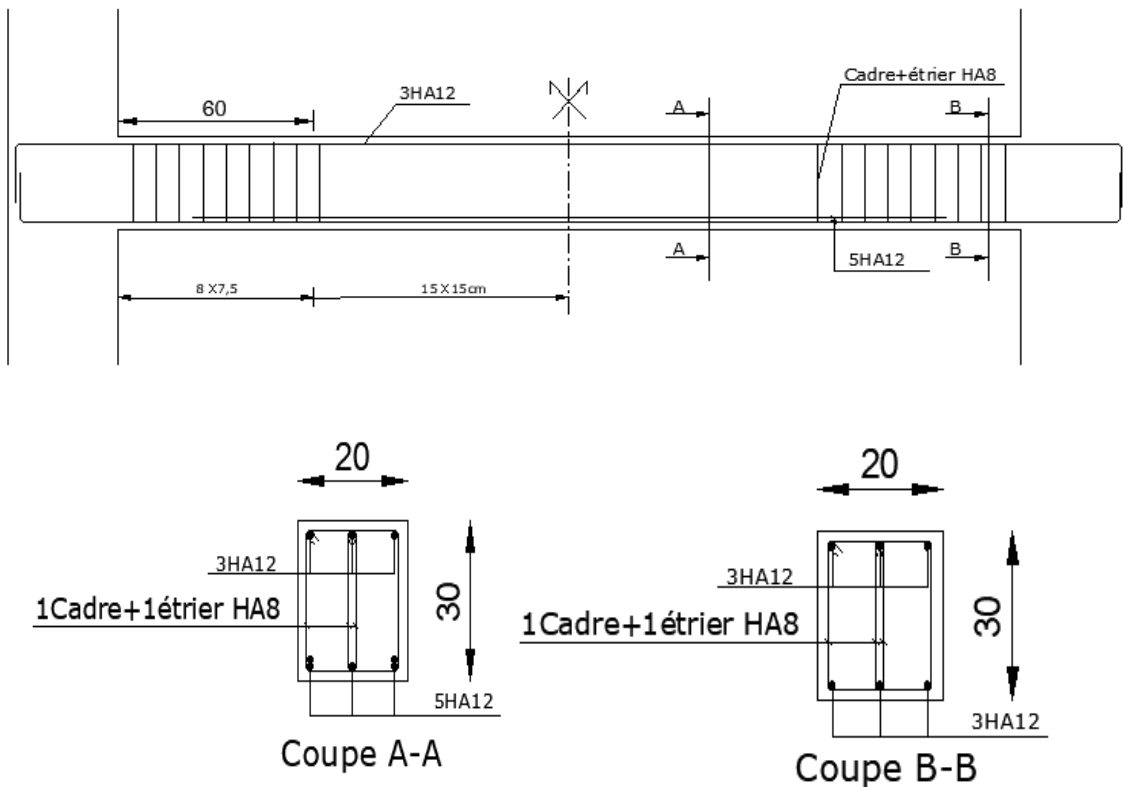
Armatures supérieures (Aux appuis) : **3HA12 avec : St = 7cm**

- **Armatures transversales**

Cadre + étrier **HA8**.

Avec Zone nodale **St = 7cm**

Zone courante **St= 15cm**



**Figure III.28 : Ferrailage de poutre de chaînage**

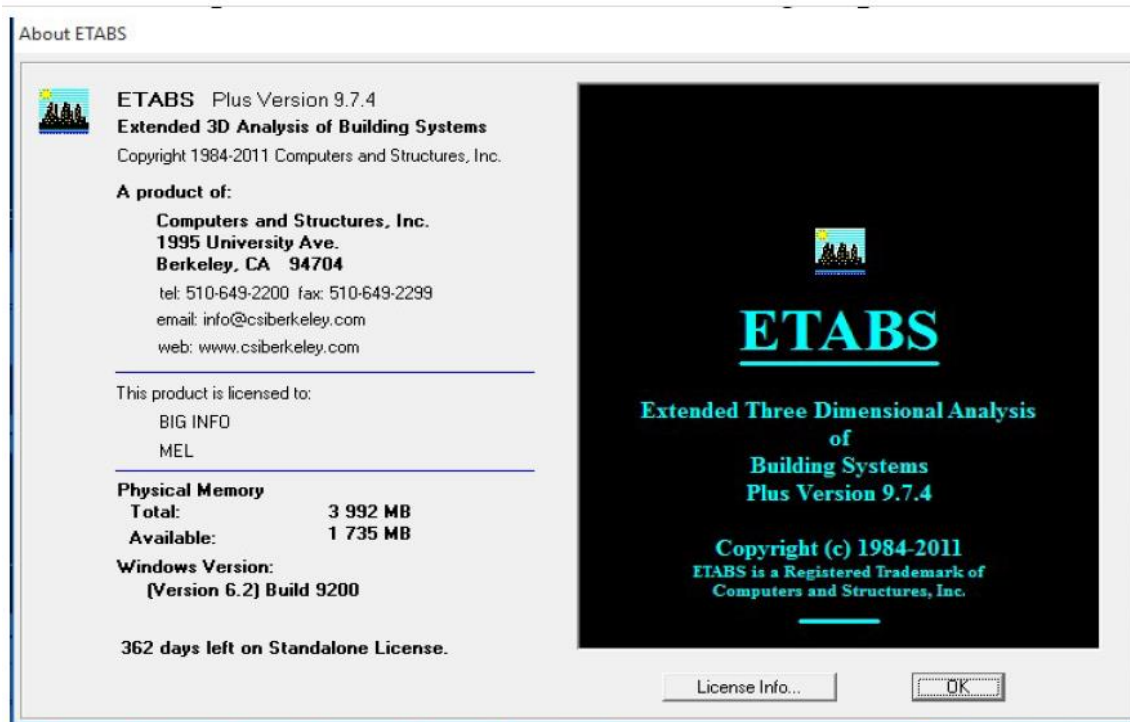
---

# **CHAPITRE IV : Modélisation avec ETABS**

---

## IV.1 Introduction

L'étude dynamique d'une structure, notamment face aux sollicitations sismiques, nécessite des méthodes de calcul précises. Pour cela, la méthode des éléments finis (MEF) est essentielle. L'utilisation de logiciels comme ETABS, Robot ou Sap2000 facilite le calcul et améliore la précision des résultats. Ce chapitre se concentre sur la présentation des étapes de modélisation de notre structure à l'aide d'ETABS, en appliquant la méthode des éléments finis.



## IV.2 Description du logiciel ETABS

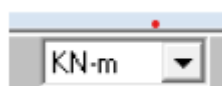
L'ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel développé par Computers and Structures, Inc. (CSI) pour la modélisation et l'analyse de structures. Il permet de créer des modèles 3D détaillés de bâtiments, en intégrant des éléments tels que poutres, poteaux et planchers. ETABS offre des capacités d'analyse statique et dynamique pour évaluer les performances des structures sous diverses charges, y compris les charges gravitaires et sismiques. Il facilite également la conception des éléments selon des normes internationales, ainsi que les règlements parasismiques spécifiques, comme ceux en vigueur en Algérie. Le logiciel génère des rapports détaillés et dispose d'une interface simple, ce qui en fait un outil précieux pour la conception de structures complexes dans l'industrie de la construction.

**Rappel :(terminologie)**

- ✓ Grid line : ligne de grille
- ✓ Joints : nœuds
- ✓ Define : définir
- ✓ Frame : portique (cadre)
- ✓ Frame section : coffrage
- ✓ Shell : voile
- ✓ Column : poteau
- ✓ Beam : poutre.
- ✓ Frame section : coffrage
- ✓ Loads : charges
- ✓ Uniformed loads : charges uniformes
- ✓ Define : définir
- ✓ Materials : matériaux
- ✓ Concrete : béton
- ✓ Steel : acier

**IV.3 Les étape de la modélisation****a) Etape 01 : géométrie de base****Choix d'unité**

Juste après le lancement du logiciel, on doit choisir l'unité de calcul, en sélectionnant [KN.m]

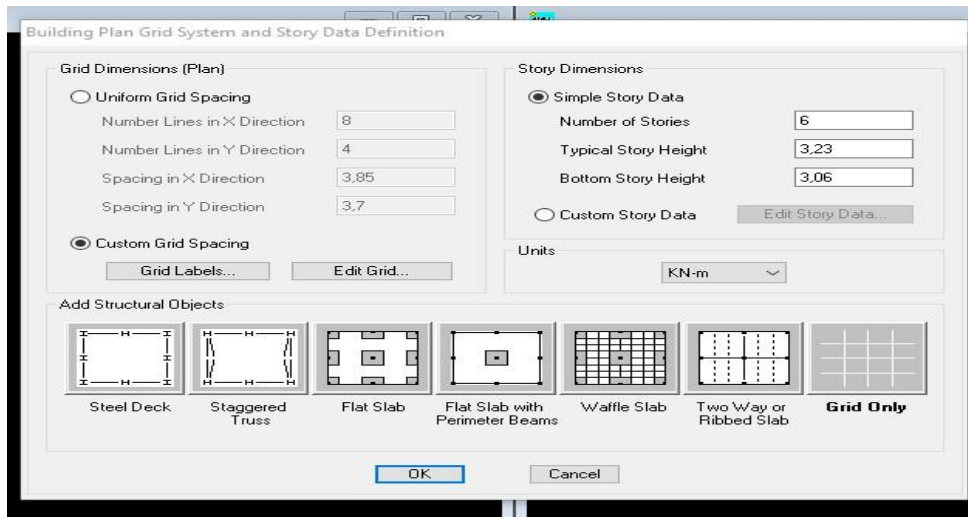
**Géométrie de base**

On clique en haut de la fenêtre sur

- **File** → **New model** → **No** → **Custom grid spacing** → **Edit grid** → (on introduit les distance entre axe)

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Les distances des travées dans les deux sens X et Y.

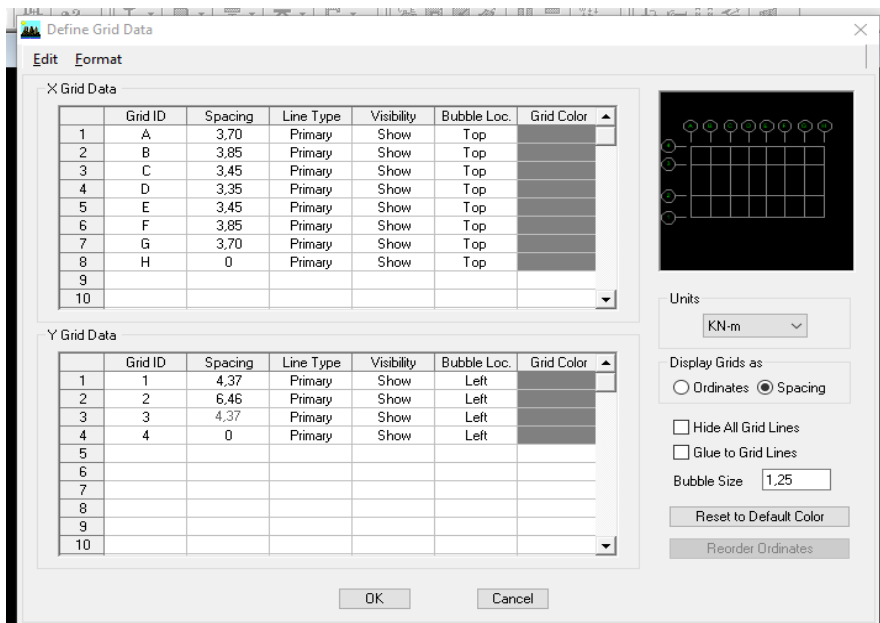


**Rappel : Terminologie**

- ✓ Le nombre des lignes dans la direction X → (Number lines in X direction)
- ✓ Le nombre des lignes dans la direction Y → (Number lines in Y direction)
- ✓ Hauteur d'étage → (story High)
- ✓ Longueur de travée dans le sens de X → (Spacing in X direction) (Entre axes)
- ✓ Longueur de travée dans le sens de Y → (Spacing in Y direction) (Entre axes)
- ✓ Le nombre d'étage → (Number of stories)
- ✓ la hauteur d'étage courant → (typical story High)
- ✓ La hauteur d'étage en bas (RDC) → (bottom story height)

**Modification de géométrie de base**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisit → **Edit grid data**



- ➔ On coche la case Spacing
- ➔ On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- ➔ On valide avec OK

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis ➔ **Edit Story Data**

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
7	STORY6	3,23	19,21	Yes		No	0,
6	STORY5	3,23	15,98	No	STORY6	No	0,
5	STORY4	3,23	12,75	No	STORY6	No	0,
4	STORY3	3,23	9,52	No	STORY6	No	0,
3	STORY2	3,23	6,29	No	STORY6	No	0,
2	STORY1	3,06	3,06	No	STORY6	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

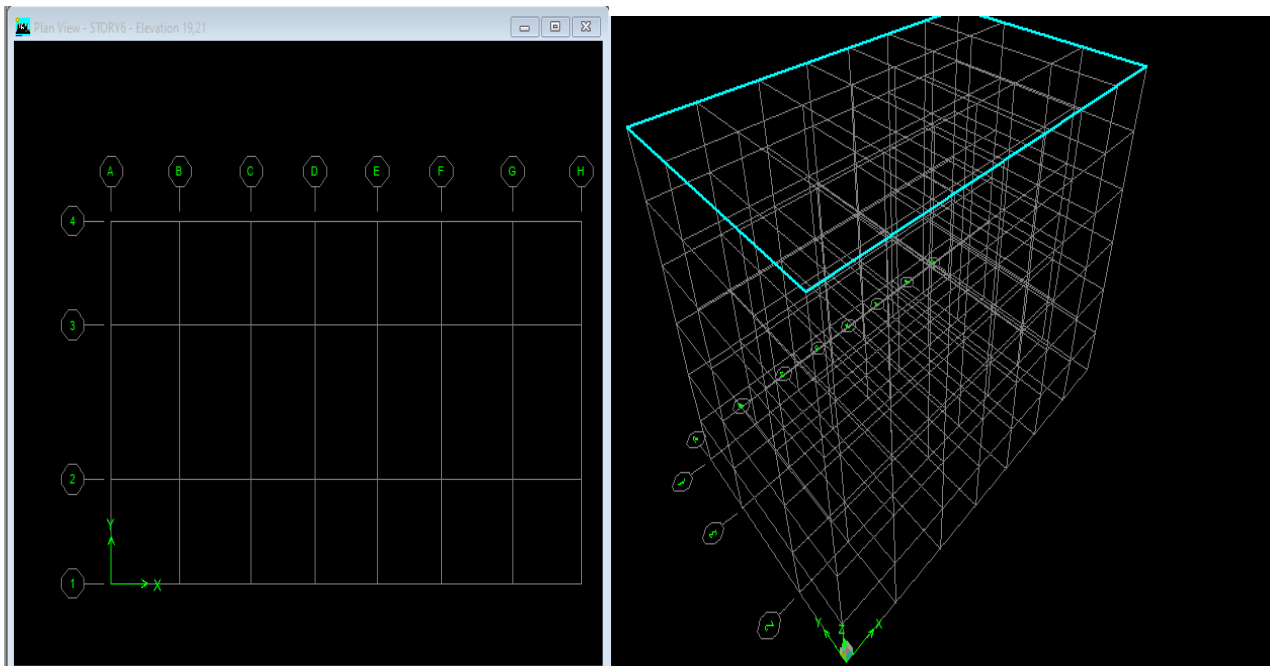
Splice Point:

Splice Height:

Units

Change Units:

Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



**b) Etape 2 :** La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur define  **Materials proprietes**

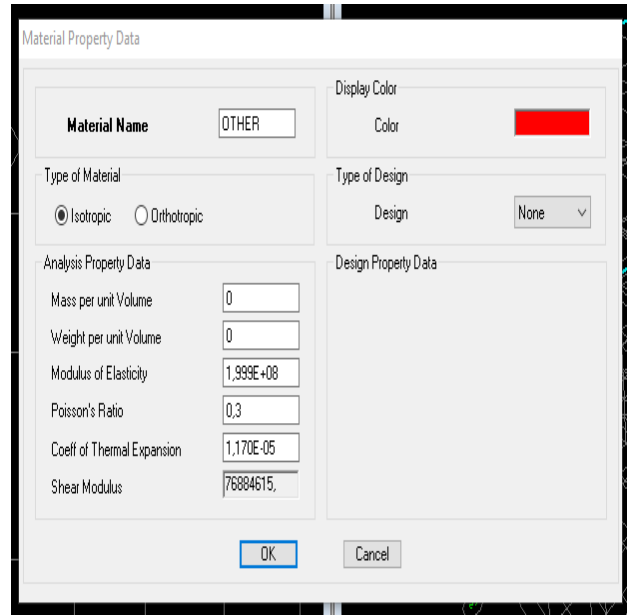
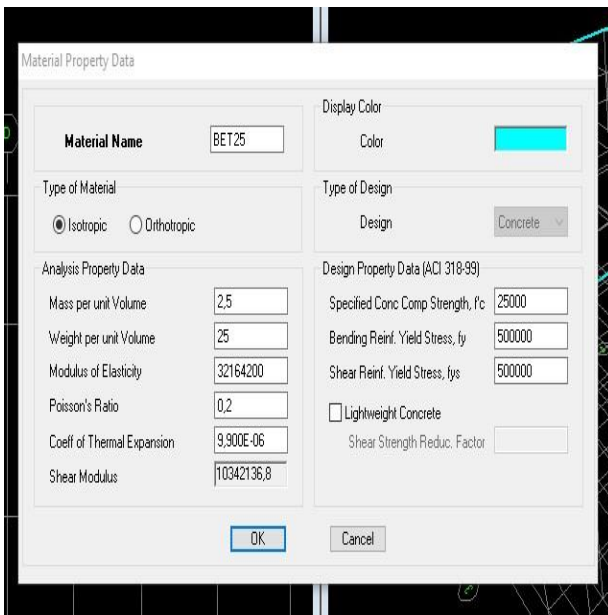
On sélectionne sur  **Add new material** et on écrit B25 dans la case  **Material name**

Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes:

- 1- Masse volumique du béton =  $2,5 \text{ kN/m}^3$
- 2- Poids volumique du béton =  $25 \text{ kN/m}^3$
- 3- Module d'élasticité du béton =  $32164200 \text{ kN/m}^3$
- 4- Coefficient de poisson à l'ELS=0.2

Et en crée un autre béton qu'en appellera **AUTRE**, et on introduit les valeurs suivantes :

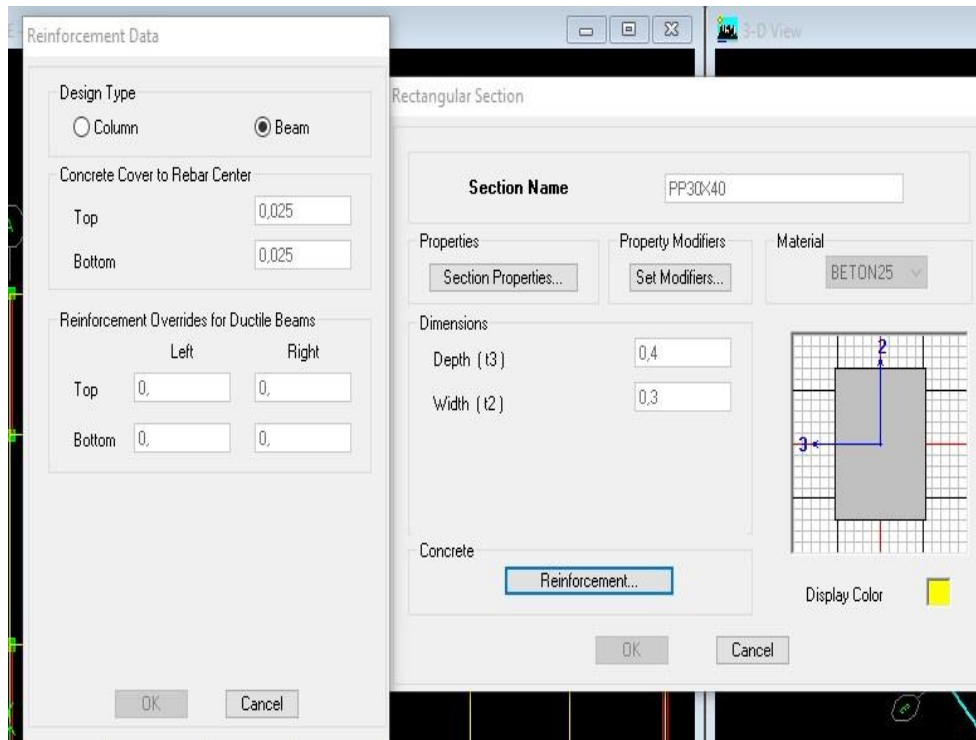
- 1- Masse volumique du béton = 0
- 2- Poids volumique du béton = 0



c) **Etape 3** :La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux et voile).

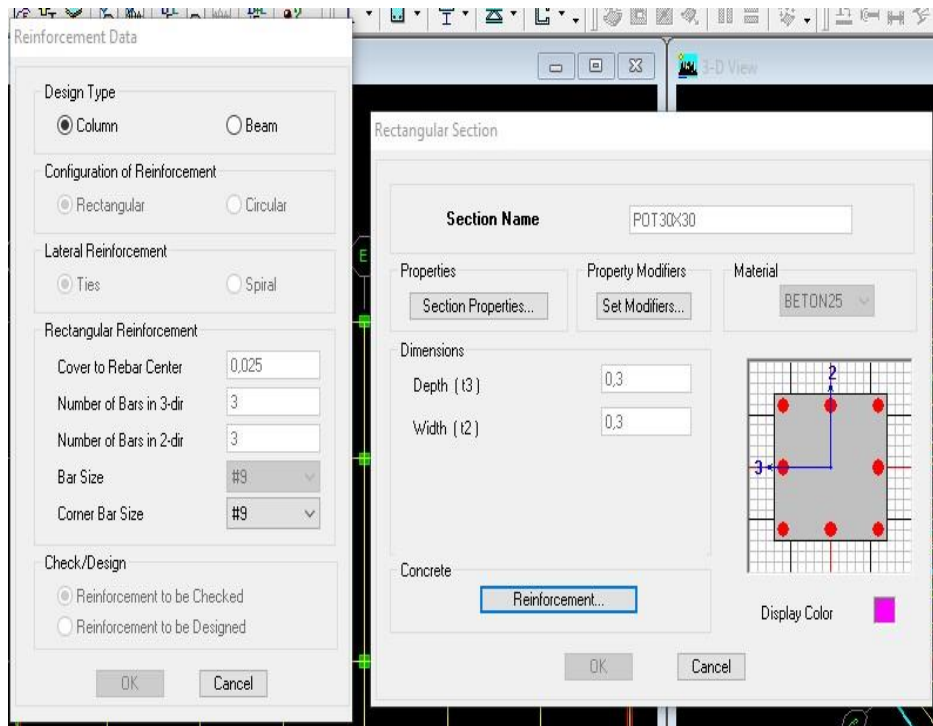
On clique sur

- **ADD Rectangular** → (On introduit les dimensions et l'enrobage de poutre principale [PP30x40], poutre secondaire [PS30x35] et la poutre de chaînage [CH20x30]).



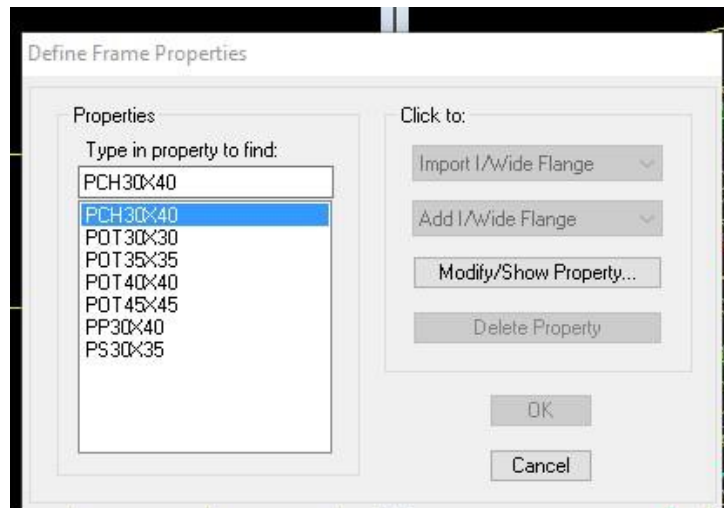
En suite en clique sur :

- **Define** → **Frame Sections** → **ADD Rectangular** → (On introduit les dimensions et l'enrobage des poteaux)



➔ OK

Enfin on obtient cette série des sections nécessaire qui représente la structure de la construction.



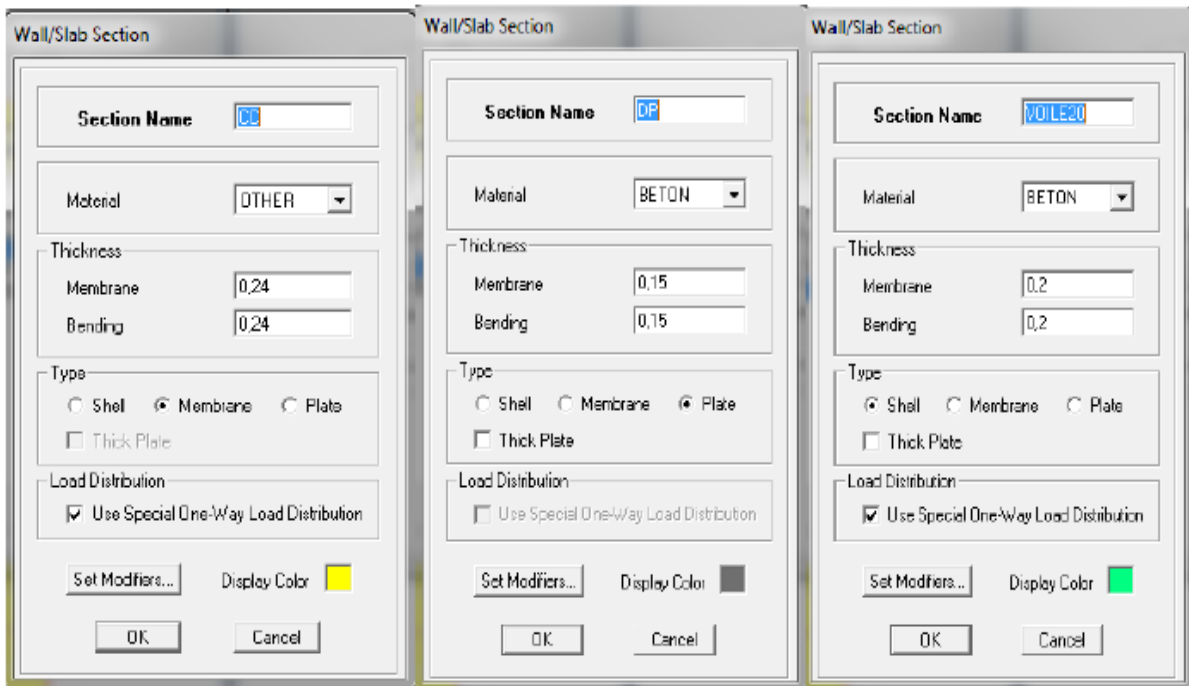
➔ **OK** (Pour valider l'opération)

d) **Etape 4** : Définition des éléments surfaciques

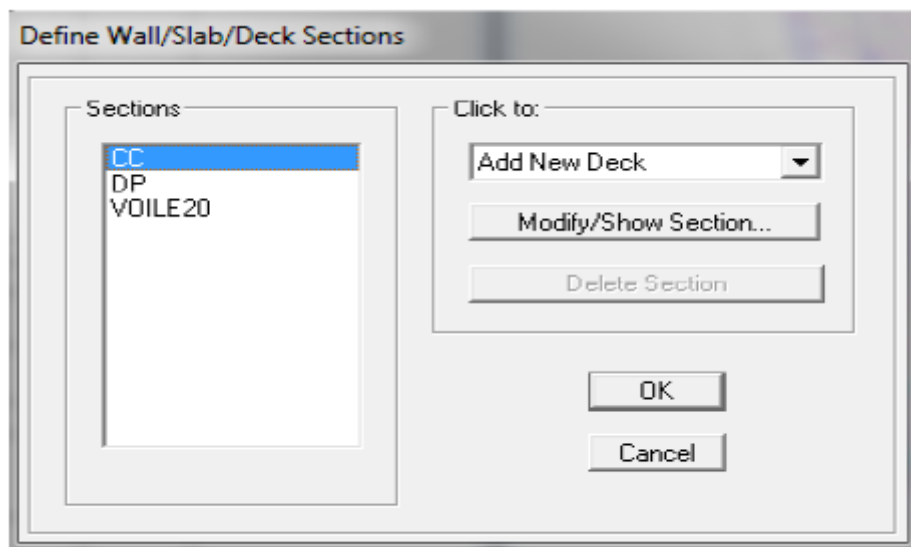
Une fois la définition des éléments barres terminée, on passe à la modélisation des éléments surfacique : plancher en corps creux [CC], dalle pleine [DP] et voile 20.

En clique sur

- **Define** → **Area Sections** → **Add New Section** (on spécifier le nom, l'épaisseur et le matériel) → **OK**.




On adopte les trois sections surfaciques

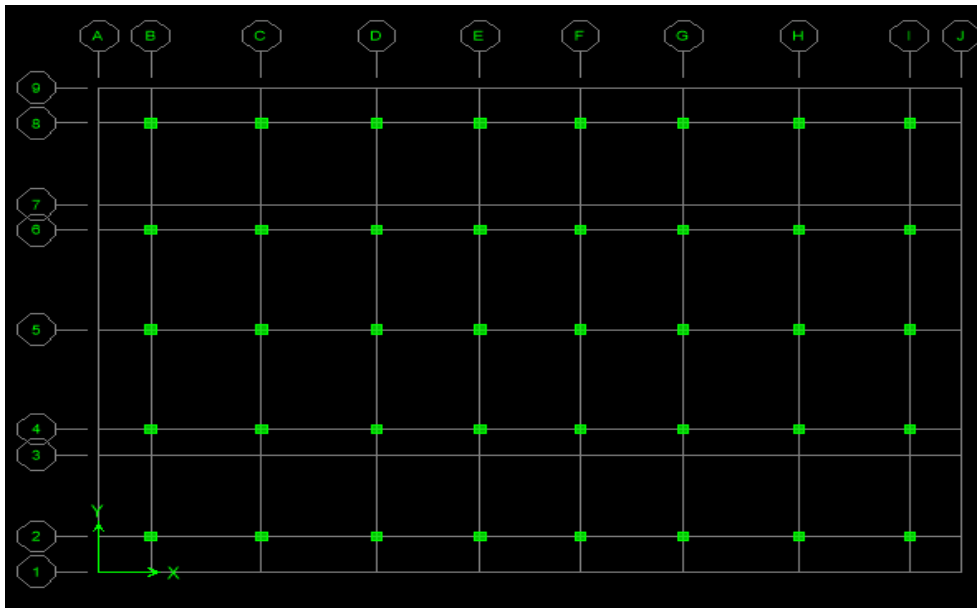


➔ **OK**. (Pour finir l'opération).



- e) **Etape 05** : Application du paramètre géométrique des éléments
  - **Dessin des poteaux**

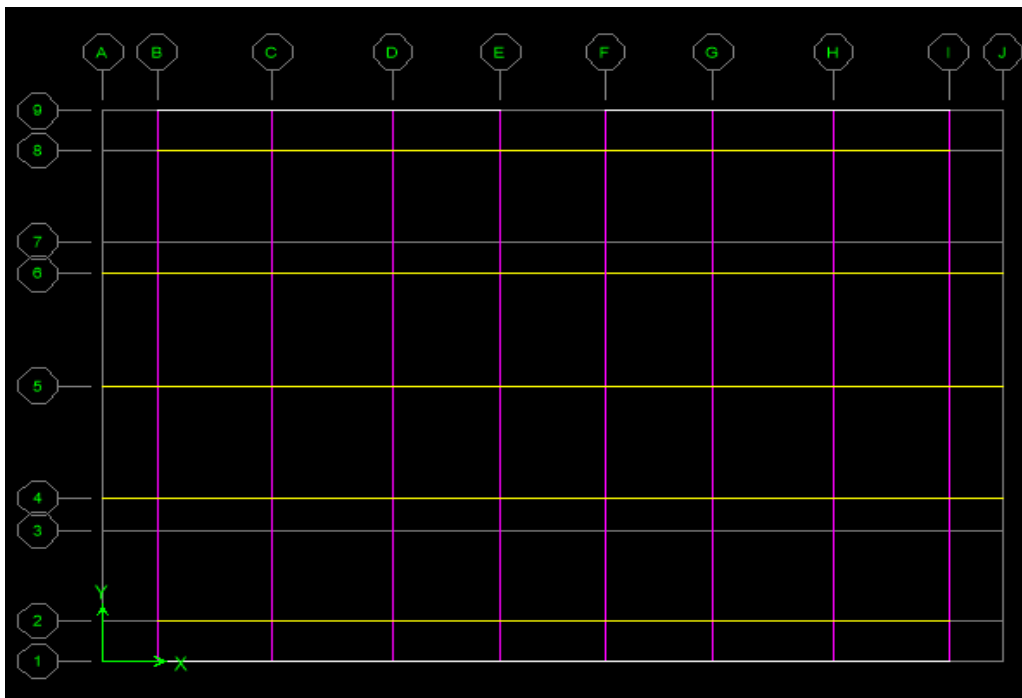
On clique sur :

- L'icône  → **Property** (on choisit l'élément [**Pot35x35**] et on dessine avec one story les poteaux selon l'architecture dans chaque story)





➤ **Dessin des poutres**

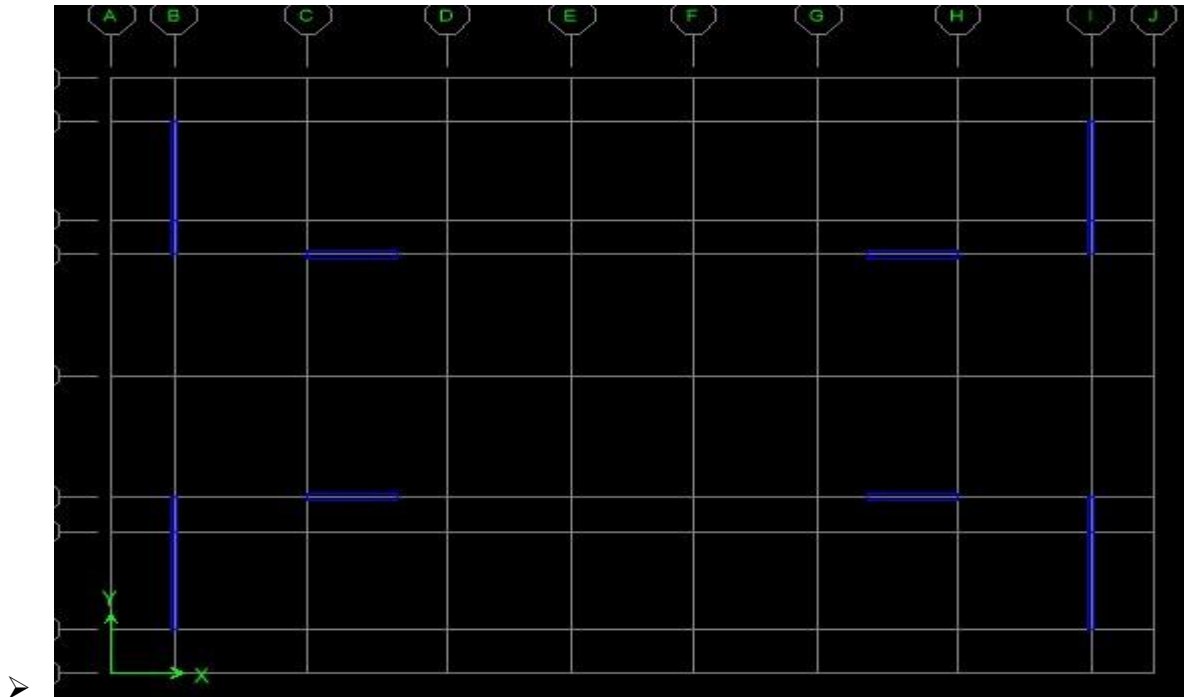
L'icône  ou  → **Property** (on choisit l'élément [PP30x40] ou [Ps30x35] ou [CH20x30] et on dessine avec one story les poutres en RDC et avec similaire story les poutres en Etages Courant + Terrasse selon l'architecture dans chaque story)



➤ **Dessin des voiles**

On clique sur

- L'icône  ou  → **Property** (on choisit **VOILE15** et on dessine avec all story la disposition des voiles nécessaire) .

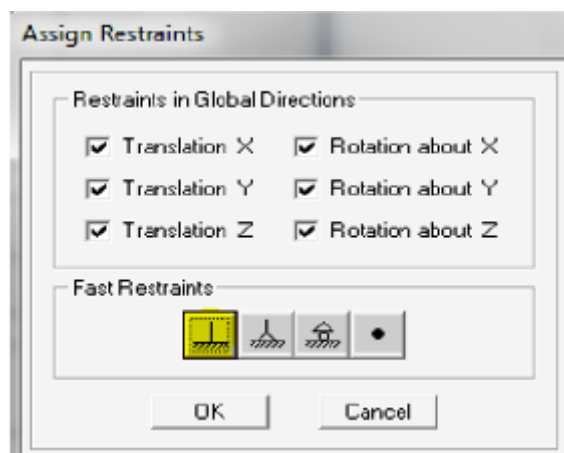


**Dessin des appuis**

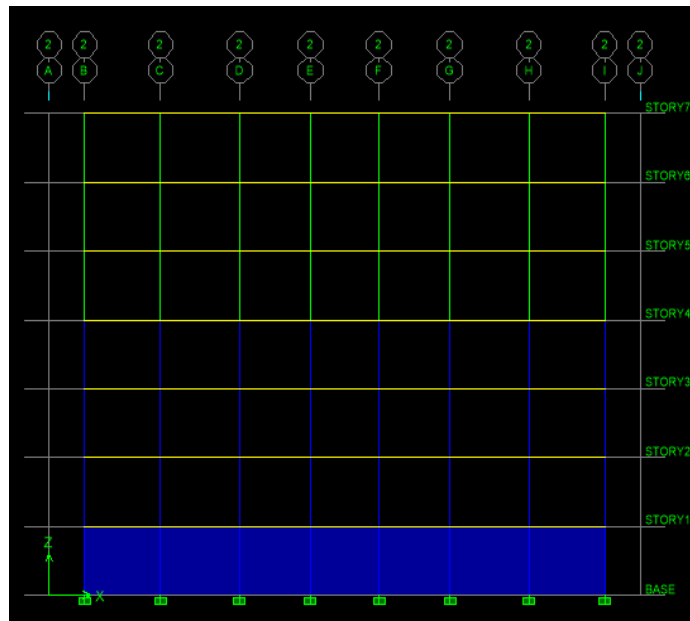
Les poteaux et les voiles doivent être parfaitement encastrés dans les fondations. Pour représenter cet encastrement, on sélectionne les nœuds de la base.

On clique sur :

- **Assign** → **Joint/point** → **Restraints** → on clique sur l'icône  → OK.



-Cette icône permet de bloquer toutes les translations et les rotations à la base




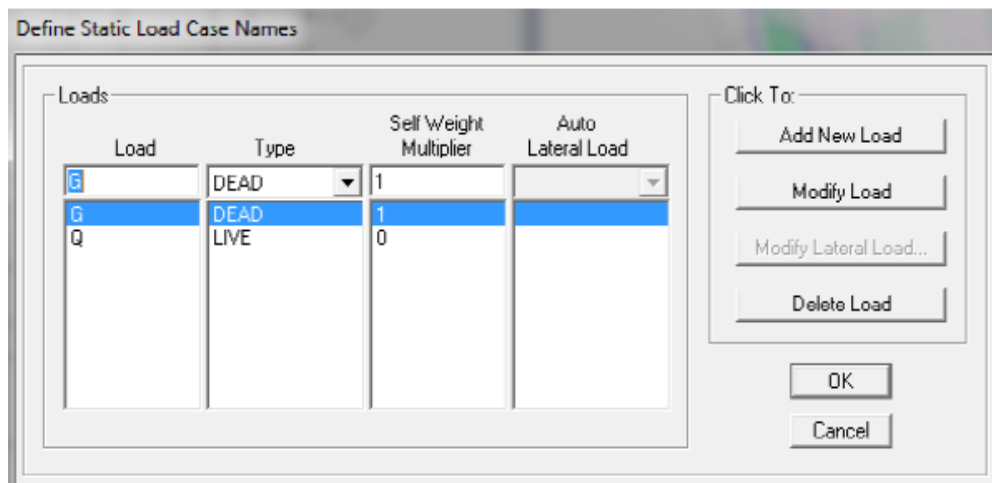
f) **Etape 6** : Définition des charges statiques

**a- Poids propre de la structure**

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d’exploitations (Q). En insérant la valeur 1 dans la case "Self Weight Multiplier", le logiciel inclut le poids propre des éléments en l'ajoutant automatiquement aux charges permanentes G

On clique sur :

- **Define** → **Static load cases**  (On définit les charges permanentes G et les surcharge Q) → **OK**.




**Charges statiques pour les éléments linéaires**

Pour commencer, il est nécessaire de sélectionner les éléments linéaires concernés (poutres, poutrelles...), puis de choisir le cas de charge et enfin d'entrer l'intensité des charges (G et/ou Q). Plusieurs cas de charges sont disponibles :


**Charges réparties**

On clique sur :

- **Assign** → **Frame/Line loads** → **Distributed loads**  → (Il est nécessaire de préciser le type de charge (permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité, sa direction et de choisir entre une charge uniforme (« Uniform Load ») et une charge trapézoïdale (« Trapezoidal Loads »)).

**Charges concentrées**


On clique sur :

- **Assign** → **Frame/Line loads** → **Point loads**  → (il faut spécifier le type de charge (qu'elle soit permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), le point d'application de la charge, son intensité et sa direction).

**Charges statiques pour les éléments surfaciques**

Pour commencer, il est nécessaire de sélectionner les éléments surfacique (plancher, dalle pleine...), puis de choisir le cas de charge et enfin d'entrer l'intensité des charges (G et/ou Q).

On clique sur :

- **Assign** → **Shell/ Area loads** → **Uniform surface loads**  → (Il est nécessaire de spécifier le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), ainsi que son intensité et sa direction).

**Plancher étage courant**

$$G = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

**Plancher terrasse inaccessible**

$$G = 5,5 \text{ KN/m}^2$$

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

**Balcon**

$$G = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

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

- g) **Etape 7** : Définition des charges dynamique

**a- Définir le spectre selon le RPA**

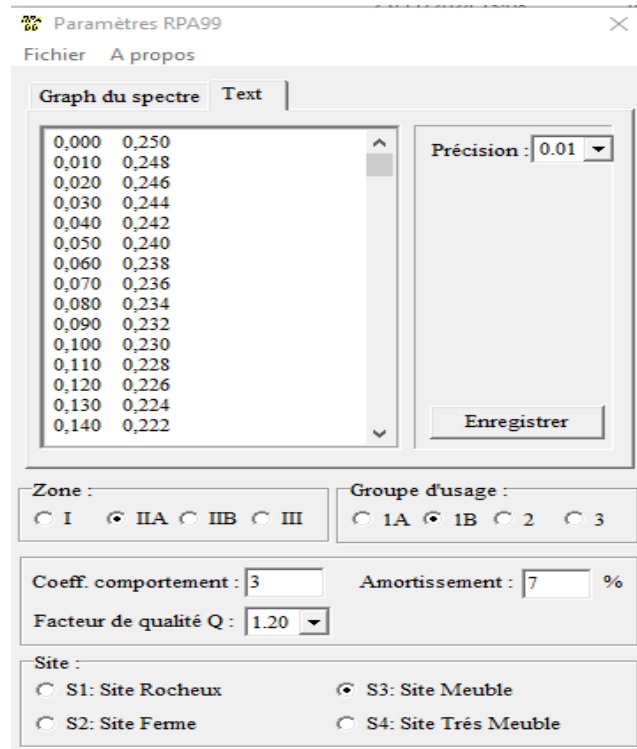
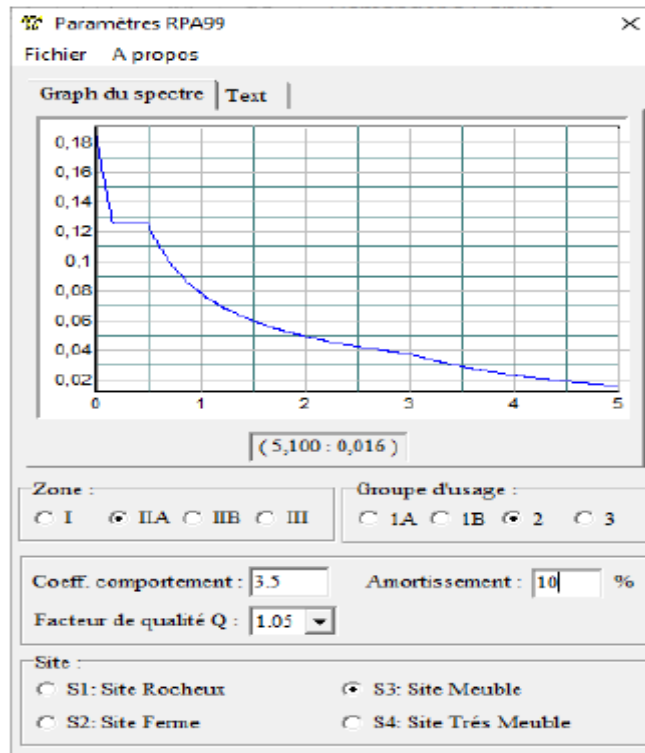
Pour effectuer le calcul dynamique de la structure, il est nécessaire d'introduire un spectre de réponse. Ce spectre représente la courbe maximale d'accélération en fonction des périodes propres T pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée. Les données à insérer dans le logiciel sont les suivantes :

- ✓ **Zone** : **IIa** (Zone à sismicité moyenne)

- ✓ Groupe d'usage : 2
- ✓ Coefficient de comportement **R** : Portique contreventés par des voiles **R = 3.5**
- ✓ Remplissage : Dense 10%
- ✓ Site : S3
- ✓ Facteur de qualité **Q** :  $Q=1+\Sigma Pq \Rightarrow Q=1.05$

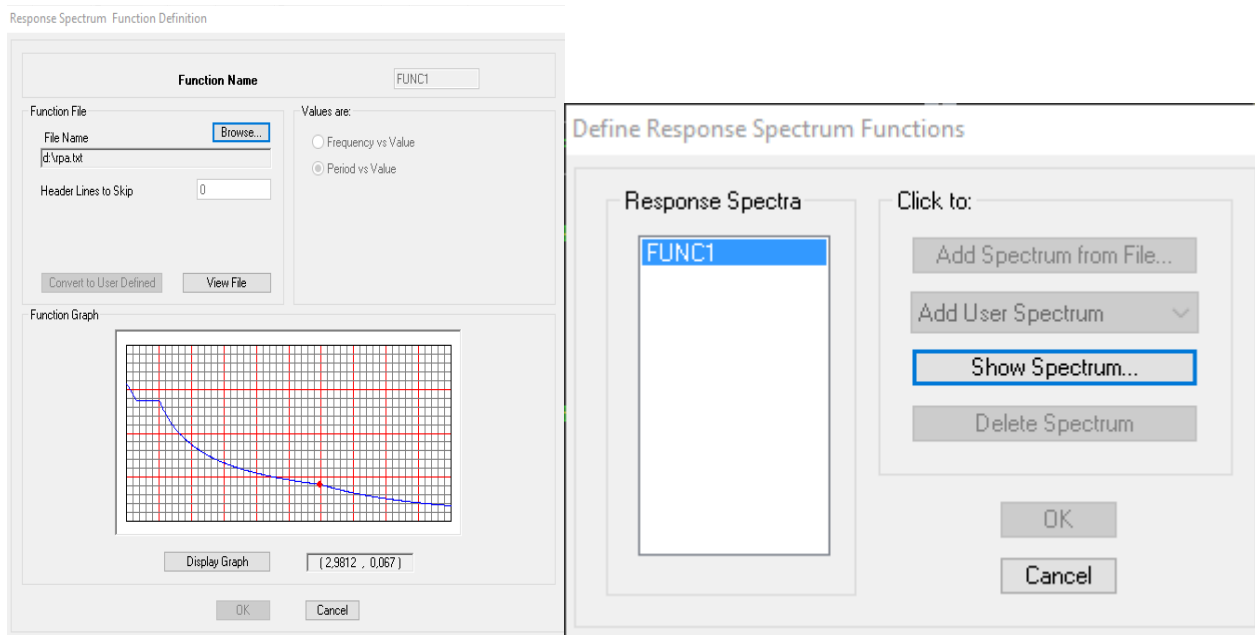
On clique sur :

- Test → Enregistre



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

- **Define** → **Response spectrum function** → **Add new function** → **Browse** (Pour insérer le spectre) → **Display graph** → **OK** → **OK**

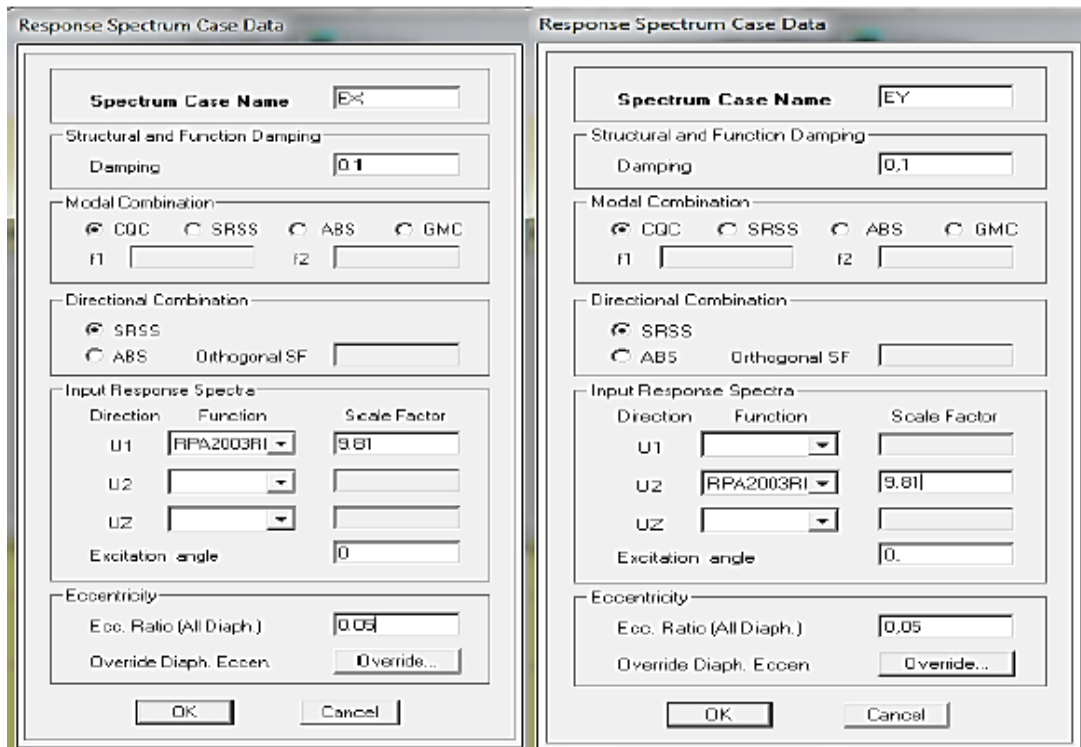


### La charge sismique [E]

Une fois que le spectre est défini, on doit définir la charge sismique **E** suivant les deux directions horizontales X et Y

On clique sur :

- **Define** → **Response spectrum cases** → **Add new spectrum** → (Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales [U1, U2]) → **OK**.



**h) Etape 8 : Les combinaisons d’actions**

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges. On introduire les combinaisons de charges suivante :

**Combinaisons aux états limites : (BAEL modifie 99)**

ELU 1,35 G+1,5 Q.


ELS G+Q.

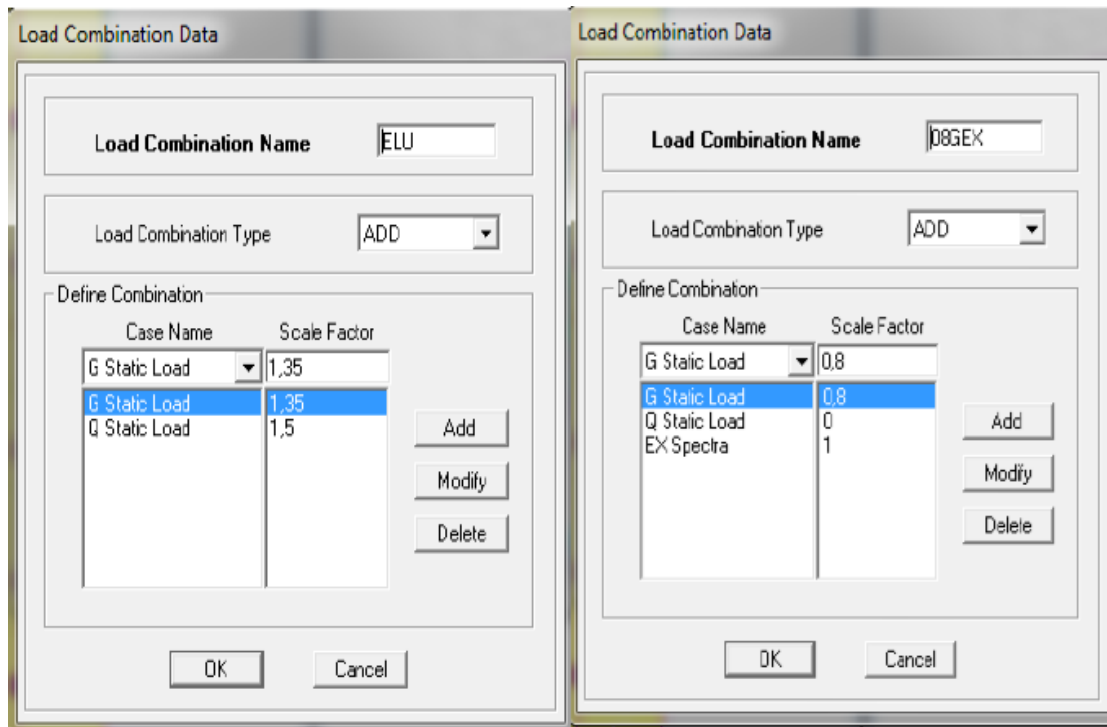
**• Combinaisons accidentelle (RPA99 modifié 2003 art 5.2)**

GQE : G+Q + E.

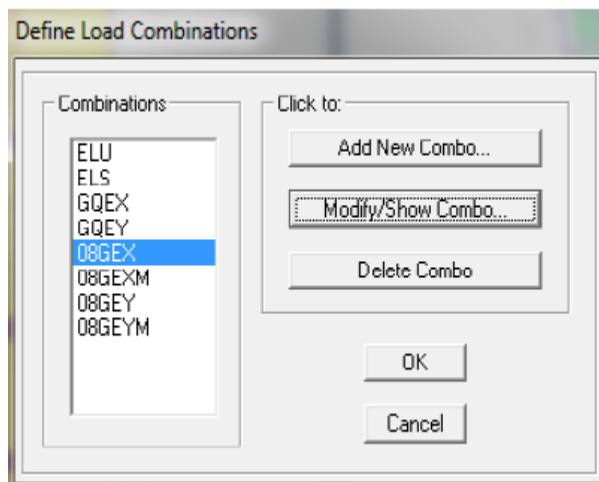
08 GE : 0,8G ± E

On clique sur :

- **Define** → **load combinations**  → **Add new combinations** → (On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions) → **OK**.



On obtient ces huit combinaisons d'action :



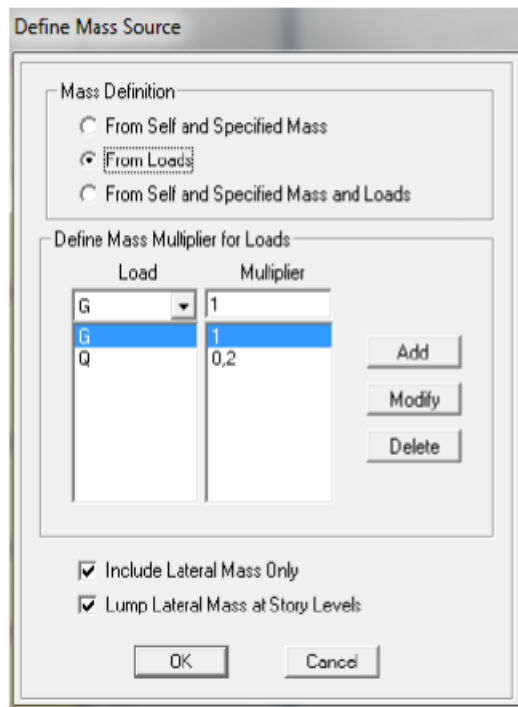
i) **Etape 9** : Masse source (la masse sismique)

Pour l'analyse modale, on commence par définir la source de la masse. Ensuite, on ajoute les charges nécessaires avec leurs facteurs de pondération. On regroupe les charges statiques sur la structure, qu'elles soient permanentes ou d'exploitation, en utilisant la formule

$$[ W = G + \beta \cdot Q ] \text{ avec } (\beta = 0.2) \text{ selon la norme RPA99/version 2003 (tableau 4.5).}$$

On clique sur :

- **Define** → **Masse source**  → **From load** → **Define masse multiplier for loads** → **G** → **Add** → **0.2 Q** → **Add** → **OK**.



j) **Etape 10:** Diaphragm

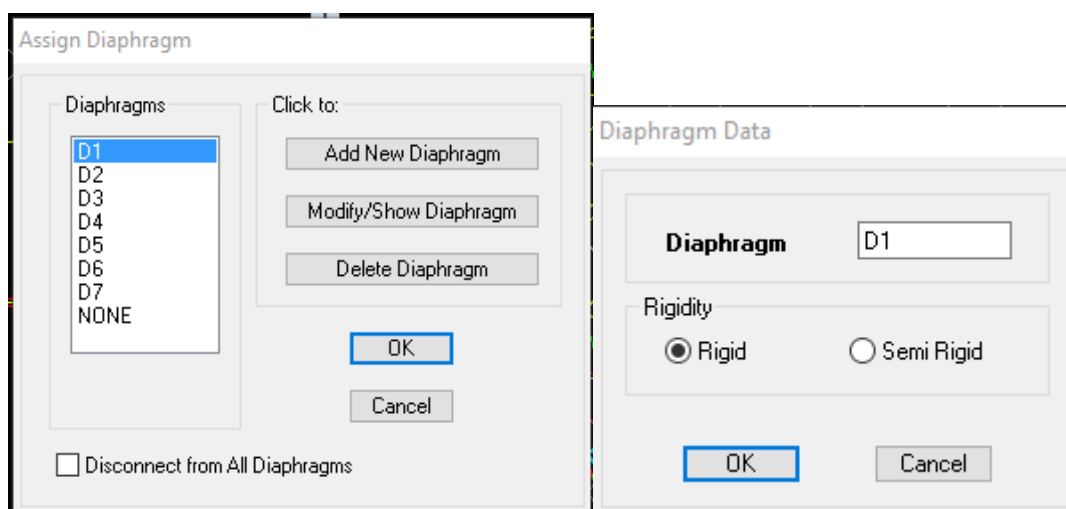
Étant donné que les planchers sont considérés comme infiniment rigides, il est nécessaire de connecter tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres, de manière à former un diaphragme. Cela permet de diminuer le nombre d'équations que le logiciel doit résoudre.

Afin de sélectionner tout le plancher,

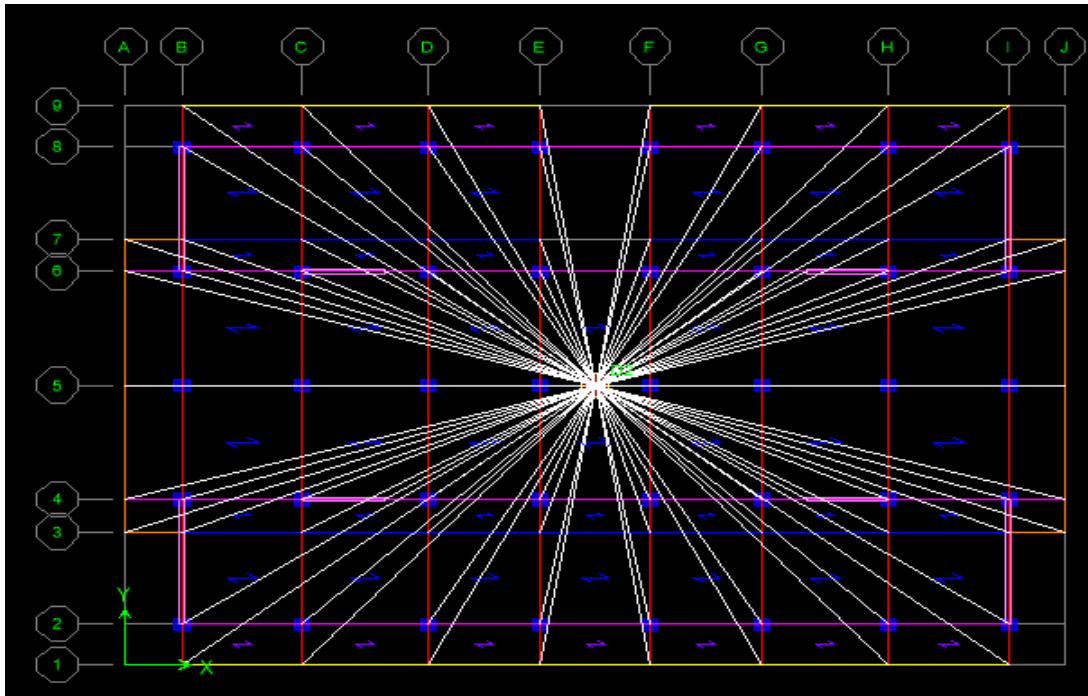
On clique sur :

- **Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragm** → **Add new diaphragm** → **D1** (pour le 1<sup>er</sup> plancher) → **OK**.

On effectue les mêmes procédures pour les autres niveaux jusqu'au dernier étage on opte :



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider



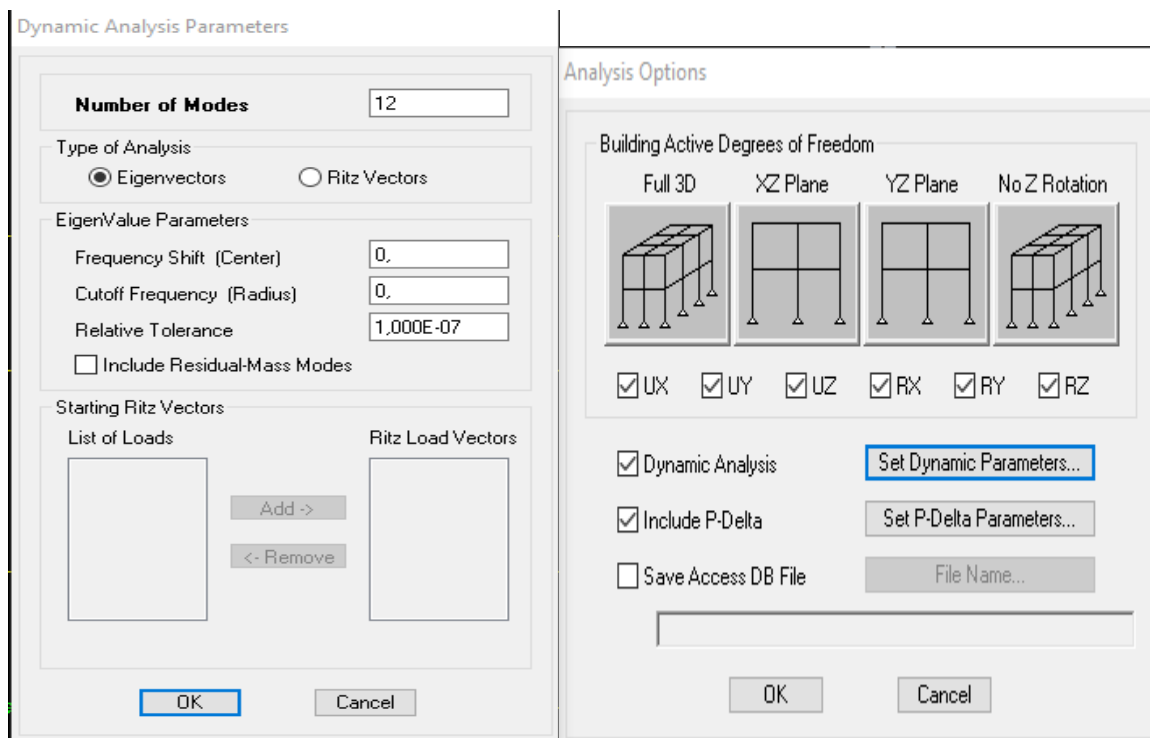
### IV.4 Étapes de l'analyse et présentation des résultats

#### 1- Étapes de l'analyse

Avant de commencer l'analyse, il est nécessaire de préciser le nombre de modes.

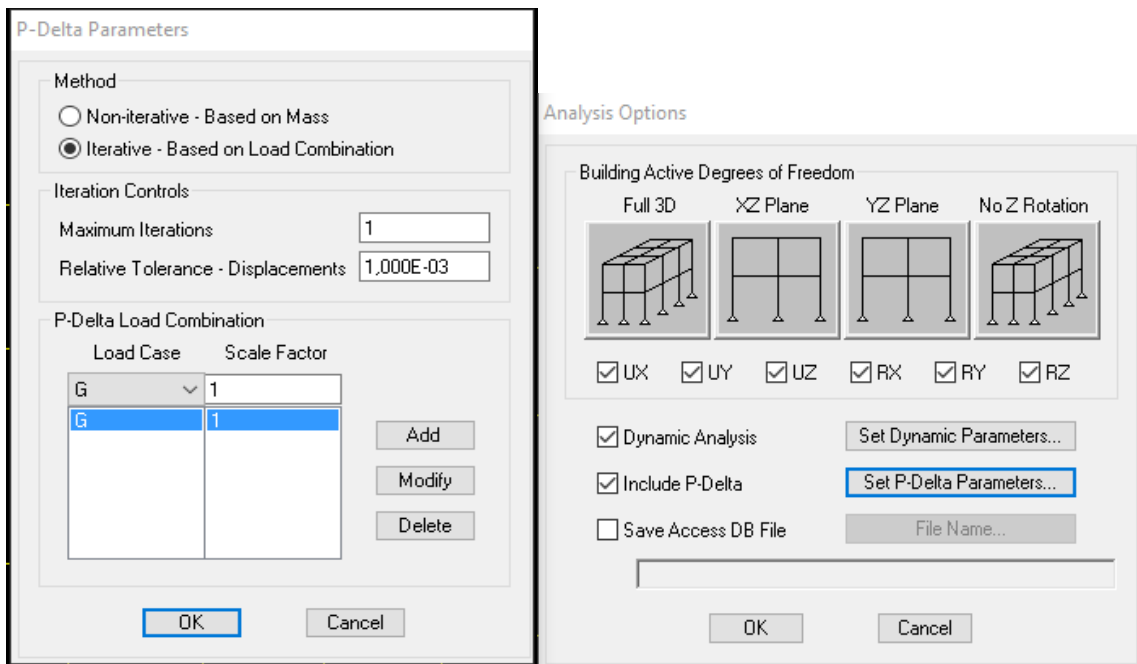
On clique sur :

- **Analyse** → **Set analyse options** → **Set dynamique parameters** → **Number of modes (12)** → **Eingenvectors** → **OK**



Ensuite on clique sur:

- **Set P-Delta parameters** → **Iterative- Bases of load combination** → **Maximum Iteractions (1)** → **Relative Tolerance – Displacements (1,000E-03)** → **G (1)** → **OK**

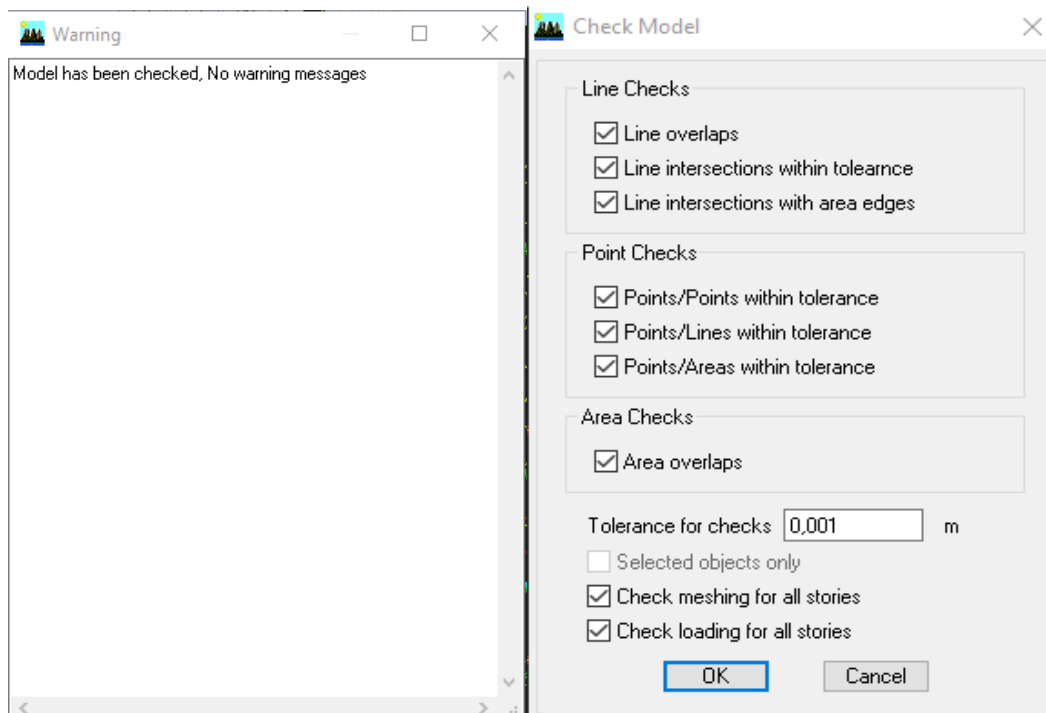


Pour contrôler le model, il est nécessaire pour de suivre ces étapes suivantes:


On clique sur :

- **Check model** → (Cocher toutes les cases dans les champs) → **OK**.

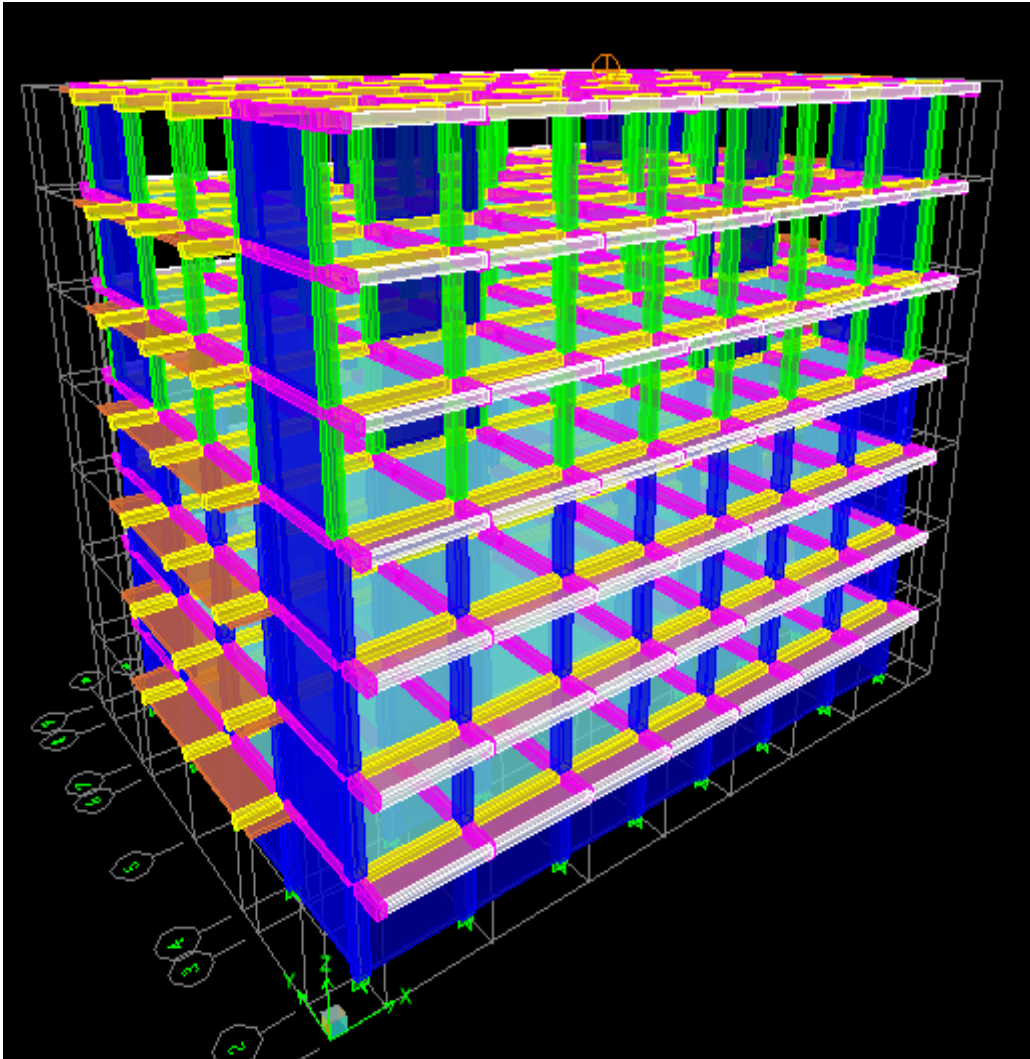
Cette opération permettre d’illustrer les erreurs afin de les corriger.



Le lancement d'analyse se fait  
on cliquant sur :

- **Analyse** → **Run analyze**  (ou bien on utilisant le clavier on cliquant sur F5).

- **Le modèle fini en 3d**



---

# **CHAPITRE V : Vérifications des exigences du RPA**

---

## V.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquence des vies humaine.

Pour cela le Règlement Parasismique Algérien prévoit les mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection.

## V.2 Méthode de calcul

Le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

- **La méthode statique équivalente**

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à **65m** en **zones I et II** et à **30m** en **zones III**.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en **a**, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

- ✓ 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 17m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III

- ✓ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

- **Méthode d'Analyse Modale Spectrale (Art 4.1.3 RPA99/2003)**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. 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.

- **Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes (Art 4.1.3 RPA99/2003)**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure répond aux conditions exigées par le **RPA99/version 2003**. donc on utilise : **Méthode d'Analyse Modale Spectrale**

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes

- ✓ Estimation de la période fondamentale.
- ✓ Pourcentage de masse participante.
- ✓ Vérification de l'excentricité.
- ✓ Vérification du coefficient de comportement R.
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base.
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit.
- ✓ Vérification des déplacements inter étages.
- ✓ Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

- **Présentation de la méthode spectrale**

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

### **V.3 Vérification des conditions des règlements parasismiques algériens**

#### **V.3.1 Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4 RPA99/2003)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytique ou numérique  $T=CT hN^{3/4}$

**Avec**

- ✓  $hN$  : La hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

**$hN = 22,61m$**

- ✓  $CT$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage donné par le tableau **4.6 RPA99/2003**

**$CT=0.05$**

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times 22.61^{3/4} = 0.5184s$$

- **Détermination de la période par le logiciel ETABS**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

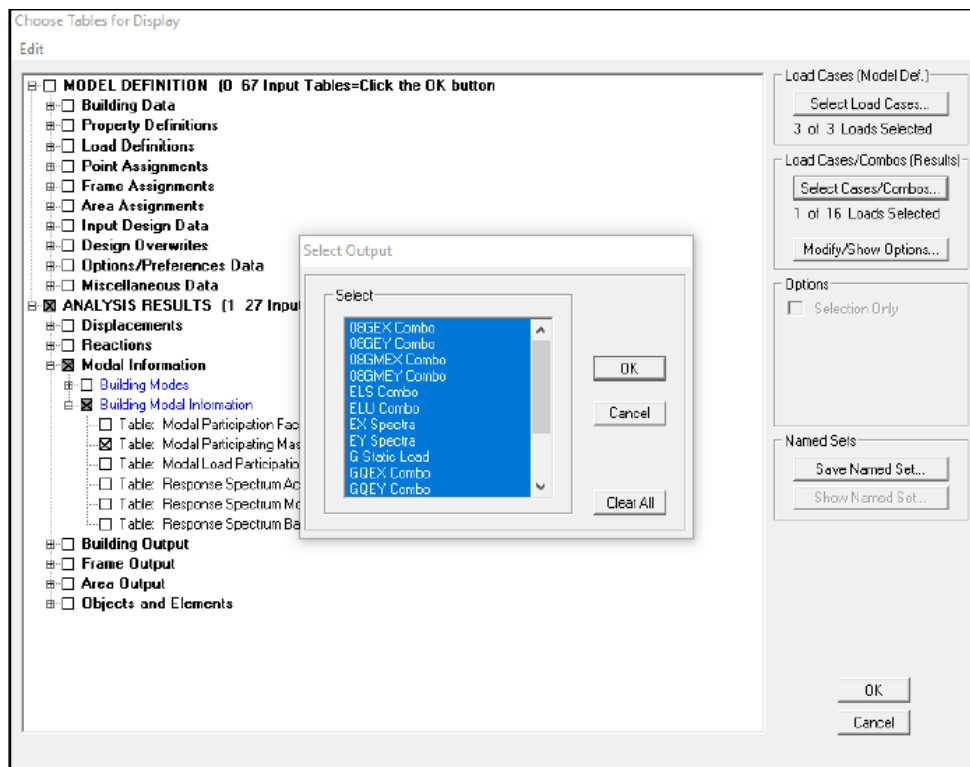
**Display** → **Show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** → **modal information Building** → **Modal Information**  
 → **Table : modal participating mass ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combo** → **OK** → **OK**



Selon l'article 4.2.4 RPA99/2003 :  $T_{analytique} = 0.627s \leq 1,3T_{empirique} = 1,3 \times 0,5184 = 0,6739s$

### V.3.2 Pourcentage de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99/ 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Après analyse automatique de la structure par le logiciel ETABS on clique sur :

**Display** → **Show Tables**

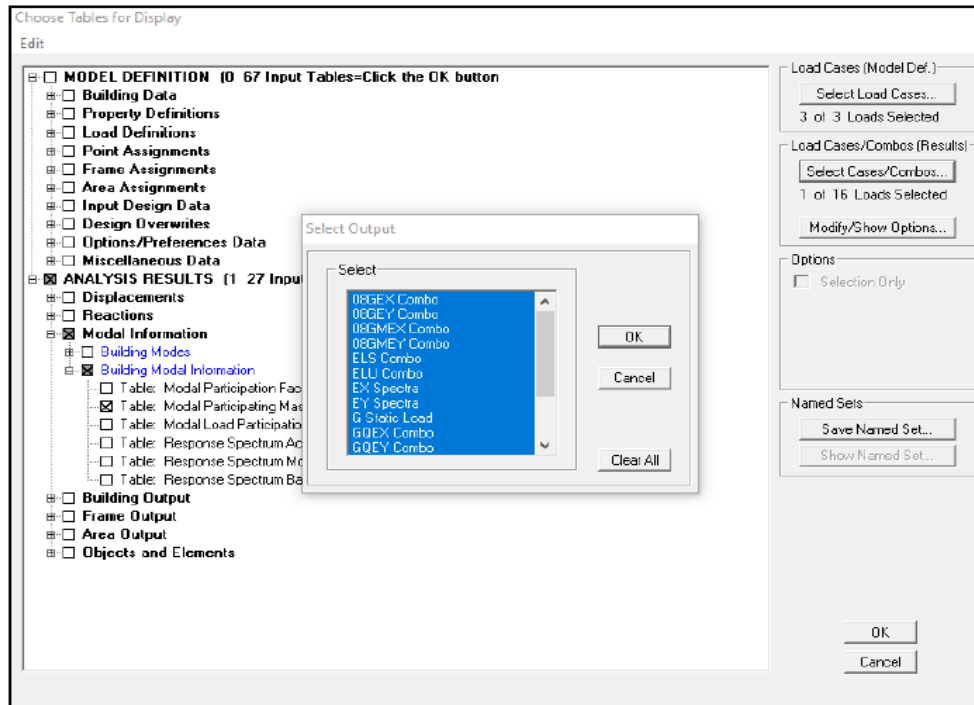
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → Modal Information → Building Modal Information

→ Table : modal participating mass ratios

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo → OK → OK



-Nous tirons les résultats illustrés dans le tableau ci-dessous :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.627603	67.0829	0.0016	0.0000	67.0829	0.0016	0.0000	0.0023
	2	0.481499	0.0045	62.6929	0.0000	67.0874	62.6945	0.0000	95.5696
	3	0.389948	0.0383	0.5219	0.0000	67.1257	63.2164	0.0000	0.8363
	4	0.163672	14.9583	0.0000	0.0000	82.0840	63.2165	0.0000	0.0001
	5	0.109495	0.0000	19.8929	0.0000	82.0840	83.1093	0.0000	2.7527
	6	0.086911	0.1577	0.1212	0.0000	82.2417	83.2305	0.0000	0.0251
	7	0.072191	6.4111	0.0017	0.0000	88.6528	83.2322	0.0000	0.0006
	8	0.050388	0.0000	8.5785	0.0000	88.6528	91.8107	0.0000	0.5909
	9	0.042792	3.3603	0.0145	0.0000	92.0131	91.8252	0.0000	0.0008
	10	0.038607	0.6178	0.0782	0.0000	92.6308	91.9034	0.0000	0.0059
	11	0.033001	0.0000	4.5014	0.0000	92.6308	96.4049	0.0000	0.1502
	12	0.029026	2.7390	0.0085	0.0000	95.3699	96.4134	0.0000	0.0005

OK

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux sens au 9<sup>ème</sup> mode avec sens X-X : **92.01%** et sens Y-Y : **91.82%** ; d'où la condition du RPA est vérifiée.

- ✓ Le premier mode de vibration est : une translation suivant l'axe Y-Y

Il mobilise 67.08% de la masse >50%

- ✓ Le deuxième mode de vibration est : une translation suivant X-X

Il mobilise 62.69% de la masse >50%

- Le troisième mode de vibration est : une torsion

### **V.3.3 Vérification de l'excentricité (Art4.3.7 RPA99/2003)**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$X_{CM} - X_{CR} \leq 5\%L_{max}$$

$$Y_{CM} - Y_{CR} \leq 5\%L_{max}$$

Avec :

- ✓  $X_{CM}$  : le centre de masse
- ✓  $X_{CR}$  : le centre de torsion

On suit les étapes suivantes pour afficher les résultats dans ETABS :

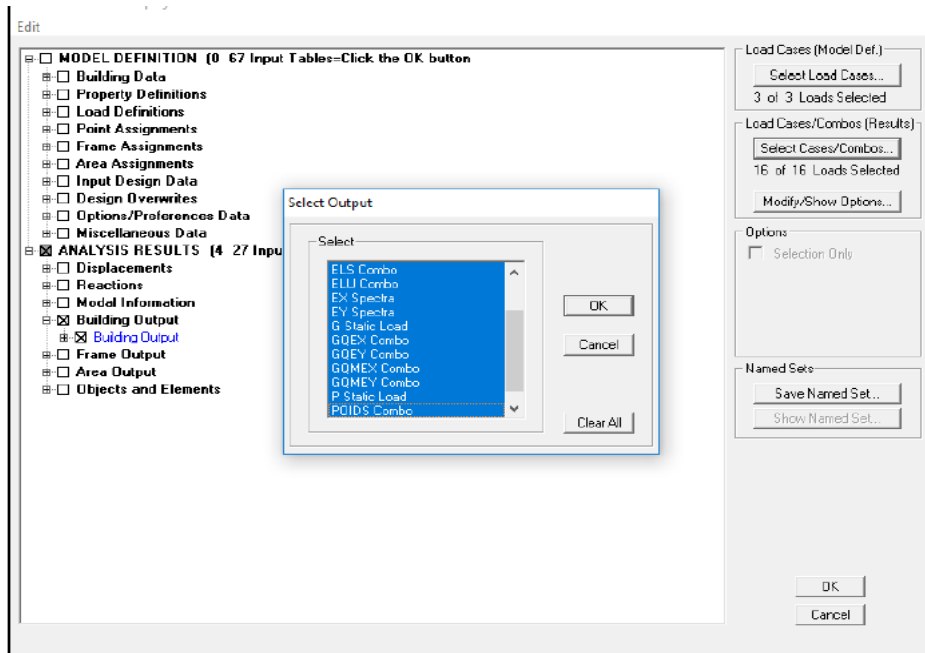
- ✓ **Display** ➡ **Show table**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

- ✓ **ANALYSIS RESULTS** ➡ **building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

- ✓ **Select cases/combo** ➡ **OK** ➡ **OK**



Les résultats s’afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity									
Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	STORY1	D1	515.9654	515.9654	14.330	9.592	515.9654	515.9654	14.330
	STORY2	D2	490.4291	490.4291	14.327	9.849	490.4291	490.4291	14.327
	STORY3	D3	486.8673	486.8673	14.431	9.834	486.8673	486.8673	14.431
	STORY4	D4	480.2799	480.2799	14.431	9.834	480.2799	480.2799	14.431
	STORY5	D5	474.7747	474.7747	14.432	9.834	474.7747	474.7747	14.432
	STORY6	D6	477.2915	477.2915	14.391	9.855	477.2915	477.2915	14.391
	STORY7	D7	437.0901	437.0901	14.388	9.734	437.0901	437.0901	14.388

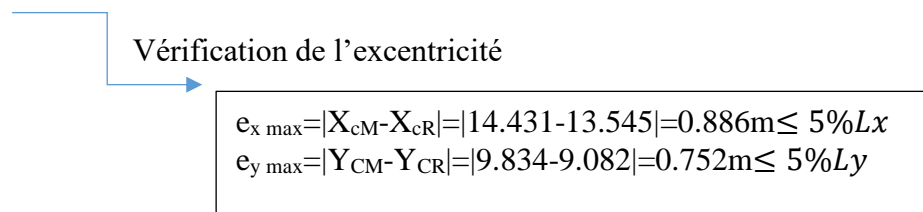
On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcul leur écartement tel qu’il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	ey
STORY1	D1	14.33	9.592	14.31	9.41	0.02	0.182
STORY2	D2	14.327	9.849	13.94	9.413	0.387	0.436
STORY3	D3	14.431	9.834	13.545	9.082	0.886	0.752
STORY4	D4	14.431	9.834	13.724	9.763	0.707	0.071
STORY5	D5	14.432	9.834	13.83	9.102	0.602	0.732
STORY6	D6	14.391	9.855	13.914	9.292	0.477	0.563
STORY7	D7	14.388	9.734	13.981	9.403	0.407	0.331

Tableau V 1 : Vérification de l'excentricité

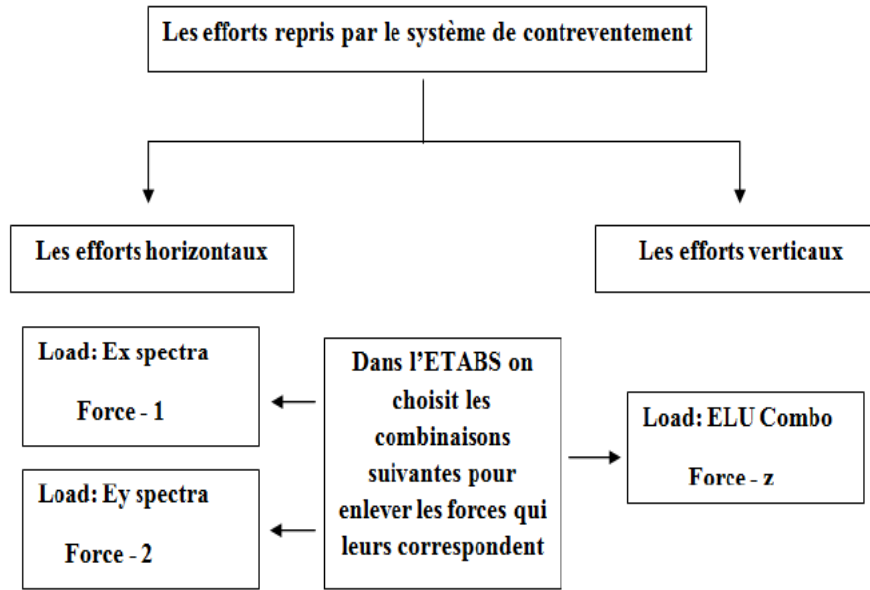
Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de Gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante

<b>Sens longitudinal</b>	ex max=0.886 m	5%L <sub>x</sub> =0.05 x28.8=1.44m	Condition vérifiée
<b>Sens transversal</b>	ey max0.752m	5%L <sub>y</sub> =0.05 x19.59=0.979m	Condition vérifiée



**V.3.4 Justification du système de contreventement (Art 3.4.A RPA99/2003)**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

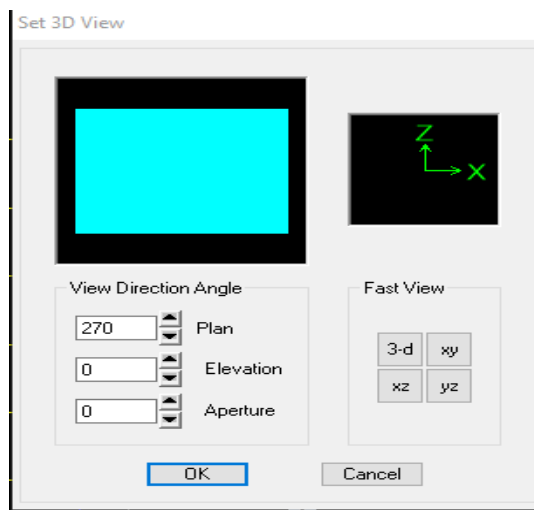


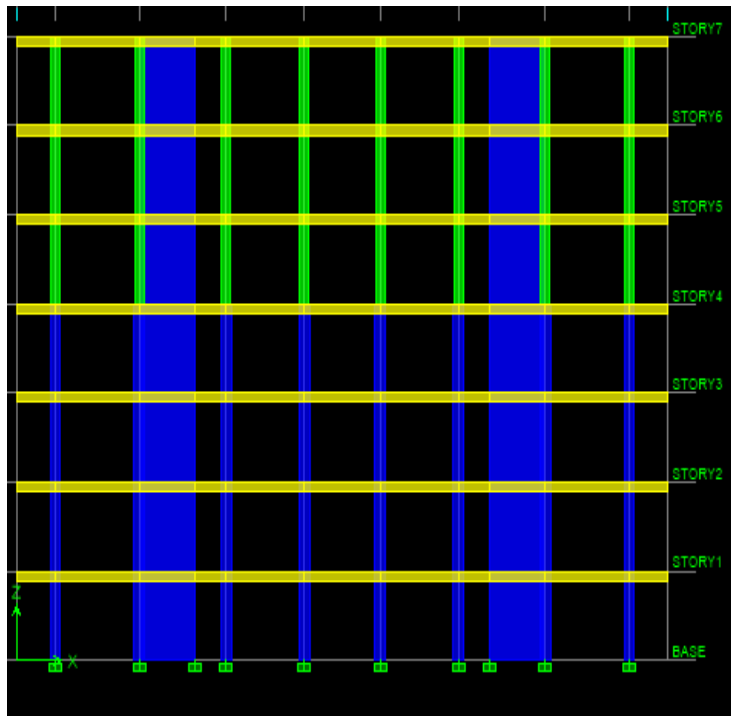
**a- Charge horizontales**

- Selon X-X

On suit les étapes suivantes :

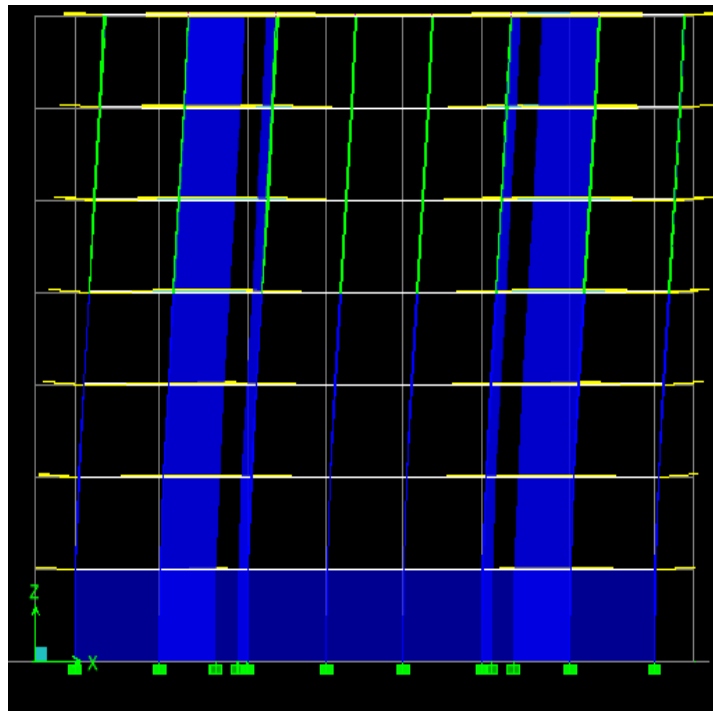
- 1- On met le modèle en élévation suivant (X-Z)





2- On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

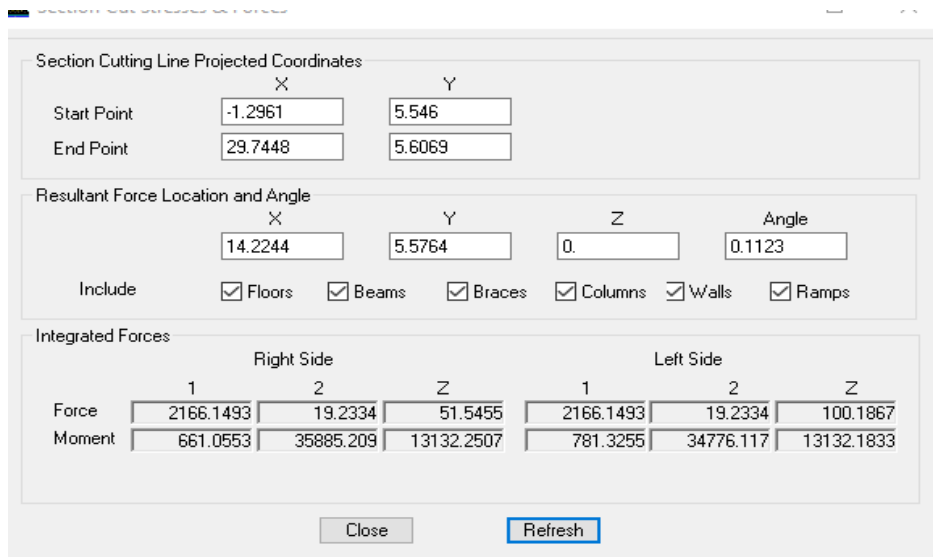
**Display Show** → **Deformed shape** → **Load: Ex spectra**



3- après avoir met la structure en élévation on coupe à la base avec

**Draw Draw** → **Section Cut**

4- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

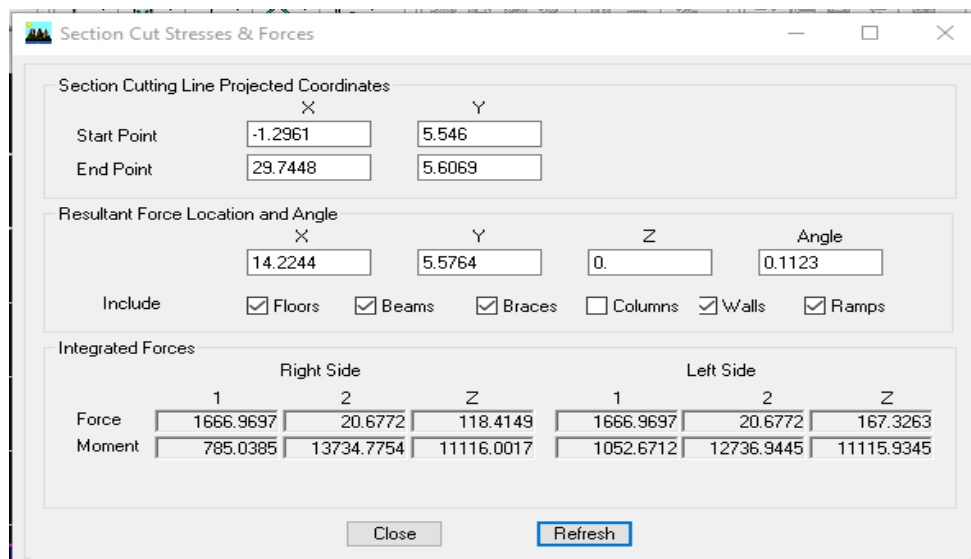


5- Ensuite, on clique sur « **Refresh** » et on relève la valeur sur la case (**Force-1**)

C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

6- Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur « **Refresh** »

Comme indiqué sur l'image suivante :



7- Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal on met d'abord le model en élévation suivant (**Y-Z**), il suffit de changer la combinaison **Ex** par **Ey** et relever les valeurs sur la case (**Force-2**).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison **ELU** puis on relève les valeurs sur la case (**Force-Z**).

Tableau Récapitulatif des résultats

Story X-X	F <sub>x</sub> totale	Pourcentage %	F <sub>x</sub> voile	Pourcentage %
RDC	2165.24	100	1666.90	76.98
Etage 1	2029.08	100	1465.81	72.24
Etage 2	1820.87	100	1150.48	63.18
Etage 3	1525.45	100	1026.35	67.28
Etage 4	1141.48	100	676.50	59.26
Etage 5	669.79	100	280.64	42

Tableau V.2 : Vérification de contreventement (X-X)

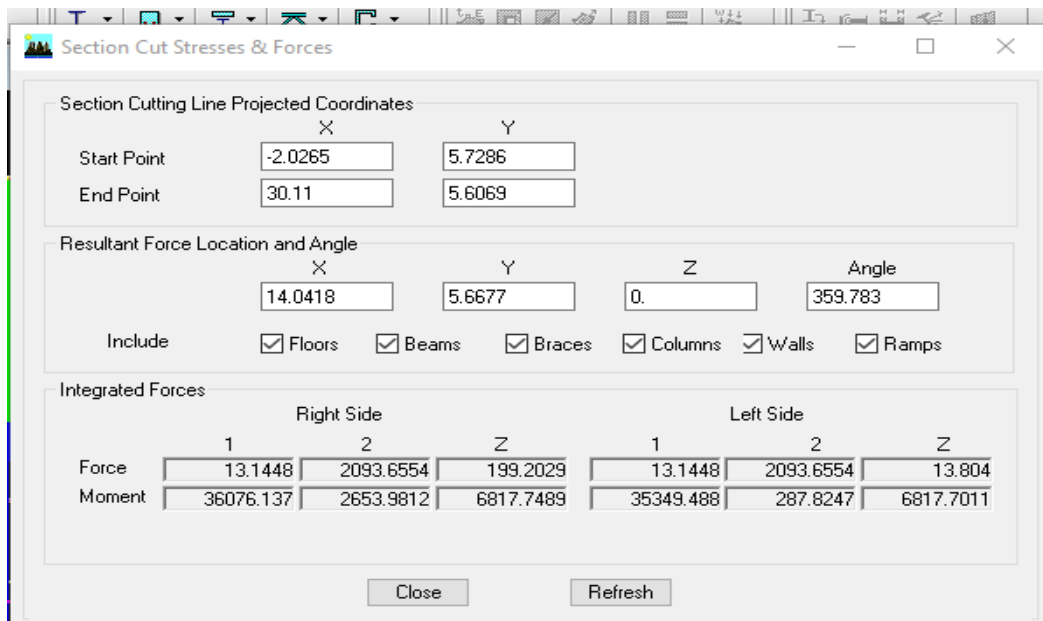
**Remarque**

Le pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles ne dépasse pas 80%.

- Selon y-y

Display ➔ Deformed shape ➔ Ey Spectra ➔ Draw ➔ Draw section cut (dessiner une ligne horizontale à la base) ➔ OK

Puis en refait la ligne dans chaque étage on changeant la hauteur ( y ) afin d’obtenir les efforts horizontaux dans chaque étages (les résultats s’affiche dans la case 2).



Pour les voiles uniquement

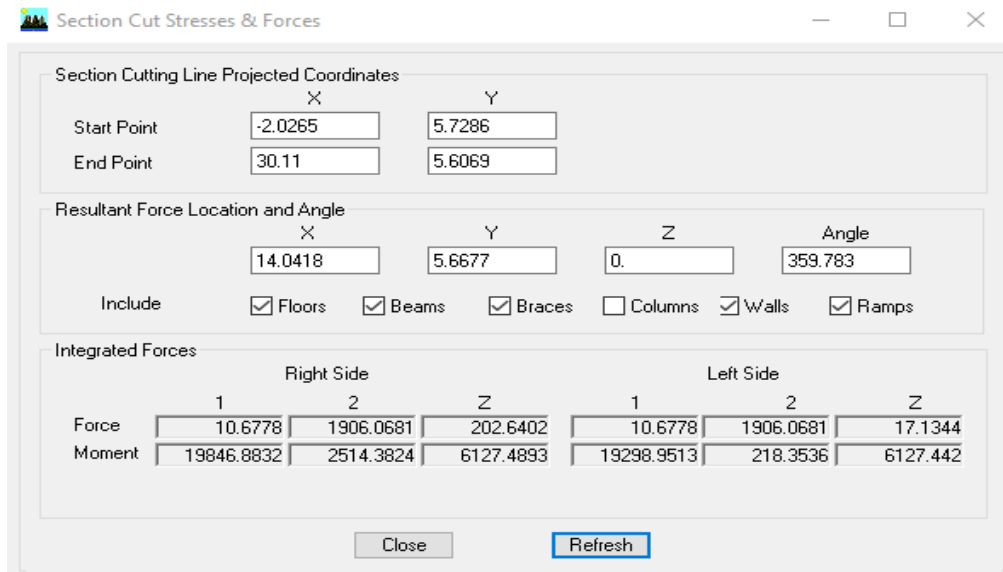


Tableau Récapitulatif des résultats

Story y-y	F <sub>y</sub> total	Pourcentage%	F <sub>y</sub> voiles	Pourcentage%
<b>RDC</b>	2093.65	100	1906.07	91
<b>Etage 1</b>	1943.55	100	1671.08	86
<b>Etage 2</b>	1742.67	100	1390.18	79.77
<b>Etage 3</b>	1479.97	100	1203.42	81.31
<b>Etage 4</b>	1140.13	100	854.72	74.96
<b>Etage 5</b>	691.71	100	413.79	59.82

Tableau V.3 : Vérification de contreventement (Y-Y)

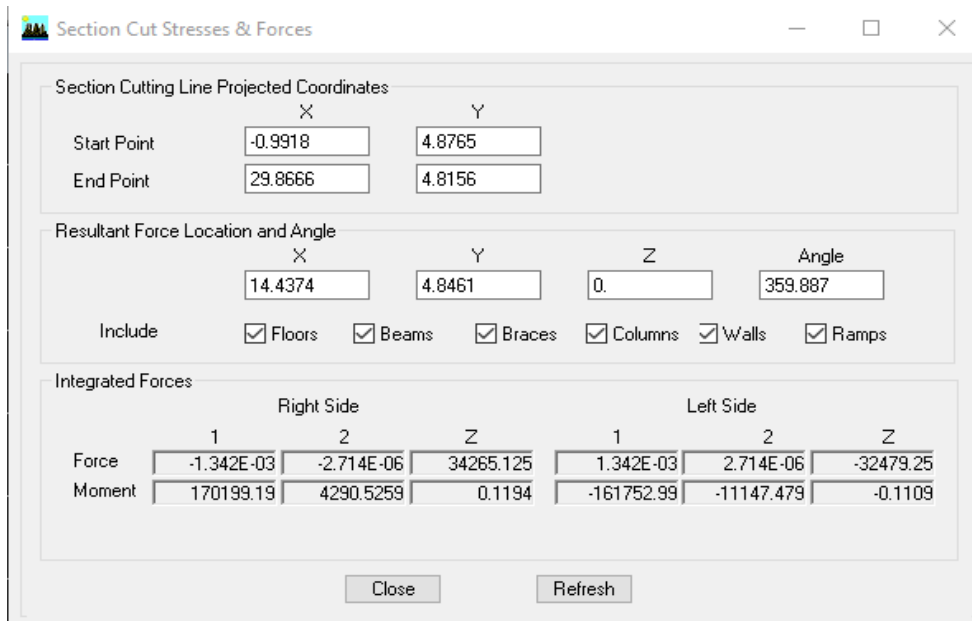
**Remarque**

Le pourcentage des efforts horizontaux repris par les voiles en RDC, Niv 1 et Niv 3 dépasse 80%

**b) Charge vertical**

- Selon le sens Z-Z

Display → Deformed shape → ELU → Draw → Draw section cut (dessiner une ligne horizontale à la base) → OK



Pour les voiles uniquement

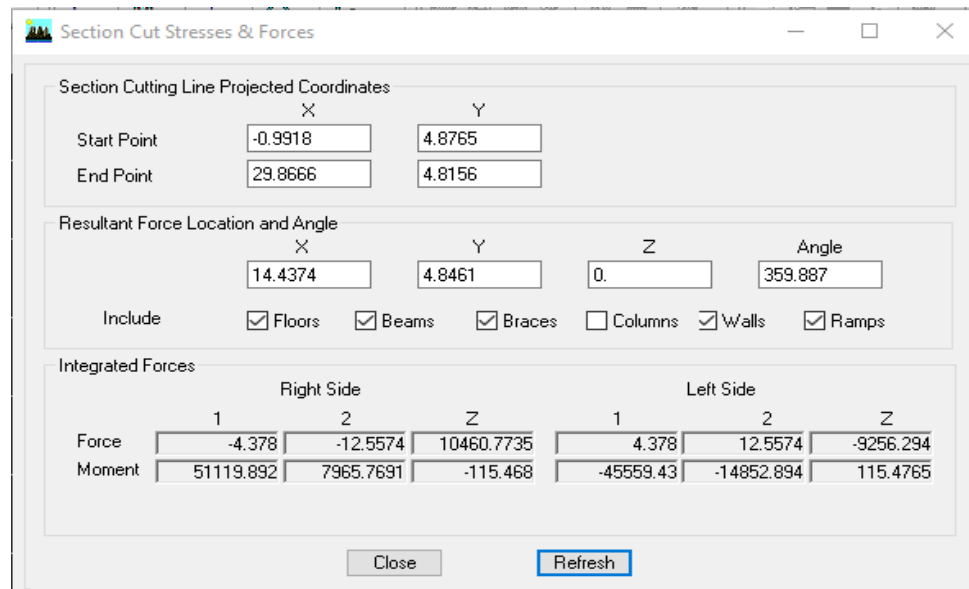


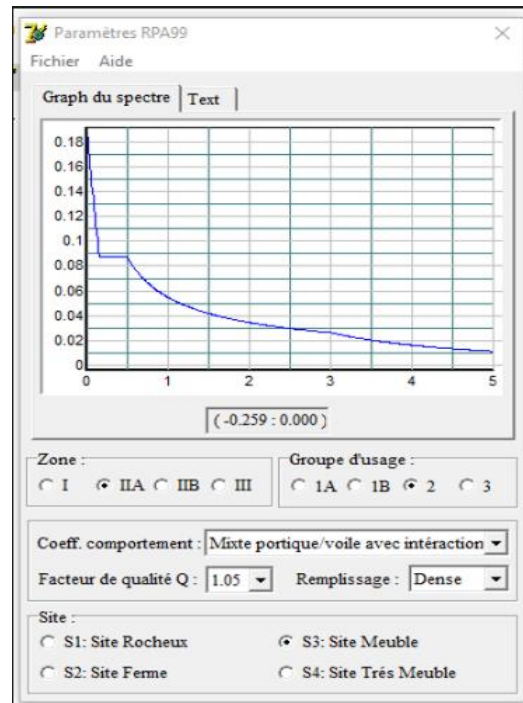
Tableau Récapitulatif des résultats

Story Z-Z	Fz totale	Pourcentage%	Fz voiles	Pourcentage%
RDC	32479.25	100	9256.29	28.5
Etage 1	27425.79	100	7717.42	28.14
Etage 2	21644.14	100	6285.12	29.04
Etage 3	15991.69	100	4918.57	30.75
Etage 4	10339.24	100	3201.89	30.96
Etage 5	4637.5	100	1280.13	27.6

Tableau V.4 : Vérification de contreventement (Z-Z)

## Conclusion

Donc les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales et la majorité des charges horizontales. Donc d'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, notre structure est contreventée par voiles porteurs le coefficient de comportement  $R=3.5$ .



### V.3.5 Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.2.3 RPA99/2003)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.2.3 RPA99/2003)

Si  $V_t < 0.80 V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

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

RPA2003 Page 28 formule (4.1)

**Avec :**

$A$  : coefficient d'accélération donne par le tableau 4.1 RPA99 version 2003

$R$  : facteur de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen

$Q$  : facteur de qualité

$W$  : poids de la structure

• **Calcul des paramètres A , D , Q et R**

1) Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1.page 26 RPA2003.

**A = 0,15** (coefficient d'accélération de zone : zone IIa, groupe 2).

2) Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.

$$T=0.607s$$

**T<sub>2</sub>**: Période caractéristique, associée à la catégorie du site Dans notre cas: Site3 selon **tableau 4.7 du RPA 99/2003** la valeur de T<sub>2</sub> est:

$$T_2(S_3) = 0.5s$$

- 3) **R** : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R =3,5** (contreventement par voiles porteurs)
- 4) **D**: facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (**4.2 de RPA99/2003**), il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

<b>Formule</b>	<p><b><i>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</i></b></p> $D = 2.5.\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} .(3/ T)^{5/3} \quad T > 3s$
<b>Paramètre</b>	<p>Valeur T<sub>2</sub> : RPA2003 page 34 : Site meuble <b>d'où T<sub>2</sub>=0,5.</b></p> <p>Valeur de <math>\xi</math>: RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement mixte : <b><math>\xi =10</math></b></p> <p>Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2).</p> $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = \mathbf{0.76}$
<b>D</b>	$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{3/4} = \mathbf{1.67}$

**Q : Facteur de qualité de la structure**

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 du contrôle de la construction.

**a. Régularité en plan**

- **Condition de symétrie**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux Directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.....Condition vérifiée.

Donc : **La régularité en plan vérifiée  $p_q = 0$**

**b.Conditions de régularité en élévation**

- **La continuité du système de contreventement**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation : Le bâtiment est contreventé par voiles porteurs, continue de bas vers le haut et de même nature..... Condition vérifiée.

Donc : **La continuité du système de contreventement vérifiée  $p_q = 0$**

- **La vérification des masses et rigidités**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent Progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet bâtiment.....Condition vérifiée.

Donc: **La vérification des masses et rigidités vérifiée  $p_q = 0$**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le **séisme** de **2003**.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  **$Q = 1 + \sum P_q$**

**$P_q$**  : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non" (**Tableau 4.4**).

Critère q	Observé (oui/non)	$P_q$
1) Condition minimale sur les filles de contreventement	Oui	0
2) Redondance en plan	Oui	0
3) Régularité en plan	Oui	0
4) Régularité en élévation	Oui	0
5) contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.10
6) contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05
		<b><math>\sum P_q = 0.15</math></b>

**Tableau V.5 : Valeur pénalité**

Donc  $Q = 1 + 0.15 = 1.15 \Rightarrow Q = 1.15$

- **Le poids total de la structure W**

D'après l'Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base  $V_{logiciel}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{Etabs} > 0,8 VMSE$$

On le détermine par le logiciel ETABS, est obtenu en utilisant la combinaison suivante :

$W = G + \beta Q$  avec  $\beta = 0,2$  pour un bâtiment d'habitation.

On clique sur

➤ **Display** ➡ **Show Table**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes

➤ **ANALYSIS RESULTS** ➡ **building output** ➡ **Table: story shears**

Puis on définit la combinaison poids en cliquant sur

➤ **Select cases/combo** ➡ **Poids combo** ➡ **OK** ➡ **OK**

On lit La valeur de **P** à la basse (bottom) Du logiciel ETABS

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	STORY7	POIDS	Top	5100.32	0.00	0.00	-0.028	49121.476	-73420.157
	STORY7	POIDS	Bottom	6464.07	0.00	0.00	-0.022	62939.681	-93159.777
	STORY6	POIDS	Top	11424.92	0.00	0.00	0.059	110721.881	-164572.319
	STORY6	POIDS	Bottom	12788.67	0.00	0.00	0.069	124539.908	-184311.585
	STORY5	POIDS	Top	17749.52	0.00	0.00	0.070	172322.077	-255723.814
	STORY5	POIDS	Bottom	19247.11	0.00	0.00	0.080	187466.711	-277420.232
	STORY4	POIDS	Top	24207.94	0.00	0.01	0.096	235248.860	-348831.994
	STORY4	POIDS	Bottom	25705.53	0.00	0.01	0.105	250393.436	-370528.154
	STORY3	POIDS	Top	30666.37	0.00	0.01	0.101	298175.611	-441939.951
	STORY3	POIDS	Bottom	32313.55	0.00	0.01	0.107	314803.018	-465823.772
	STORY2	POIDS	Top	37274.39	0.00	0.01	0.112	362585.148	-537234.904
	STORY2	POIDS	Bottom	38921.56	0.00	0.01	0.114	379212.658	-561118.859
	STORY1	POIDS	Top	43882.42	0.00	0.01	0.117	426994.815	-632530.008
	STORY1	POIDS	Bottom	45529.60	0.00	0.01	0.118	443622.531	-656414.635

Tableau récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.553
Facteur de qualité Q	1.15
Coefficient de comportement R	3.5
Le poids total de la structure $W_t$ (KN)	35163.20

• Calcul de  $V_{RPA}$

$$V_{RPA} = \frac{A D Q}{R} W = \frac{0.15 * 1.8 * 1.15}{3.5} * 35163.20 = 2813.056Kn$$

• Détermination de l'effort tranchant a la base par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes

➤ Display → Show tables

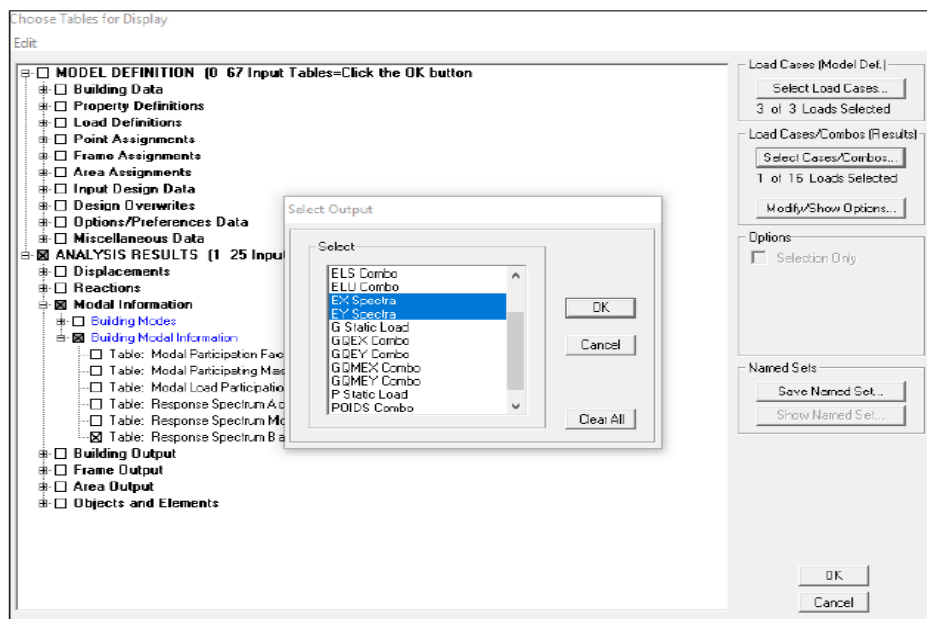
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes

➤ ANALYSIS RESULTS → modal Information → building modal information

→ Table : spectrum base reactions

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur

➤ Select cases/combo →  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Ex spectra} \rightarrow \text{OK} \rightarrow \text{OK} \\ \text{Ey spectra} \end{array} \right.$



Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que

Response Spectrum Base Reactions

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	8	U1	0.00	-0.16	0.00	0.595	-0.001	-2.277
EX	9	U1	221.51	14.54	0.00	-49.226	589.972	-1988.88
EX	10	U1	41.81	-14.88	0.00	57.851	159.827	-593.637
EX	11	U1	0.00	0.66	0.00	-1.708	-0.002	9.322
EX	12	U1	195.24	-10.88	0.00	39.235	502.827	-2023.55
EX	All	All	2241.54	23.79	0.00	305.121	35979.334	22110.95
EY	1	U2	-8.52	0.04	0.00	-0.707	-146.122	84.383
EY	2	U2	16.42	1936.58	0.00	-33958.535	290.717	27730.41
EY	3	U2	-4.37	16.12	0.00	-289.837	-111.326	238.216
EY	4	U2	-0.79	0.00	0.00	-0.034	-2.999	7.834
EY	5	U2	0.53	780.51	0.00	-4123.505	14.028	11231.47
EY	6	U2	6.38	5.59	0.00	-36.148	11.937	5.786
EY	7	U2	-5.16	0.08	0.00	-0.710	-21.667	51.168
EY	8	U2	-0.14	456.88	0.00	-1702.977	1.960	6515.251
EY	9	U2	12.31	0.81	0.00	-2.735	32.782	-110.514
EY	10	U2	-12.60	4.48	0.00	-17.434	-48.164	178.893
EY	11	U2	0.56	266.91	0.00	-692.518	-0.937	3779.507
EY	12	U2	-9.21	0.51	0.00	-1.851	-23.728	95.492
EY	All	All	20.15	2193.53	0.00	34470.016	254.134	31446.46

Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et La méthode statique équivalente

Vxdyn= F1 = Vx = 2251.54KN  
 Vydyn= F2 = Vy = 2193.53KN

**Comparaison**

V statique = VRPA = 2813.056KN  
 0,8 VRPA = 2250.445KN

Vxdyn= 2251.54KN > 80% VRPA=2250.445 KN } Condition non  
 Vydyn= 2193.53KN < 80% VRPA =2250.445 KN } vérifiée

**Remarque**

D'après le RPA2003 (Art 4.2.3 RPA99/2003) : Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8  $V/V_t$ .

Selon x  $\frac{0.8V}{V_t} = \frac{2250.445}{2251.54} = 1.2493919$

Selon y  $\frac{0.8V}{V_t} = \frac{2250.445}{2193.53} = 1.282433$

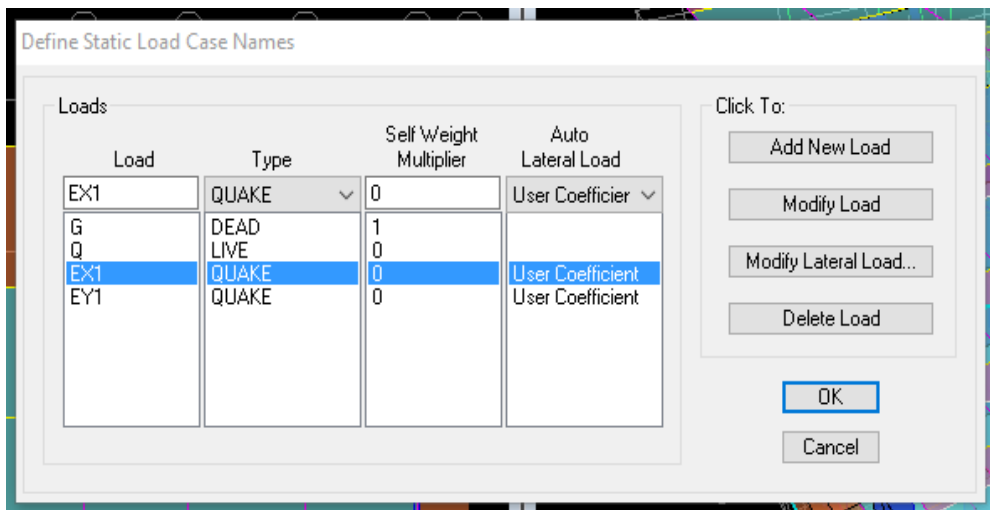
➤ Avec logiciel ETABS

Etape 1

On clique sur



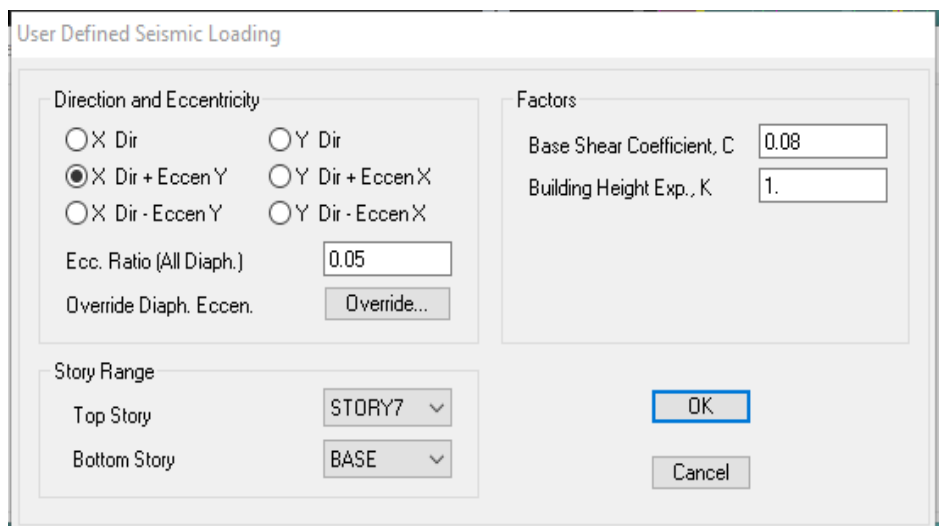
Après on définit 2 autre loads { Ex1  
 Ey1



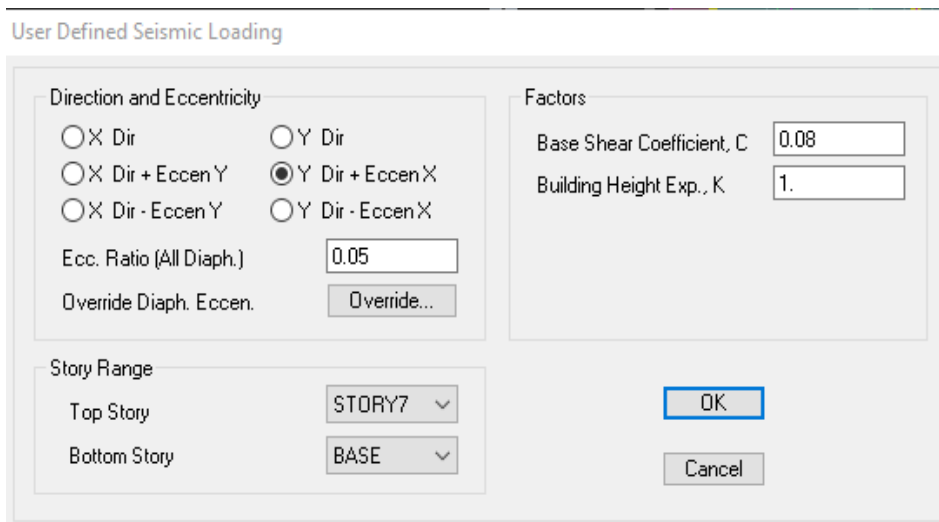
Après on clique sur **Modify lateral Load**

On aura un autre tableau on rentre la valeur de facteur  $\frac{A \times D \times Q}{R}$  selon x et y

**Selon x**

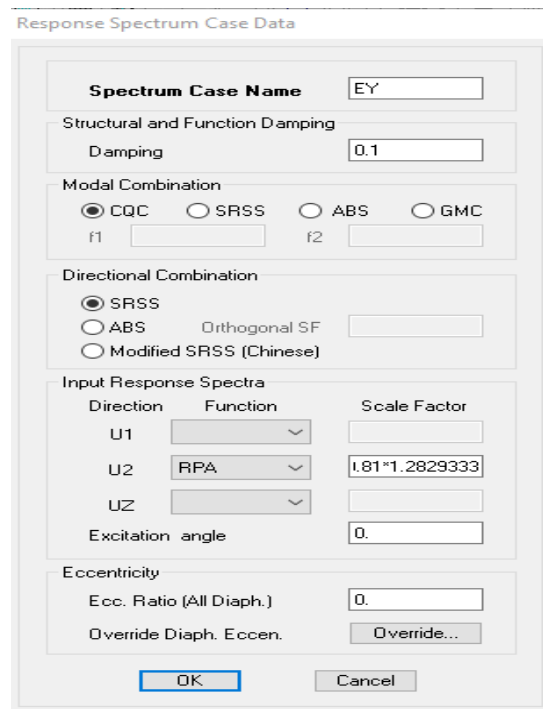
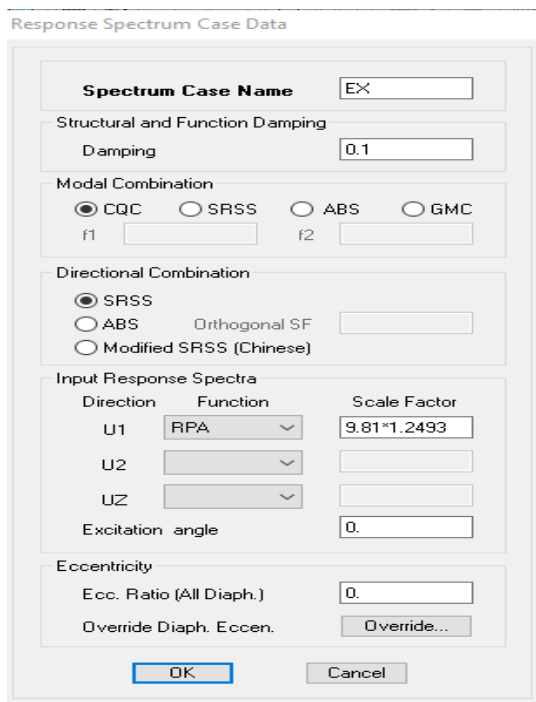
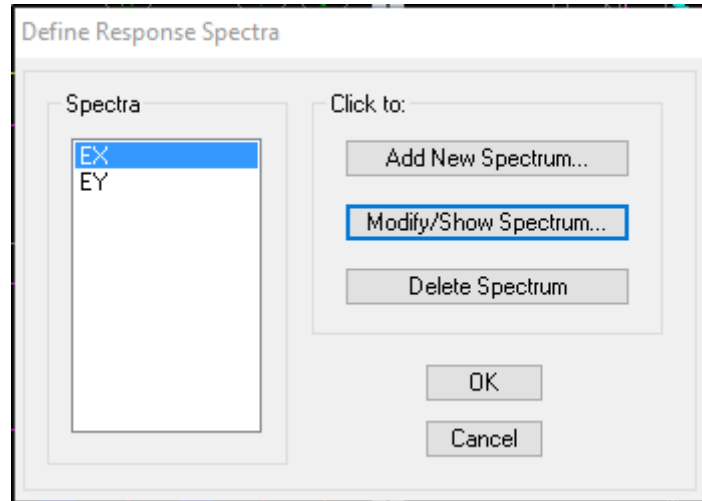


**Selon y**



**Etape 2**

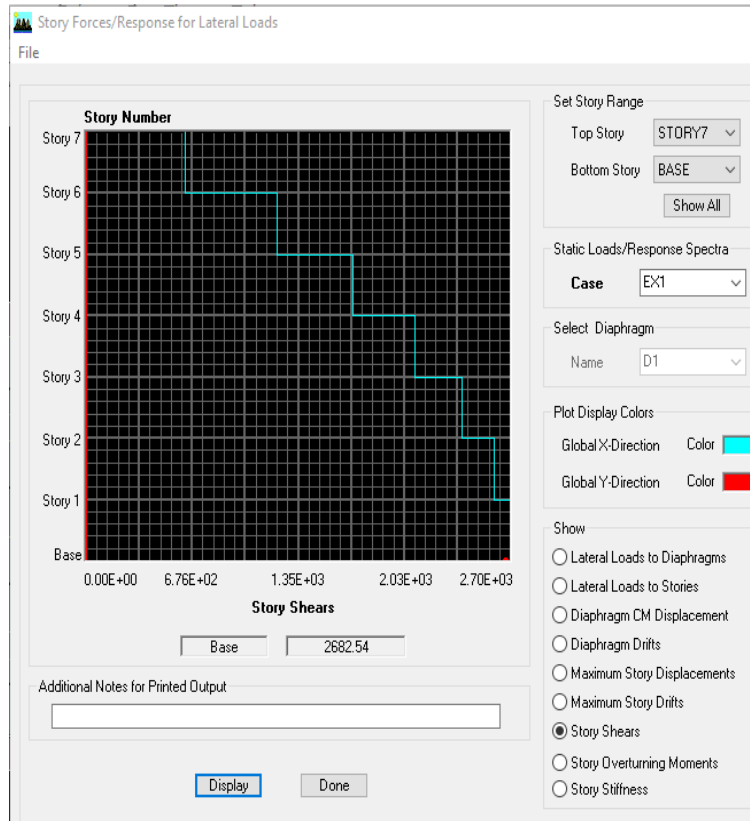
Define → Define response Spectra →  $\left\{ \begin{array}{l} \text{EX} \rightarrow \text{modify/show spectrum} \\ \text{EY} \rightarrow \text{modify/show spectrum} \end{array} \right.$



**Etape 3**

On clique sur **Display** → show story response Plots

Un tableau s'affichera-t-on clique sur Case EX1 → story shears



Puis on choisit Ex pour avoir la valeur de  $V_x$  spect

-Les mêmes étapes pour avoir la valeur de dans le sens Y

Donc on aura

$$\left. \begin{aligned} V_x &= 2653.02 \text{KN} > 0.8V = 2250.445 \text{KN} \\ V_y &= 2690.07 \text{KN} > 0.8V = 2250.445 \text{KN} \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

**V.3.6 Vérification des déplacements relatifs (Art4.4.3 RPA 99/2003)**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le **paragraphe 4.2.10 du RPA 99/2003** mentionné dans (**Art 5.10 du RPA 99/2003**) , ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{(Formule 4-19 du RPA99/2003)}$$

Avec

- ✓  $\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)
- ✓  $R$  : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{(Formule 4-20 du RPA99/2003)}$$

Avec

- ✓  $\delta_{kx}$  : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.
- ✓  $\delta_{ky}$  : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta k_x = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$  : déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-i)

$\Delta k_y = \delta_{ky} - \delta_{ky-1}$  : déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-i)

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs par le logiciel **ETABS**, on suit les étapes suivantes

**1) Sens longitudinal**

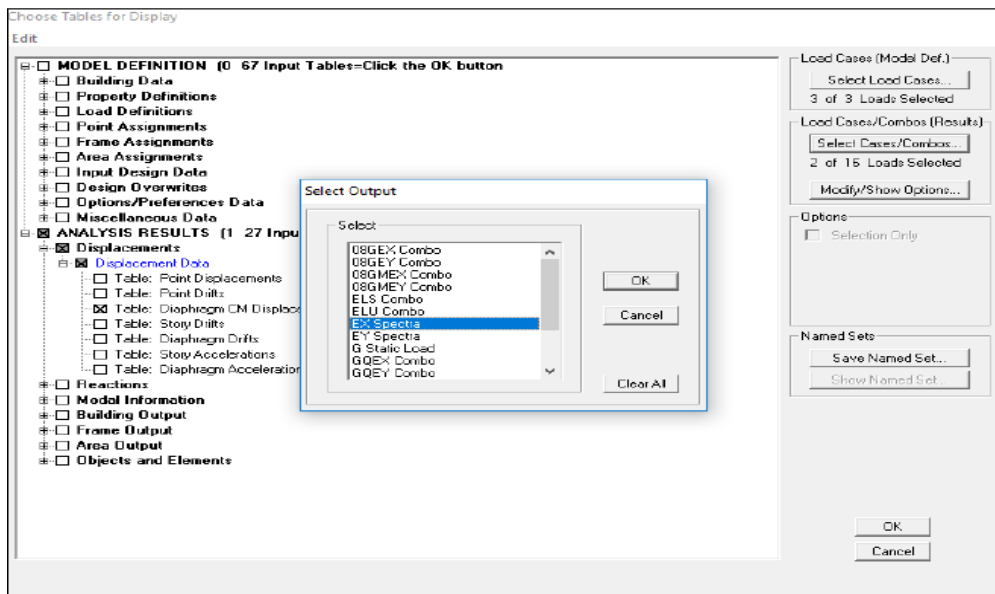
- ✓ **Display** ➡ **Show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes

- ✓ **ANALYSIS RESULTS** ➡ **Displacement Data** ➡ **Table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur

- ✓ **Select cases/combos...** ➡ **Ex spectra OK** ➡ **OK**



Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY
▶	STORY7	D7	EX	0.0126	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY6	D6	EX	0.0107	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY5	D5	EX	0.0085	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY4	D4	EX	0.0062	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY3	D3	EX	0.0038	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY2	D2	EX	0.0017	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY1	D1	EX	0.0003	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000

2) Sens transversal

Les mêmes étapes pour le sens transversal sauf qu’au lieu de sélectionner la combinaison Ex on doit sélectionner Ey

Les résultats s’afficheront comme suit

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY
▶	STORY7	D7	EY	0.0001	0.0075	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY6	D6	EY	0.0001	0.0061	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY5	D5	EY	0.0001	0.0046	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY4	D4	EY	0.0001	0.0031	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY3	D3	EY	0.0001	0.0018	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY2	D2	EY	0.0000	0.0008	0.0000	0.00000	0.00000
	STORY1	D1	EY	0.0000	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000

story	Diaphragme	$\delta kx$ [m]	$\Delta Kx$	$\delta ky$ [m]	$\Delta Ky$	1% he	Vérification
Story 7	D7	0.0126	0.019	0.0075	0.0014	0.0323	CV
Story6	D6	0.0107	0.0022	0.0061	0.0015	0.0323	CV
Story5	D5	0.0085	0.0023	0.0046	0.0015	0.0323	CV
Story4	D4	0.0062	0.0024	0.0031	0.0013	0.0323	CV
Story3	D3	0.0038	0.0017	0.0018	- 0.0062	0.0323	CV
Story2	D2	0.0017	0.0014	0.008	0.007	0.0323	CV
Story1	D1	0.0003	0.003	0.001	0.001	0.0323	CV

Tableau V.6 : Vérification de déplacement

Méthode de calcul :  $\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{kx-1} \leq 1\% he$

$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{ky-1} \leq 1\% he$

**V.3.7 Vérification du déplacement maximal de la structure**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante

$\delta_{max} \leq f_{adm} = ht/500$  (ART B.6.5, 3 BAEL91/99)

**Avec**

- ✓ **f** : la flèche admissible.
- ✓ **ht** : la hauteur totale du bâtiment.

$F_{adm} = ht/500 = 22.61/500 = 0.04522m$

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible.

**1) Sens longitudinal**

On suit le cheminement suivant

- ✓ **Display** → **Show Story Response Plots..** → **Case: Ex**

La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image

Puis, on clique sur « **Display** »

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée dans

→ **Maximum story displacements**

**Donc**

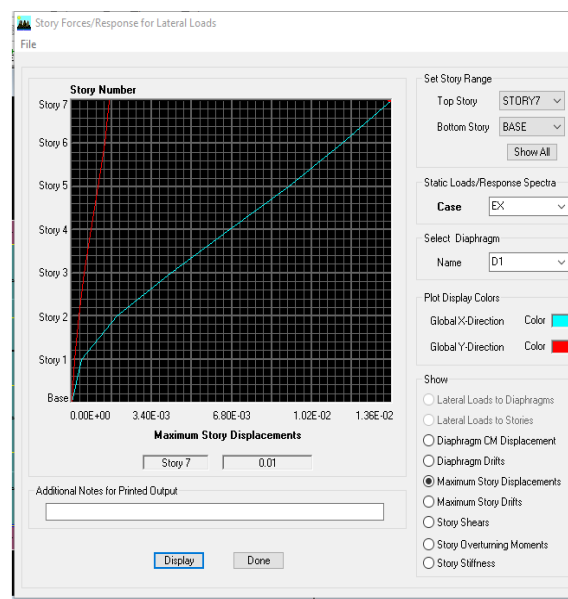
Déplacement maximal suivant

(X-X):

$\delta_{max} = 0.01 m < f_{adm} = 0.04522m$

↳ **Condition vérifiée**

**2) Sens transversal**



De même, on remplace la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement

**Donc:**

Déplacement maximal suivant

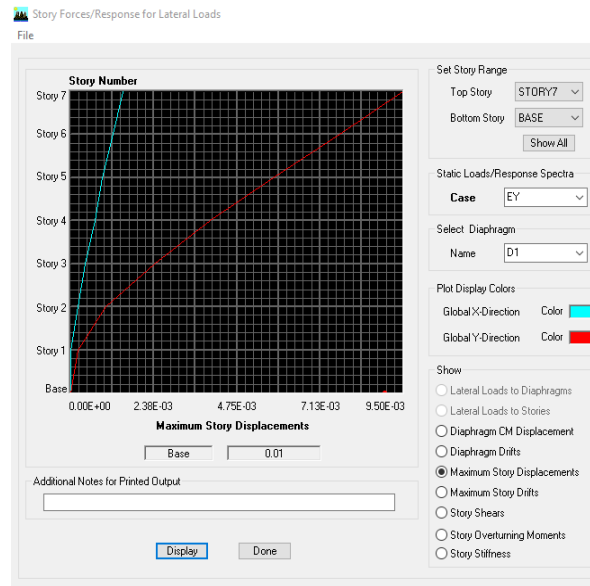
(Y-Y) :

$$\delta_{max} = 0.01m < f_{adm} = 0.04522m$$

**Condition vérifiée**

**Conclusion**

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.



**V.3.8 Vérification de l'effet P-Delta:.....(Art 5.9 RPA99/2003)**

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et au déplacement « delta » ( $\Delta$ ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet **P-Delta** est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul. Il y'a deux types d'effet P-Delta

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P-δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement **RPA99/2003** préconise que les effets **P-Delta** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure

$$\theta = \frac{pk \times \Delta k}{vk \times hk} \leq 0.1$$

**Tel que**

- Si  $\theta k < 0.10$  : les effets de 2ème ordre sont négligés.
- Si  $0.10 < \theta k < 0.20$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1- \theta k)$ .
- Si  $\theta k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Avec

- ✓ **PK** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).
- ✓ **VK** : effort tranchant d'étage au niveau (K).

- ✓  $\Delta K$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau (K-1).
- ✓  $h_K$  : hauteur de l'étage (K).

Pour déterminer de  $P_K$  et  $V_K$  par le logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes

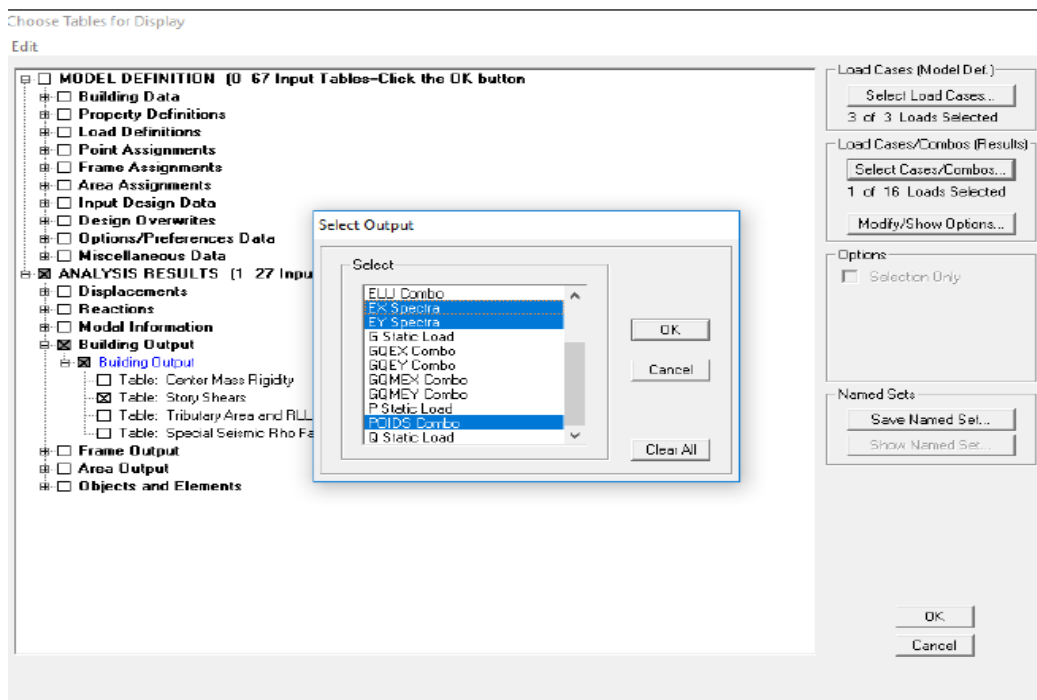
- ✓ **Display** ➡ **Show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes

- ✓ **ANALYSIS RESULTS** ➡ **building output** ➡ **Table: story shears**

Puis on définit les combinaisons suivantes en cliquant sur

- ✓ **Select cases/combo...** ➡ **Ex spectra** ➡ **OK** ➡ **OK**  
} **Ey spectra**



Les résultats s'afficheront comme suit

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
STORY7	EX	Top	0.00	669.81	7.64	7489.305	0.000	0.000
STORY7	EX	Bottom	0.00	669.81	7.64	7489.358	24.745	2171.384
STORY7	EY	Top	0.00	7.79	691.73	11250.537	0.000	0.000
STORY7	EY	Bottom	0.00	7.79	691.73	11250.605	2240.016	25.217
STORY7	POIDS	Top	4008.92	0.00	0.00	0.003	39012.792	-57706.259
STORY7	POIDS	Bottom	4949.82	0.00	0.00	0.012	48441.229	-70902.912
STORY6	EX	Top	0.00	1141.49	10.12	12909.063	24.745	2171.384
STORY6	EX	Bottom	0.00	1141.49	10.12	12909.192	52.437	5756.144
STORY6	EY	Top	0.00	9.84	1140.16	18651.987	2240.016	25.217
STORY6	EY	Bottom	0.00	9.84	1140.16	18652.145	5845.179	44.089
STORY6	POIDS	Top	8900.47	0.00	0.00	0.014	87415.534	-127770.422
STORY6	POIDS	Bottom	9791.71	0.00	0.00	0.033	96158.575	-140636.914
STORY5	EX	Top	0.00	1525.50	13.61	17331.610	52.437	5756.144
STORY5	EX	Bottom	0.00	1525.50	13.61	17331.757	89.589	10523.460
STORY5	EY	Top	0.00	11.98	1480.14	24436.124	5845.179	44.089
STORY5	EY	Bottom	0.00	11.98	1480.14	24436.303	10422.717	74.934
STORY5	POIDS	Top	13742.65	0.00	0.00	0.040	135136.995	-197506.803
STORY5	POIDS	Bottom	14633.89	0.00	0.00	0.062	143880.026	-210373.360
STORY4	EX	Top	0.00	1820.93	16.09	20851.252	89.589	10523.460
STORY4	EX	Bottom	0.00	1820.93	16.09	20851.381	135.358	16221.207
STORY4	EY	Top	0.00	14.66	1742.65	29006.185	10422.717	74.934
STORY4	EY	Bottom	0.00	14.66	1742.65	29006.337	15759.062	113.597
STORY4	POIDS	Top	18584.84	0.00	0.00	0.063	182858.447	-267243.249
STORY4	POIDS	Bottom	19605.27	0.00	0.00	0.084	192868.892	-281969.694

Story	Load	Loc	P	Pk
STORY7	POIDS	Bottom	4949.82	4949.82
STORY6	POIDS	Bottom	9791.71	4841.89
STORY5	POIDS	Bottom	14633.89	4842.18
STORY4	POIDS	Bottom	19605.27	4971.38
STORY3	POIDS	Bottom	24576.66	4971.39
STORY2	POIDS	Bottom	29659.36	5082.7
STORY1	POIDS	Bottom	35131.59	5472.23

**Méthode de calcul**

$PK = PK-1(\text{bottom}) - PK(\text{bottom})$

Avec : **PK-1(bottom)** et **PK (bottom)** c'est les valeurs afficher dans tableau donné par logiciel ETABS

**VKx** et **VKy** lire leurs valeurs directement dans le tableau donné par logiciel ETABS (bottom)

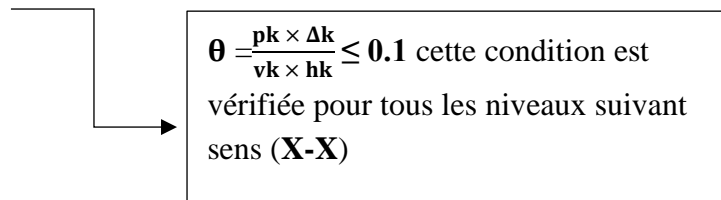
**ΔKx** et **ΔKy** : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau (K-1) déjà calculés

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (**X-X**) et (**Y-Y**) est résumée dans les tableaux ci-après :

➤ Sens longitudinal

Story	Pk	$\Delta K_x$	$V_x$	he	$\theta$
STORY7	4949.82	0.019	669.81	3.23	0.0629
STORY6	4841.89	0.0022	1141.49	3.23	0.0041
STORY5	4842.18	0.0023	1525.5	3.23	0.0032
STORY4	4971.38	0.0024	1820.93	3.23	0.0029
STORY3	4971.39	0.0017	2010.10	3.23	0.0018
STORY2	5082.7	0.0014	2146.08	3.23	0.0014
STORY1	5472.23	0.003	2220.76	3.23	0.0033

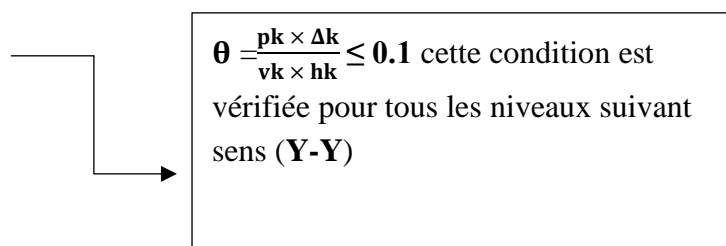
Tableau V.7 : L'évaluation de cet effet 2ème ordre suivant le sens X-X



➤ Sens transversale

Story	Pk	$\Delta K_y$	$V_y$	he	$\theta$
STORY7	4949.82	0.0014	691.73	3.23	0.0031
STORY6	4841.89	0.0015	1140.16	3.23	0.0019
STORY5	4842.18	0.0015	1480.14	3.23	0.0015
STORY4	4971.38	0.0013	1742.65	3.23	0.0011
STORY3	4971.39	0.0062	1961.12	3.23	0.0048
STORY2	5082.7	0.007	2112.10	3.23	0.0052
STORY1	5472.23	0.001	2211.46	3.23	0.0007

Tableau V.8 : L'évaluation de cet effet 2ème ordre suivant le sens Y-Y



V.3.9 Vérification de l’effort normal réduit dans les poteaux (Art7.4.3.1 RPA99/2003)

On doit vérifier la condition suivante :

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

Avec

- ✓  $N_d$  : Effort normal sismique
- ✓  $B_c$  : Section transversale du poteau considéré
- ✓  $f_{c28} = 25$  MPa

Pour déterminer la valeur de l’effort tranchant réduit dans les poteaux par le logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

On sélectionne les poteaux selon leurs sections :

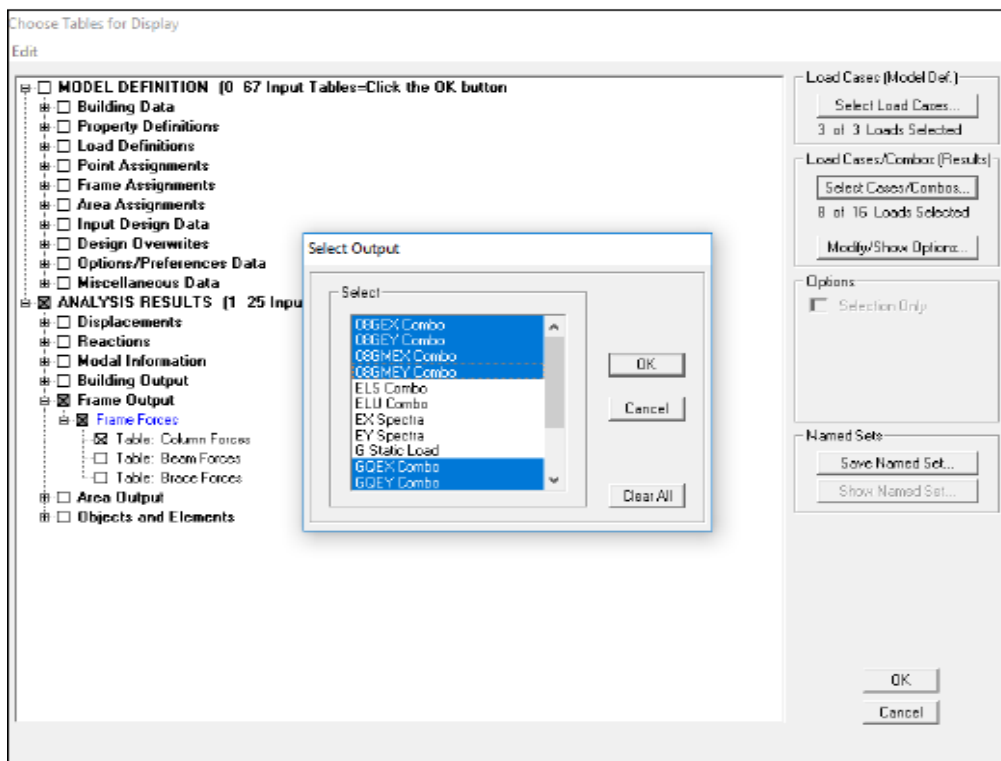
- ✓ **Display** ➔ **Show tables**

Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

- ✓ **ANALYSIS RESULTS** ➔ **Frame output Frame forces** ➔ **Table: column forces**

Puis on définit les 08 combinaisons sismiques en cliquant sur :

- ✓ **Select cases/combos...** ➔ **08 combinaisons sismiques** ➔ **OK** ➔ **OK**



Les résultats s’afficheront comme suit :

Column Forces

Edit View

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	STORY7	C1	GQEX MAX	0.000	-33.87	2.30	0.15	0.186	0.199
	STORY7	C1	GQEX MAX	1.415	-28.92	2.30	0.15	0.186	-0.020
	STORY7	C1	GQEX MAX	2.830	-23.97	2.30	0.15	0.186	-0.049
	STORY7	C1	GQEX MIN	0.000	-44.48	-16.11	-0.03	-0.245	-0.129
	STORY7	C1	GQEX MIN	1.415	-39.53	-16.11	-0.03	-0.245	-0.089
	STORY7	C1	GQEX MIN	2.830	-34.58	-16.11	-0.03	-0.245	-0.240
	STORY7	C1	GQEY MAX	0.000	-22.77	-1.93	0.44	0.291	0.718
	STORY7	C1	GQEY MAX	1.415	-17.81	-1.93	0.44	0.291	0.093
	STORY7	C1	GQEY MAX	2.830	-12.86	-1.93	0.44	0.291	0.258
	STORY7	C1	GQEY MIN	0.000	-55.59	-11.89	-0.31	-0.349	-0.649
	STORY7	C1	GQEY MIN	1.415	-50.64	-11.89	-0.31	-0.349	-0.203
	STORY7	C1	GQEY MIN	2.830	-45.68	-11.89	-0.31	-0.349	-0.547
	STORY6	C1	GQEX MAX	0.000	-64.83	3.58	0.12	0.187	0.262
	STORY6	C1	GQEX MAX	1.415	-59.88	3.58	0.12	0.187	0.101
	STORY6	C1	GQEX MAX	2.830	-54.93	3.58	0.12	0.187	0.176
	STORY6	C1	GQEX MIN	0.000	-98.83	-12.59	-0.14	-0.247	-0.253
	STORY6	C1	GQEX MIN	1.415	-93.88	-12.59	-0.14	-0.247	-0.055
	STORY6	C1	GQEX MIN	2.830	-88.92	-12.59	-0.14	-0.247	-0.092
	STORY6	C1	GQEY MAX	0.000	-17.09	-1.00	0.90	0.296	1.730
	STORY6	C1	GQEY MAX	1.415	-12.14	-1.00	0.90	0.296	0.450

↳ **Méthode :** On enlève les valeurs de l'effort tranchant réduit minimal et maximal pour chaque section poteau dans la case **P** du tableau affiché par logiciel **ETABS** en utilisant logiciel **Excel** on prend le max en valeur absolue

**Nmin**

STORYS	Column	Load	P
STORY1	C32	GQEY MIN	-1162.82
STORY1	C32	GQEY MIN	-1156.45
STORY1	C32	GQEY MIN	-1150.08
STORY1	C27	GQEX MIN	-1136.06
STORY1	C27	GQEX MIN	-1129.7
STORY1	C27	GQEX MIN	-1123.33
STORY2	C8	GQEY MIN	-1052.34
STORY1	C29	GQEX MIN	-1049.69
STORY1	C28	GQEX MIN	-1046.97
STORY2	C8	GQEY MIN	-1045.98
STORY1	C29	GQEX MIN	-1043.32
STORY1	C28	GQEX MIN	-1040.61
STORY2	C8	GQEY MIN	-1039.61
STORY1	C29	GQEX MIN	-1036.95
STORY1	C28	GQEX MIN	-1034.24
STORY1	C28	GQEY MIN	-1033.48
STORY1	C28	GQEY MIN	-1027.11
STORY1	C28	GQEY MAX	-1025.67
STORY2	C40	GQEY MIN	-1024.77
STORY1	C28	GQEY MIN	-1020.74

$N_{max}$

Story	Column	Load	P
STORY2	C8	GQEY MAX	443.52
STORY2	C8	GQEY MAX	437.15
STORY2	C16	GQEY MAX	434.55
STORY2	C8	GQEY MAX	430.78
STORY2	C16	GQEY MAX	428.19
STORY2	C16	GQEY MAX	421.82
STORY2	C15	08GEY MAX	408.34
STORY2	C15	08GEXMAX	408.34
STORY2	C32	GQEY MAX	406.13
STORY2	C10	08GEY MAX	403.68
STORY2	C10	08GEXMAX	403.68
STORY2	C15	08GEY MAX	403.25
STORY2	C15	08GEXMAX	403.25
STORY2	C32	GQEY MAX	399.76
STORY2	C10	08GEY MAX	398.59
STORY2	C10	08GEXMAX	398.59
STORY2	C15	08GEY MAX	398.15
STORY2	C15	08GEXMAX	398.15
STORY2	C10	08GEY MAX	393.49
STORY2	C10	08GEXMAX	393.49

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau suivant

Section	Effort normal réduit donné par logiciel ETABS (kN)	Calcul effort normal réduit (kN)	Vérifications
Pot(40x45)	$N_{max}=443.52$ $N_{min}=1162.82$ $N_d=1162.82$	$\frac{1162.82 \times 10^3}{400 \times 450 \times 25} = 0.258$ $0.258 < 0.3$	Condition vérifiée
Pot(35x40)	$N_{max}=45.71$ $N_{min}=-438.49$ $N_d=438.49$	$\frac{438.49 \times 10^3}{350 \times 400 \times 25} = 0.125$ $0.125 < 0.3$	Condition vérifiée

Tableau V.9 : Vérification section des poteaux

---

# **CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments**

---

## VI.1 Introduction

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement **BAEL91/révisé 99** et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA 99/ version 2003**)

Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres seront calculées à la flexion simple

## VI.2 Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

## VI.3 Les sollicitations

- Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.
- Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :
- **Selon BAEL99 situation durable**
  - ELU :  $1,35 G + 1,5 Q \dots (1)$
  - ELS :  $G + Q \dots (2)$
- **Selon le RPA : Situation accidentelle**
  - $G + Q \pm E \dots (3)$
  - $0.8G \pm E \dots (4)$
- **Situation durable et accidentelle**

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe(MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1.5	25	1	14.2	1.15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1.15	25	0.85	21.74	1	400	400

**Tableau VI.1** : Caractéristique mécanique des matériaux

**VI.4 Ferraillage des poteaux**

**VI.4.1 Introduction**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à (G), (Q) et l’effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l’état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L’ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l’effort normal correspondant

**VI.4.2 Recommandations du RPA99/version 2003 : (Art.7.5.2)**

**a) Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d’armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d’armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d’armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.
- Le pourcentage maximal d’armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40φ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\%bh$	Zone courante $A_{max}=4\%bh$
(40x45)	14.4	108	72
(34x40)	11.2	84	52

**Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d’acier recommandé par RPA**

Section	Combinaison	N (kN)	M(kN)
Pot (40x45)	ELU	$N_{max}=1414.09$	$M_{3corr}=3.313$
	G+Q+Ey	$N_{min}=443.09$	$M_{2corr}=4.238$
	G+Q+E	$N_{corr}=577.67$	$M_{3max}=80.743$
Pot (35x40)	ELU	$N_{max}=574.38$	$M_{3corr}=9.106$
	G+Q+Ex	$N_{min}=45.71$	$M_{3corr}=1.944$
	G+Q+Ex	$N_{corr}=238.6$	$M_{max}=60.445$

Tableau VI.3 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens le plus défavorable

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)

$$h' = (\max \frac{he}{6} ; b1 ; h1 ; 60cm)$$

Avec

- **b1, h1** : les dimensions du Poteau.
- **he** : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure :

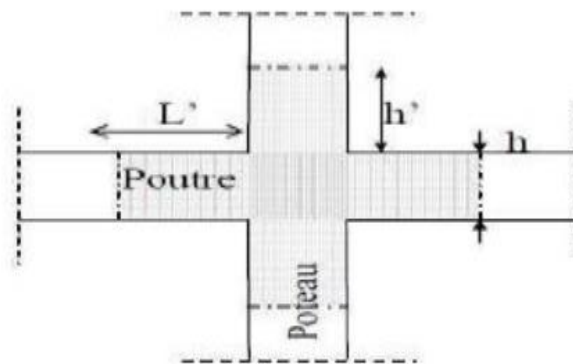


Figure VI.1 : Schéma des jonctions par recouvrement (zone nodale des poteaux)

Zone	h(m)	$h'=(\max \frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm)$
Entresol RDC Etage01 Etage 02	(40x45) 3.23	60
Etage03 Etage04 Etage 05	(30x35) 3.23	60

Tableau VI.4 : Délimitation de la zone nodale

**b) Armatures transversales : (Art 7.4.2.2. RPA 99/ version 2003)**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivant

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec

$V_u$ : Effort tranchant de calcul.

$A_t$ : Section d'armatures transversales.

$f_e$ : Contrainte limite élastique des armatures transversales  $f_e = 400MPa$

h: Hauteur totale de la section brute.

$\rho$ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

- ✓  $\rho = 2.50$  si l'élancement géométrique  $\lambda_g \geq 5$
- ✓  $\rho = 3.75$  si l'élancement géométrique  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

$L_f$  : La longueur de flambement des poteaux  $L_f = 0,7L0$

$S_t$ : Espacement des armatures transversales

$S_t \leq 10cm \rightarrow$  **Zone nodale**

$S_t \geq \min \{ \frac{b}{12} ; \frac{h}{12} ; 10\emptyset \} \rightarrow$  **Zone courante**

$\emptyset$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales :  $\frac{A_t b}{S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \% b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8 \% b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$ : Interpolation entre les valeurs limitent du poteau

- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ( $\emptyset > 12mm$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 1350° ayant une longueur droite de (10Ø min).

**VI.5 Calcul des armatures a L'ELU**

Le ferraillage sera déterminé en flexion composée à L'ELU sous un effort normal Nu et un moment de flexion Mu

**VI.5.1 Etapes de calcul en flexion composée**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section Subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction. Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par Un effort normal appliqué au centre de pression «C» qui est distant du centre de Gravité de la section de  $e_u = \frac{Mu}{Nu}$

**VI.5.2 Exposé de la méthode de calcul**

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter

➤ **Section partiellement comprimée (SPC)**

a) **Calcul de centre de pression**  $e_u = \frac{Mu}{Nu}$

La section est dite partiellement comprimée

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \geq \frac{h}{2} - c$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, (l'effort Normale est un effort de compression)  $e_u = \frac{Mu}{Nu} < \frac{h}{2} - c$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - C') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81C) \times b \times h \times f_{bc}$$

Avec

Mf : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

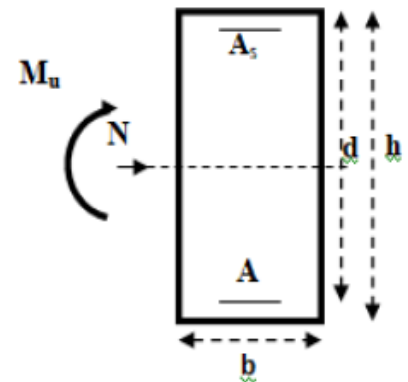
$$F_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma b}$$

$\gamma = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour situation durable

$\gamma = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour situation accidentelle

Nu : Effort de compression.

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$



**1<sup>ère</sup> cas**  $\mu \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

**Les armatures fictives**

$$A_{tf} = \frac{M_f}{\beta \times b \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_{cf}' = 0 \quad \beta : \text{selon la valeur de } \mu$$

**Les armatures réelles**

$$A = A_{tf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_s = A_{cf}' = 0$$

**2<sup>ème</sup> cas**  $\mu \geq \mu_l = 0,392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA)

On calcul

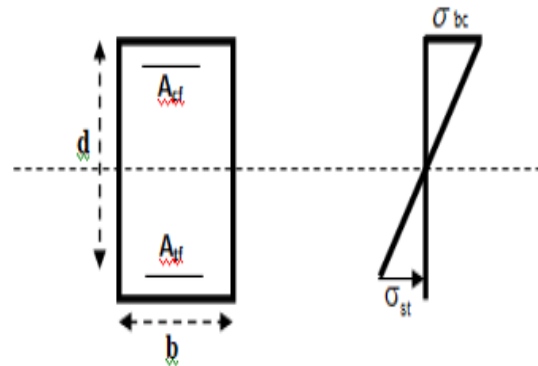
$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right)$$

$$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.



**Les armatures fictives**

$$A_{tf} = \frac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad A_{cf}' = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \quad \beta : \text{selon la valeur de } \mu$$

**Les armatures réelles**

$$A_{st} = A_{tf} + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{sc} = A_{cf}'$$

**Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est dite entièrement comprimée si :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c) - M_f > (0,337h - 0,81c') bh f_{bc}'$$

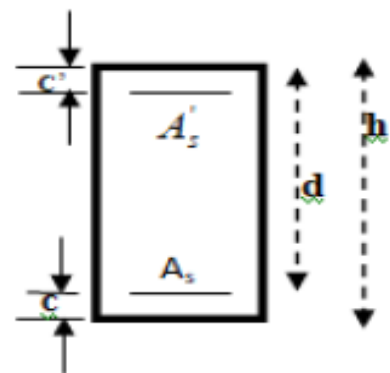
Deux cas peuvent se présenter

**1<sup>ère</sup> cas**

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d:

$$N(d-c) - M_f \geq (0,5 \frac{c}{h}) b \times h^2 \times f_{bc} \quad A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_s' > 0$$

$$\text{Les sections d'armatures sont} \quad A_s' = \frac{M_f(d-0,5h)bh \times f_{bu}}{(d-c)\sigma_{st}}$$



$$A_s = \frac{Nu - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'_s$$

**2<sup>ème</sup> cas**

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 < Nu \times (d - c') < (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc} \quad A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{Nu - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec} \quad \psi = \frac{0.351 + \frac{N(d - c') - Mf}{bh^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

➤ **Section entièrement tendue (SET)**

La section est dite entièrement tendue :

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, (l'effort Normale est un effort de traction)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c)$$

Les sections d'armatures sont

$$A_{st} = \frac{Nu \times g}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{Nu}{\sigma_{st}}$$

**Remarque**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{Nu - B \times f_{bu}}{M_u}$

Avec

B : Aire de la section du béton seul

$\sigma_{st}$  : contrainte de l'acier

- **Exemple de calcul pot (40x45)**

**Avec**

$$N_{max} = 1414.09 \text{ kN} \rightarrow M_{cor} = 3.313 \text{ kN.m}$$

**Calcul de l'excentricité (position du centre de pression)**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.313 \times 10^2}{1414.09} = 0.234 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = 19.5 \text{ cm}$$

$e_u = 0.234 \text{ cm} < h/2 - c' = 19.5 \text{ cm} \rightarrow$  Le centre de pression « Cp » se trouve à l'intérieur de la section délimitée par les aciers,

Donc :  $c'$  est une section entièrement comprimée (SEC)

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 0.234 + (19.5) = 19.734 \text{ cm}$$

**Calcul de la section d'armatures en flexion simple (armatures fictives)**

$$\text{Moment fictif (Mf)} : Mf = Nu \times g = 1414.09 \times 19.734 \times 10^{-2} = 279.05 \text{ Kn.m}$$

$$X = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times fbc = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.45 \times 14.2 = 325.51 \text{ KN.m}$$

$$Y = N_u (d - c') - Mf = 1414.09(0.42 - 0.03) - 279.05 = 272.44 \text{ KN.m}$$

**X > Y → Section partiellement comprimée (SPC)**

Moment réduit

$$\mu = \frac{Mf}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{279.05}{0.4 \times 0.42^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.278$$

$$\mu = 0.278 < \mu l = 0.372 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow (\text{ASC} = 0)$$

$$\mu = 0.278 \rightarrow \beta = 0.833$$

**Calcul de la section d'armatures en flexion composée (armatures réelles)**

$$A_{st} = \frac{Mf}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{279.05 \times 10^2}{0.833 \times 42 \times 348 \times 10^{-1}} = 22.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 22.92 - \frac{1414.09}{348 \times 10^{-1}} = -17.71 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1 / BAEL 91-99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{es \pm 0.455 \times d}{es \pm 0.185 \times d}$$

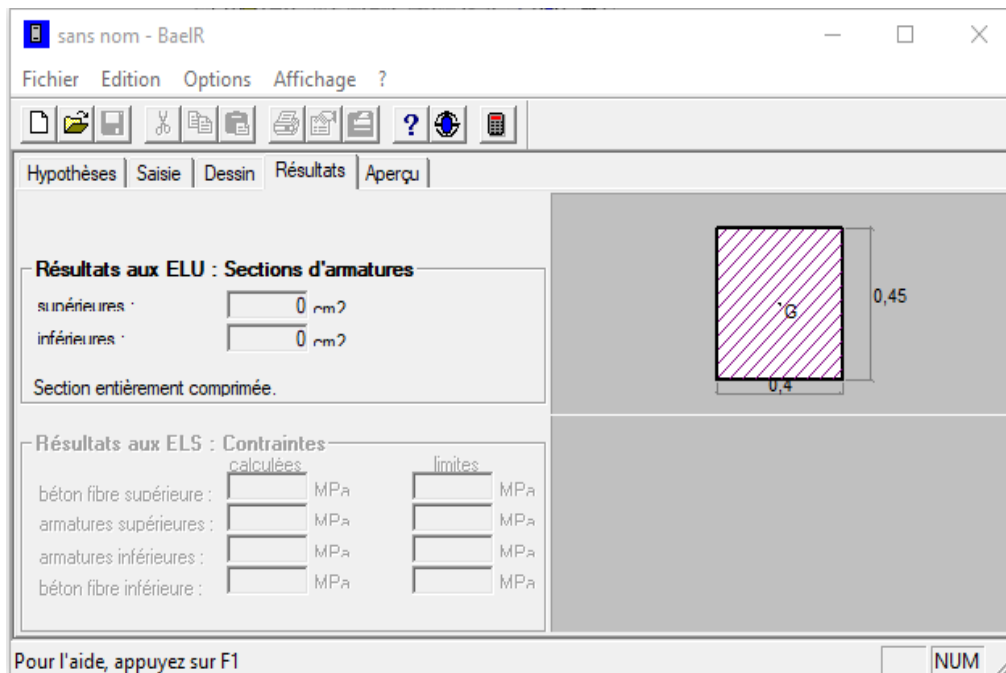
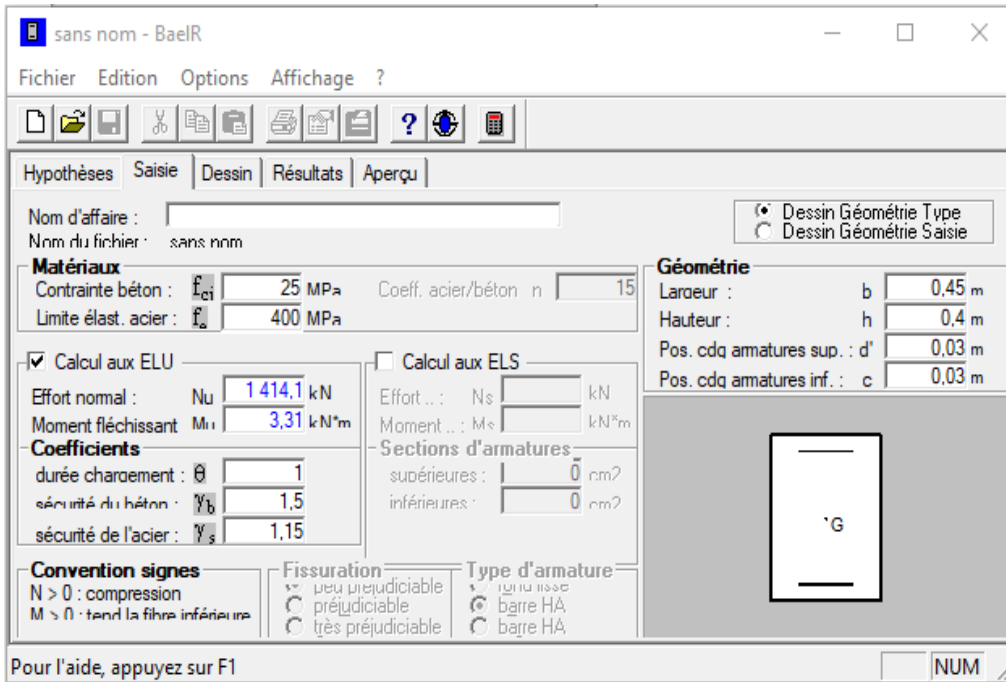
**Remarque**

Le calcul sera réalisé à l'aide de logiciel SOCOTEC

✓ **Présentation de l'logiciel**

SOCOTEC est un logiciel basé sur les principes de calcul du BAEL (Règles de Calcul des Structures en Béton Armé). Cependant, il est essentiel pour l'utilisateur de respecter certains paramètres afin d'assurer la précision des résultats.

Les conventions de signes pour les efforts normaux diffèrent entre les logiciels « ETABS » et « SOCOTEC » : dans « ETABS », les signes positifs indiquent des tractions et les signes négatifs des compressions, tandis que dans « SOCOTEC », les signes positifs correspondent à des compressions et les signes négatifs à des tractions



Section	Combinaison	N (kN)	M(kN)	nature	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>adopt</sub> ε (cm <sup>2</sup> )
<b>Pot (40x45)</b>	ELU	N <sub>max</sub> =1414.09	M <sub>3corr</sub> =3.313	SEC	0	0	14.4	4HA20 + 4HA12	17.09
	Q+G+Ey	N <sub>min</sub> =443.09	M <sub>2corr</sub> =4.238	SEC	0	0			
	G+Q+Ex	N <sub>corr</sub> =577.67	M <sub>3max</sub> =80.7 43	SEC	0	0			
<b>Pot (35x40)</b>	ELU	N <sub>max</sub> =574.38	M <sub>3corr</sub> =9.106	SEC	0	0	11.2	4HA14 + 4HA16	14.2
	Q+G+Ex	N <sub>min</sub> =45.71	M <sub>3corr</sub> =1.944	SEC	0	0			
	G+Q+Ex	N <sub>corr</sub> =238.6	M <sub>max</sub> =60.445	SPC	0	1.71			

**Tableau VI.5 :** Ferraillage des poteaux à l'ELU

## VI.6 Vérification a L'ELU

### 1. Les armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_{L_{\max}} = \frac{1}{3} 20 = 6.66 \text{ mm}$$

Avec

$\phi_{L_{\max}}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

**Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$**

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

On adoptera pour  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### 2. Espacements des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Selon le BAEL 91 modifiée 99 (Art A8.1.3)

$$\left[ \begin{array}{l} S_t \leq \min[15\phi_l; 50 \text{ cm}; (a+10) \text{ cm}] \\ S_t \leq [15 \times 1,2; 50 \text{ cm}; (35+10) \text{ cm}] \end{array} \right.$$

Avec

$a$  : c'est la petite dimension transversales

$$S_t \leq 18 \quad \longrightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

L'espacement des armatures transversales des poteaux pour **zone IIa** est calculé à l'aide de la formule suivante

- **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq (10\phi_l \text{ min} ; 15 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Dans la zone courante**

$$S'_t \leq 15\phi_l \text{ min} \rightarrow S'_t \leq 15 \times 12 = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec

$\phi_l \text{ min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales

### 3-Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art7, 4.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en % est donnée comme suit :

- ✓ Si  $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_{t \text{ min}} = 0,3\% S_t \times b_1$
- ✓ Si  $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_{t \text{ min}} = 0,8\% S_t \times b_1$
- ✓ Si  $3 \leq \lambda g \leq 5 \rightarrow$  interpoler entre les valeurs précédentes

Avec

$b_1$  : diamètre de la section du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement des poteaux ( $L_f = 0,7L_0$ )

Poteaux	Hauteur (he)	$L_f$ (m)	$\lambda_g$	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		A adopt (cm <sup>2</sup> )	Observation
				Zone courant $S_t=15$ cm	Zone nodal $S_t=10$ cm		
Pot (40x45)	3.23	2.261	5.65	1.8	1.2	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>	Condition vérifiée
	3.23	2.261	5.65	1.8	1.2		
	3.23	2.261	5.65	1.8	1.2		
Pot (35x40)	3.23	2.261	6.46	1.575	1.05		
	3.23	2.261	6.46	1.575	1.05		
	3.23	2.261	6.46	1.575	1.05		

Tableau VI.6 : Diamètre des armatures transversales

4- longueur d'ancrage (longueur de scellement) Art 6.1.22BAEL 91

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec

- ✓  $\tau_{su} = 0,6 \psi s^2 \times f_{t28}$
- ✓  $\psi s = 1,5$  pour les aciers à haute adhérence
- ✓  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

- Pour les HA12 :  $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 42.33 \text{ cm}$
- Pour les HA14 :  $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les HA16 :  $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 56.43 \text{ cm}$
- Pour les HA20 :  $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4[0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 70.55 \text{ cm}$

5. Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est :  $L = 40\phi$

- Pour les HA12 :  $l_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$
- Pour les HA16 :  $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$
- Pour les HA14 :  $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

6. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :  $\overline{\tau_{bu}} = \rho b \times f_{c28}$

Il faut que :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_{bu}$$

Avec

- $\rho b=0,075$  si  $\lambda g \geq 5$
- $\rho b=0,04$  si  $\lambda g \leq 5$

Poteau	he(m)	b(cm)	$\Delta g$	d(cm)	$T_u$ (kN)	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	observation
Pot(40x45)	3.23	0.40	5.65	0.42	51.45	0.028	1.875	C.V
	3.23	0.40	5.65	0.42		0.028	1.875	C.V
	3.23	0.40	5.65	0.42		0.028	1.875	C.V
Pot(35x40)	3.23	0.35	6.46	0.37	41.16	0.029	1.875	C.V
	3.23	0.35	6.46	0.37		0.029	1.875	C.V
	3.23	0.35	6.46	0.37		0.029	1.875	C.V

Tableau VI.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux

### VI.7 Vérification à L'ELS

#### 1. Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est pas nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

#### 2. Condition de condition non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)

$$A \geq A_{min} = 0,23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \quad ; \quad \text{Avec :} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Niveaux	$N_s$ (kN)	$M_s$ (kN.m)	$e_s$ (cm)	d (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
Pot(40x45)	-1029.58	-2.416	0.414	42	5.16	17.09	CV
	-156.11	4.419	-0.028	42	4.98		CV
	-517.65	26.838	-0.052	42	4.97		CV
Pot35x40)	-418.54	-6.616	0.016	37	3.85	14.2	CV
	-26.24	0.987	-0.038	37	3.83		CV
	-120.2	-37.831	0.315	37	3.96		CV

Tableau VI.8 : Vérification condition non fragilité

**VI.7.1 Vérification des contraintes à l'ELS**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à vérifier que les contraintes maximales supérieures et inférieures dans le béton  $\sigma_{bc}$  dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\overline{\sigma}_{bc}$  et  $\overline{\sigma}_{st}$

- Pour les aciers :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$
- Pour le béton :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS

- Si :  $es = \frac{Ms}{Ns} < h/6 \rightarrow$  section entièrement comprimée.
- Si :  $es = \frac{Ms}{Ns} > h/6 \rightarrow$  section partiellement comprimée

**1. Vérification d'une section entièrement comprimée**

-On calcule l'aire de la section homogène totale :  $s = bh + 15(A_s + A_s')$

-On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s'(0,5h - c') - A_s(d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + [A_s'(0,5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont

$$\sigma_{sup} = \frac{Ns}{s} + \frac{NS(eS - XG)(\frac{h}{2} - XG)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{Ns}{s} - \frac{NS(eS - XG)(\frac{h}{2} - XG)}{I}$$

**2 Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :  $Y_1 = Y_2 + L_C$

Avec

$Y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$Y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$L_C$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$Y_2$  : Est à déterminer par l'équation suivante :  $Y_2^3 + pY_2 + q = 0$

$$L_C = \frac{h}{2} - es \quad \text{et} \quad es = \frac{Ms}{Ns}$$

$$p = -3L_C^2 \frac{90A_s'}{b} (L_C - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_C')$$

$$q = -3L_C^2 \frac{90A_s'}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_C')$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcule } (\Delta) : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0 \rightarrow$  alors il faut calculer :

$$t=0,5(\sqrt{\Delta -q}) ; \quad u= t^{1/3} ; \quad y_2=u-\frac{p}{3u}$$

Si  $\Delta \leq 0 \rightarrow$  L'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cos(\varphi/3)$$

$$y_1^2 = a \cos(\varphi/3+2\pi/3)$$

$$y_1^2 = a \cos(\varphi/3+4\pi/3)$$

Avec

$$\cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{p}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + lc < h$

$$I = \frac{b}{s} y_1^3 + 15[A_s(d-y_1)^2 + A'_s(y_1+c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Niveau	Sollicitation	N <sub>s</sub> (kN)	M <sub>s</sub> (kN.m)	Es (m)	h/6	Nature	σ <sub>b</sub> sup (MPa)	σ <sub>b</sub> inf (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	OBS
<b>Entresol</b> <b>RDC</b> <b>1<sup>ère</sup> étage</b> <b>2<sup>ème</sup> étage</b>	N <sub>max</sub> - M <sub>corres</sub>	-1029.58	-2.413	0.414	7.5	SEC	1.67	4.7	15	C.V
	N <sub>min</sub> - M <sub>corres</sub>	-156.11	4.419	-0.028	7.5	SEC	2.53	2.67	15	C.V
	N <sub>corres</sub> - M <sub>max</sub>	-517.65	26.838	-0.052	7.5	SEC	2.55	3.8	15	C.V
<b>3<sup>ème</sup> étage</b> <b>4<sup>ème</sup> étage</b> <b>5<sup>ème</sup> étage</b>	N <sub>max</sub> - M <sub>corres</sub>	-418.54	-6.616	0.016	6.67	SPC	4.06	0	15	C.V
	N <sub>min</sub> -M <sub>corres</sub>	-26.24	0.987	-0.038	6.67	SEC	2.5	1.57	15	C.V
	N <sub>corres</sub> -M <sub>max</sub>	-120.2	-37.831	0.315	6.67	SEC	3.6	4.01	15	C.V

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

**VI.8 Ferraillage des poutres**

**VI.8.1 Introduction**

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

**VI.8.2 Recommandations du RPA99/version 2003 : (Art.7.5.2)**

**a) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ 4%  $b \times h$  en zone courante.
  - ✓ 6%  $b \times h$  en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40  $\varnothing$**  en zone **IIa**
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Dimensions des poutres (cm <sup>2</sup> )	A minimal 0,5% $b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	A maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone courants A max = 4% $bh$ (cm <sup>2</sup> )	Zone de recouvrement A max = 6% $bh$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale (30x40)</b>	6	48	72
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	5.25	42	63

**Tableau VI.10 : Section minimale des armatures longitudinales**

**b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par  $S_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :  
 $S_{t \max} = \min (h/4; 12\varnothing) \rightarrow$  en zone nodale  
 $S_t \leq h/2 \rightarrow$  en dehors de la zone nodale.

Avec

$\varnothing$ : Le plus petit diamètre utilise pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.8.3 Calcul des armatures**

**a- Armatures longitudinales**

Pour des raisons économiques, les dimensions des armatures des poutres sont établies en fonction de quatre principaux types d'éléments

- ✓ **P.P** : Poutres principales non reliées des voiles de contreventement.
- ✓ **P.Pv** : Poutres principales reliées aux voiles de contreventement.
- ✓ **P.S** : Poutres secondaires non reliées des voiles de contreventement.
- ✓ **P.Sv** : Poutres secondaires reliées aux voiles de contreventement.

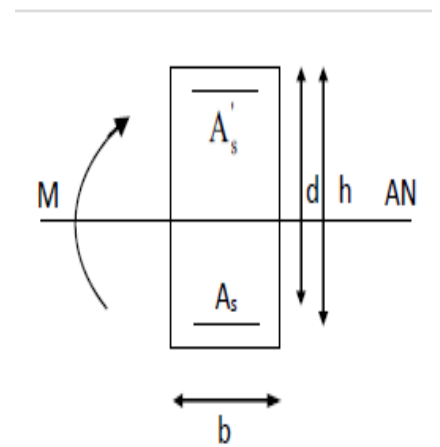
$$\mu_b = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_c 28}{\gamma_b}$$

Pour les FeE400

Si  $\mu_b < \mu$   $\longrightarrow$  Section simplement armée(S.S.A)

Si  $\mu_b > \mu$   $\longrightarrow$  Section doublement armée(S.D.A)



**Calcul du moment réduit limite «  $\mu_l$  »**

$$\left. \begin{array}{l} FE400 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \longrightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits «  $\mu_l$  » et «  $\mu$  », deux cas se présentent  $\mu < \mu_l = 0.392$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{tell que} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

Si  $\mu_b > \mu$   $\longrightarrow$  Section doublement armée(S.D.A)

$$M = M_1 + \Delta M$$

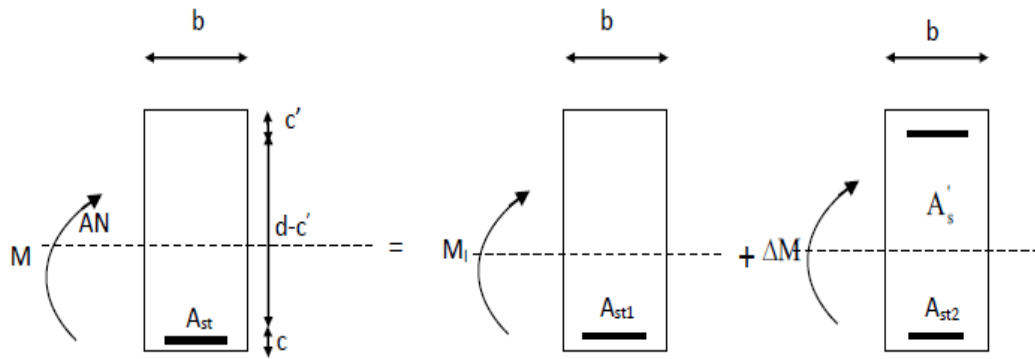
$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

**Finalement**

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{Mr}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_s} b$$

Armatures comprimées

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s}$$



**Nota :** en raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une destination sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles

- $M_{ELU}$  : Moment max à l'ELU.
- $M_{ACCI}$  : Moment max dans le cas accidentel

**VI.8.4 Ferraillage des poutres à l'ELU**

**-Détermination des moments fléchissant**

Les moments sur appuis (appuis supérieures et inférieures) et en travée (fibres supérieures et inférieures) en [kN.m]

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants

**a) Etudes des poutres principales (30x40)**

$$M_{t\ max} = 34. \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{a\ max} = -103.37\text{kN.m}$$

**Aux appuis**

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.fbc} = \frac{103.37 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.177 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.177 \quad \beta = 0.901$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{103.37 \times 10^3}{0.901 \times 37 \times 348} = 7.75\text{cm}^2$$

**Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34\text{cm}^2$$

**Condition de non fragilité (RPA99/ V2003)**

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$$

Soit **3 HA 14 (fil) + 3 HA 12 (chap) = 8.01(cm<sup>2</sup>)**

**En travée**

$$\mu_t = \frac{Mt}{b.d^2.fbc} = \frac{34.34 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.058 \quad ; \quad \beta = 0.970$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta.d.fbc} = \frac{34.34 \times 10^3}{0.970 \times 37 \times 400} = 2.39 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (RPA99/ V2003)**

$$A_{\min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA12 = 3.39 (cm<sup>2</sup>)**

	Position	M <sub>umax</sub> (kN.m)	Comp	μ	Type de section	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPa(cm <sup>2</sup> )	A adopté	Ferraillage
<b>PP</b>	<b>En travée</b>	34.34	GQEY	0.058	SSA	2.39	6	3.39	3HA14+ 3HA12
	<b>Aux appuis</b>	-103.37	GQEY	0.177		7.75		8.01	3HA14+ 3HA12
<b>PPv</b>	<b>En travée</b>	9.858	ELU	0.442		1.14		3.39	3HA12
	<b>Aux appuis</b>	-19.197	ELU	0.032		1.52		3.39	3HA12

**Tableau VI.11 : Ferraillage des poutres principales**

**b) Etude de Poutre secondaire (30x35)**

$$M_{t \max} = 50.77 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{a \max} = -61.05 \text{ kN.m}$$

**Aux appuis**

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.fbc} = \frac{61.05 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.139 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.139 \quad \beta = 0.924$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta.d.fbc} = \frac{61.05 \times 10^3}{0.924 \times 32 \times 400} = 5.16 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)**

$$A_{min}=0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.1592 \text{m}^2$$

**Condition de non fragilité (RPA99/ V2003)**

$$A_{min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{cm}^2$$

Soit **3HA 14 + 3HA12 = 6.78 (cm<sup>2</sup>)**

**En travée**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{50.77 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.116 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.116 \quad ; \quad \beta = 0.938$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{50.77 \times 10^3}{0.938 \times 32 \times 400} = 4.23 \text{cm}^2$$

**Condition de non fragilité (Art 4.2.1 .BAEL91 / 99)**

$$A_{min}=0.23 \times \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.1592 \text{cm}^2$$

**Condition de non fragilité (RPA99/ V2003)**

$$A_{min} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{cm}^2$$

Soit **3HA 14 + 3HA12=6.78 (cm<sup>2</sup>)**

	Position	M <sub>umax</sub> (kN.m)	Comp	μ	Type de section	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A adopté	Ferraillage
PS	En travée	50.77	GQEx	0.116	SSA	4.23	5.25	4.62	3HA14
	Aux appuis	-61.05	GQEx	0.139		5.16		6.78	3HA14+ 3HA12
PSv	En travées	0.857	GQEX	0.002		0.077		3.39	3HA10
	Aux appuis	-2.0361	GQEX	0.005		0.183		3.39	3HA10

**Tableau VI.12 : Ferraillage des poutres secondaires**

**VI.8.5 Vérifications à l'ELU**

**1. La condition de non fragilité (Art A.4.2-1 BAEL91/99)**

La section des armatures calculées doit vérifier la condition suivant : Aadoptée ≥ Amin

	Aadoptée(cm <sup>2</sup> )		Amin(cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Poutre principale (30x40)</b>	En travée	3.39	$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 21}{4000} = 1.34$	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01		Condition vérifiée
<b>Poutre principale voile (30x40)</b>	En travée	3.39	$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 21}{4000} = 1.34$	Condition vérifiée
	Aux appuis	3.39		Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire Voile (30x35)</b>	En travée	3.39	$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 21}{4000} = 1.16$	Condition vérifiée
	Aux appuis	3.39		Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	En travée	4.62	$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 21}{4000} = 1.16$	Condition vérifiée
	Aux appuis	6.78		Condition vérifiée

**Tableau VI.13 :** Vérification condition non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \quad (\text{flexion simple})$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 185d} \right) b \cdot d$$

**2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91/99)**

On doit vérifier la relation  $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \tau_u'$

Avec

$T_u^{max}$  : effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

Poutres	$T_{max}(kN)$	b (cm)	d (cm)	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	Observation
<b>Poutre principale</b>	79.63	30	37	0.072	3.33	<b>C.V</b>
<b>Poutre secondaire</b>	43.44	30	32	0.039	3.33	<b>C.V</b>

**Tableau VI.14 :** Vérification aux cisaillements

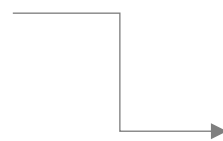
**3. Influence de l'effort tranchant**

**• Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91/99)**

On doit vérifier la relation :  $T_u^{max} \leq T_u' = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	T <sub>max</sub> (kN)	b (cm)	d (cm)	Fc28(MPa)	T <sub>u</sub> '(kN)	Observation
Poutre principale	79.63	30	37	25	666	Condition vérifiée
Poutre secondaire	43.44	30	32	25	576	Condition vérifiée

Tableau VI.15 : Influence sur béton



**Poutre principale**

$$T_u' = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 300 \times 370 \times 25}{1.5} \times 10^{-3}$$

T<sub>u</sub>' = 666 KN

• Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91/ 99)

On doit vérifier la relation :  $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u - \frac{M_u}{0.9d})$

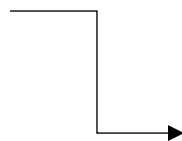
Lorsqu'on droit d'un appui  $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) > 0$  on doit prolongé au-delà de l'appareil de l'appui, une

section d'armature pour équilibrer un moment égale a  $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u - \frac{M_u}{0.9d})$

si  $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) > 0$  donc la vérification n'est pas nécessaire

Poutres	$T_u - \frac{M_u}{0.9d}$
Poutre principale	$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 79.63 - \frac{34.34}{0.9 \times 37} = 78.59$
Poutre secondaire	$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 43.44 - \frac{50.77}{0.9 \times 32} = 41.68$

Tableau VI.16 : influence sur béton



**Observation :** toutes les poutres vérifient cette condition  $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) > 0$  donc la vérification n'est pas nécessaire

et les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

4. Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres (Art A.6.1.3 BAEL91/99)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation suivante  $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec  $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{ij} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$  :

$\sum ui$  : la somme des périmètres  $\sum ui = n \times \pi \times \phi$   
 $\psi_s = 1.5$  coefficient de scellement HA

Poutres	Effort tranchant $T_{max}$ (kN)	d (cm)	$\sum ui = n \times \pi \times \phi$	$\tau_{se}$ (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
Poutre principale	79.63	37	22.608	1.06	3.15	C.V
Poutre secondaire	43.44	32	30.144	0.500	3.15	C.V

Tableau VI.17 : Vérification de l'adhérence des barres

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité

**Poutre secondaire**

$\sum ui = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.61$

$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9 \times d \times \sum ui} = \frac{43.44 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226.1} = 0.066$

**5. Ancrage des armatures (Art A.6.1.22 BAEL91/99)**

$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$  avec  $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $L_a = 0.4 L_s$  pour les aciers HA.

Section d'armatures	$L_s$ (cm)	$L_a$ (cm)
Pour HA14	$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 21)} = 49.38 \text{ cm}$	$L_a = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$ On prend $L_a = 20 \text{ cm}$
Pour HA12	$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times (0.6 \times 1.5^2 \times 21)} = 42.32 \text{ cm}$	$L_a = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$ On prend $L_a = 18 \text{ cm}$

Tableau VI.18 : Ancrage des armatures

**VI.8.6 Vérification du RPA99/version 2003**

**1. Armatures longitudinale (Art 7.5.2.1 RPA 99/ 2003)**

Le pourcentage minimale des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est

$A_{min} = 0.5\% h.b$  (cm<sup>2</sup>) en toute section

	Section	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopte (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
<b>Poutre principale (30x40)</b>	<b>En travée</b>	2.39	3.39	6	Condition vérifiée
	<b>Aux appuis</b>	7.75	9.24	6	Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	<b>En travée</b>	4.23	5.69	5.25	Condition vérifiée
	<b>Aux appuis</b>	5.16	6.78	5.25	Condition vérifiée

Tableau VI.19 : Vérification des armatures longitudinale

**Poutres principales**

En travée : A<sub>calculée</sub> = 2.39cm<sup>2</sup> → A<sub>adoptée</sub> = 3.39cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> du RPA

Aux appuis : A<sub>calculée</sub> = 7.75cm<sup>2</sup> → A<sub>adoptée</sub> = 9.24cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> du RPA

Toutes les sections sont vérifiées par apport à la section minimale des aciers du RPA

**2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ 2003)**

- **Calcul des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante  $\phi_t < \min \frac{h}{35}; \phi_1 \frac{b}{10}$   
 $\phi_1$  : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

	$\phi_t < \min \frac{h}{35}; \phi_1 \frac{b}{10}$		
<b>Poutre principale (30x40)</b>	$\phi_t < \min(1.14; 1.4; 4)$	$\phi_t=8\text{mm}$	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	$\phi_t < \min(1; 1.2; 3)$	$\phi_t=8\text{mm}$	4HA8=2.01cm <sup>2</sup>

Tableau VI.20 : Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Poutres	St(cm)		At = 0.003 x St x b	Ferraillage
<b>Poutre principale (30x40)</b>	Zone nodale $St \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi)$	10	0.9	4HA8(étrier +cadre $\phi$ 8=2.01cm <sup>2</sup> )
	Zonz courante $St \leq \frac{h}{2}$	20	1.8	4HA8 étrier +cadre $\phi$ 8=2.01cm <sup>2</sup>
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	Zone nodale $St \leq \min(\frac{h}{4} ; 12\phi)$	10	0.72	4HA8 étrier +cadre $\phi$ 8=2.01cm <sup>2</sup>
	Zonz courante $St \leq \frac{h}{2}$	15	1.35	4HA8 étrier +cadre $\phi$ 8=2.01cm <sup>2</sup>

Tableau VI.21 : Armatures transversales minimales

Donc on choisira un cadre + un étrier soit:  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$   
 Aadoptée = 2.01 cm<sup>2</sup> > A<sub>tmin</sub> dans les cas poutre donc cette condition est vérifiée  
 Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**3. Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA 99/2003)**

Dans le cas de poutre secondaire la longueur de la zone nodale (L') égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée  $L'=2h$

$h' = \max(\frac{he}{6} ; b1 ; h1 ; 60cm)$

Avec **h** : hauteur de la poutre

**b1 et h1** : dimension du poteau

he : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

Poutres	$h' = \max(\frac{he}{6} ; b1 ; h1 ; 60cm)$		$L' = 2 \times h$
<b>Poutre principale (30x40)</b>	$h' = \max(54 ; 40 ; 45 ; 60cm)$	60cm	$L' = 2 \times 40 = 80cm$
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	$h' = \max(54 ; 35 ; 40 ; 60cm)$	60cm	$L' = 2 \times 35 = 70cm$

Tableau VI.22 : Délimitation de la zone nodale

**VI.8.7 Vérification à L'ELS**

**1. Etat limite d'ouvertures des fissures**

La fissure dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire  $\longrightarrow$  fissuration peu préjudiciable

## 2. Vérification des contraintes

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

La contrainte dans les aciers doit vérifier cette relation

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta \times d} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Avec  $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} \longrightarrow (K1 ; \beta_1) \longrightarrow$  à partir du tableau à L'ELS  
 $A_{st}$  : la section d'armature adopté

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91/99)**

La contrainte dans le béton doit vérifier la relation suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats des vérifications sont mentionnés dans le tableau suivant

Poutres		$M_{s\ max}$ (kN)	$\rho$	B	K1	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	d(cm)	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	OBS	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma}_{st}$	OBS
<b>Poutre principale (30x40)</b>	En travée	29.99	0.305	0.913	42.47	3.39	37	6.16	15	<b>C.V</b>	261.88	348	<b>C.V</b>
	Aux appuis	-62.004	0.832	0.870	23.46	9.24	37	8.88		<b>C.V</b>	208.46		<b>C.V</b>
<b>Poutre principale V (30x40)</b>	En travée	5.987	0.204	0.927	53.49	2.26	37	1.44		<b>C.V</b>	77.24		
	Aux appuis	-13.94	0.204	0.927	53.49	2.26	<b>37</b>	1.44		<b>C.V</b>	77.24		
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	En travée	12.154	0.592	0.886	28.86	5.69	32	2.61	15	<b>C.V</b>	75.34	348	<b>C.V</b>
	Aux appuis	-58.61	0.706	0.878	25.98	6.78	32	11.84		<b>C.V</b>	307.67		<b>C.V</b>
<b>Poutre secondaire V (30x35)</b>	En travée	0.635	0.141	0.938	65.64	1.57	32	0.205		<b>C.V</b>	13.47		
	Aux appuis	-2.0361	0.141	0.938	65.64	1.57	32	0.66		<b>C.V</b>	43.21		

Tableau VI.23 : Vérification des contraintes

**3. Etat limite de déformation (flèche) (Art B.6.5 BAEL 91/99)**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petit par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir de logiciel ETABS doivent vérifiées cette relation

L : la plus grande portée des poutres dans chaque des deux sens

**➤ Sens des poutres principales**

La flèche admissible : la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur

$$L=437-25=412\text{cm}$$

$$F_{\text{etabs}} = 0.0049 \leq F = 0.5 + \frac{l}{500} = 1.324\text{cm}$$

**➤ Sens des poutres secondaire**

La flèche admissible : la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur

$$L=385-25=360\text{cm}$$

$$F_{\text{etabs}} = 0.0137 \leq F = 0.5 + \frac{l}{500} = 1.22\text{cm}$$

**Conclusion**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens

**VI.9 Ferraillage des voiles**

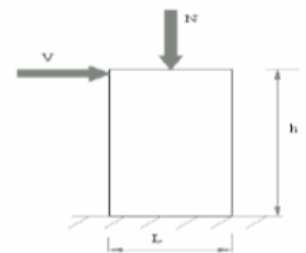
**VI.9.1 Introduction**

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charge et surcharge) et horizontales (séisme) .

Le **RPA99/version 2003 (Article.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles dans chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou bien 14m de hauteur dans la **zone IIa** (moyenne sismicité). Le ferraillage des voiles s’effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99/Version 2003**

Ils seront ferraillés en flexion composée sous l’action des sollicitations verticales et horizontale. Leurs ferraillages est composée de trois (3) types d’armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales



**VI.9.2 Les sollicitations engendrées dans le voile sont**

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l’action du séisme.

Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d’exploitations et la charge sismique.

- **Les calculs prendront en compte trois types de sollicitations**

- L'effort normal maximal avec le moment correspondant.
- L'effort normal minimal avec le moment correspondant.
- Le moment fléchissant maximal avec le moment correspondant

Selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99**) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

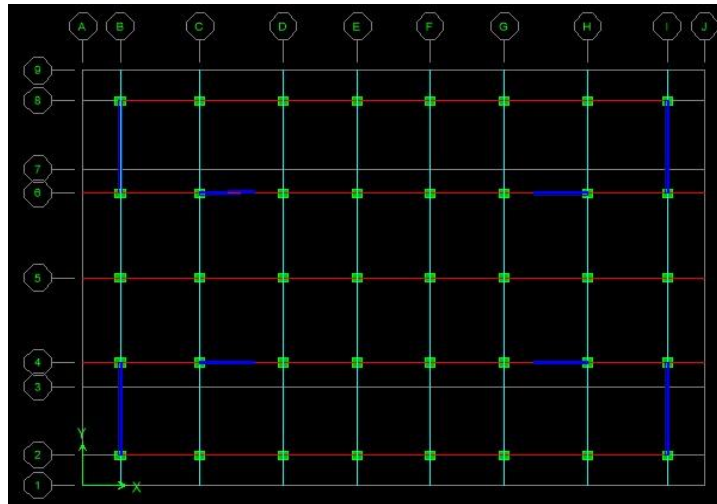
Selon BAEL91/99		Selon RPA99/2003	
<b>ELU</b>	1.35G+1.5Q	<b>RPA99/2003</b>	G+Q±E
<b>ELS</b>	G+Q	<b>RPA99/2003</b>	0.8G±E

Nous allons subdivisés le bâtiment en 2 Zones

**Zone 1** : Entre sol

**Zone 2** : RDC, ET1,ET2 , ET3, ET4, ET5

- ✓ Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



**VI.9.3 Comportement d'un voile**

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent

- Voile élancé  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court  $\frac{h}{l} < 1.5$

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des voiles en citant la méthode des bandes et la méthode classique. La méthode utilisée est la méthode classique, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables

**VI.9.3.1 Exposition de la méthode ce calcul**

**1. Calcul de l'excentricité  $e = \frac{M}{N}$**

Avec

M : moment fléchissant

N : effort normal

**2. Détermination des diagrammes des contraintes**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N.M) en utilisant les formules suivantes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec

M : moment fléchissant

N : effort normal

M et N sont déterminés à partir de logiciel

B : section du béton (B=L<sub>voile</sub> × ep)

I : moment d'inertie du voile  $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{ep \times L^3}{12}$

V et V' : bras de levier  $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présente

- Section entièrement comprimé (S.E.C)

- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme des efforts normaux	La longueur de la zone tendue
<p><b>S.E.T</b>  <math>\sigma_{max}, \sigma_{min} &gt; 0</math></p>		$L_t = L_{voile}$
<p><b>S.E.C</b>  <math>\sigma_{max}, \sigma_{min} &lt; 0</math></p>		$L_t = 0$
<p><b>S.P.T</b>  <math>\sigma_{max} &gt; 0</math>  <math>\sigma_{min} &lt; 0</math></p> <p><b>S.P.C</b>  <math>\sigma_{max} &lt; 0</math>  <math>\sigma_{min} &gt; 0</math></p>		<p>suivante</p> $L_t = L - L_c$

Tableau VI.24 : Diagrammes des contraintes obtenues

### 3. Calcul de la longueur de la zone comprimée et la zone tendue

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile. Trois cas se présentent :

- Faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de **10cm** et un enrobage de **5cm**.
- Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à  $\frac{L}{10}$
- Enfin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue

La longueur de la zone comprimée est donnée par la formule

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

La longueur de la zone tendue est donnée par cette formule  $L_t = L - L_c$

### VI.9.4 Ferraillage des voiles

#### VI.9.4.1 Calcul des sections d'armatures

- **Armatures verticales**

Selon la nature de la section on procède à un calcul classique en flexion composée, il suffit juste déterminer  $L_t$  et  $N_t$  et  $M$  à relever du logiciel ETABS

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_v = \frac{N - b \times h \times \psi \times f_{bc}}{\sigma_s}$ ou $A_v = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c) \sigma_s}$
S.P.C	$A_v = \frac{N \times g}{(d - c) \sigma_s}$
S.E.T	$A_v = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \pm \frac{M_t}{100 \times \sigma_s}$

**Tableau VI.25:** Armature verticales

- **Ferraillage minimale des Armatures verticales (Art 7.7.4.1/RPA99 /2003)**

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% de la section

- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

- ✓ **Selon RPA : (Art 7.7.4.1/RPA99 /2003)**

La section d'armatures minimale

$$A_{min} \geq A = 0.002B$$

- ✓ **Selon BAEL : (Art A4.2.1BAEL 91/99)**

La section d'armatures minimale

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec

$e_s$ : excentricité à l'ELS

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- ✓ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- **Armatures horizontaux (Art 7.7.4.2 / RPA99/2003)**
- ✓ **Selon RPA : (Art 7.7.4.2 RPA99/2003)**
  - ✓ Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à **135°** ayant une longueur de **10φ**. les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.
 

$$\left[ \begin{array}{l} A_v \text{ et } A_H > 0.15\%B \text{ Globalement dans la section du voile. (B = L_{voile} \times E_p) \\ A_v \text{ et } A_H > 0.10\%B \text{ En zone courante. (B = L_c \times E_p) \end{array} \right.$$
  - ✓ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
  - ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- ✓ **Selon BAEL : (Art A.8.2,4/BAEL91/99)**

Les armatures horizontales sont données par cette formule :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

Avec

$A_v$  : Section des armatures verticales.

- **Armatures transversales (Art 7.7.4.3/RPA99/2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'**Article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec  $T$  = effort tranchant majoré  $T + 1.4 L V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité des bouts de voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celles-ci est  $> 4HA10$

- **Espacement**

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Avec  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

- **Longueur de recouvrement**

Elle doit être égale à :

**40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

**20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

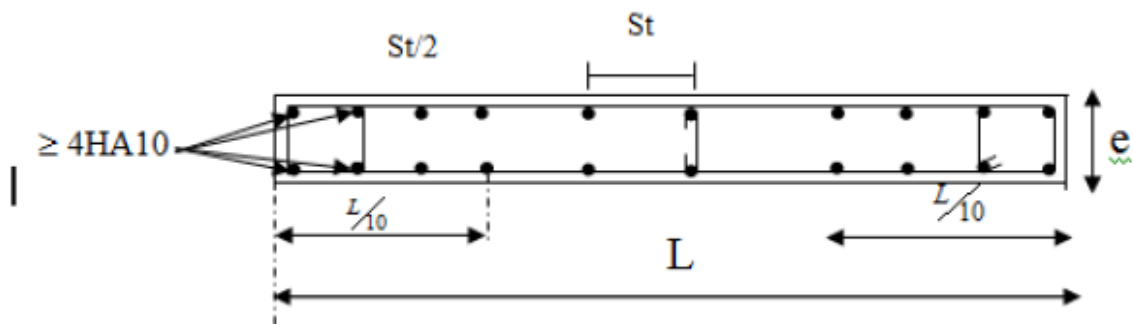


Figure VI.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

### VI.9.5 Vérification à L'ELU

- **Zone tendue**

On doit vérifier

➤ Selon RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 /2003)

Les armatures minimales  $A_{\min} \geq 0.002B$

➤ Selon BAEL (Art A4.2.1BAEL 91/99)

Les armatures minimales  $A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{28} \times \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$

Avec  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

Avec

A : Section minimale d'aciers tendus

$f_{t28}$  : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

$F_e$  : Contrainte limite élastique des aciers

$e_s$  : Excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : Hauteur utile

b : Largeur de la section de béton

$A_{min} = \max (A_{min} \text{ du RPA ; } A_{min} \text{ du BAEL})$

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :  $A_{adoptée} \geq A_{min}$

- **Globalement dans le voile : (Art 7.7.4.2 RPA99/2003)**

On doit vérifier

$$A_{total} \text{ de voile} \geq 0.15\% \times B$$

Avec

**B**: section du voile ( $B = L \times ep$ )

**Zone courante : (Art 7.7.4.2 RPA99/2003)**

On doit vérifier

$$A_{total} \text{ courante} \geq 0,10\% \times B$$

Avec

**B**: section du voile ( $B = Lc \times ep$ )

**Lc** =  $L - 2L/10$  : La longueur de la zone courante

**Exigée par le BAEL**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

### VI.9.6 Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_{adopte}} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée.

#### 1. Vérification de la contrainte de cisaillement

- **D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99/2003)**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \times f_{c25} = 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 \times T$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute

➤ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91/99)

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15.f_c28}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right)$$

Avec

$\bar{\tau}_u$ : contrainte de cisaillement admissible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15.f_c28}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.15} ; 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{MPa}$$

❖ Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal **L= 4.37 m**

a) Caractéristique géométriques

L(m)	ep(m)	B(m <sup>2</sup> )	L(m <sup>4</sup> )
<b>4.37m</b>	<b>0.15m</b>	<b>0.66m</b>	<b>1.043</b>

→

**Calcul d'inertie**  
 $I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{ep \times 4.37^3}{12} = 1.043\text{m}$

**Calcul de la section**  
 $B = L \times ep = 4.37 \times 0.15 = 0.66\text{m}^2$

Les contraintes les plus défavorables sont

**On a** M=4.52kN.m

N=-100kN (N est un effort de compression)

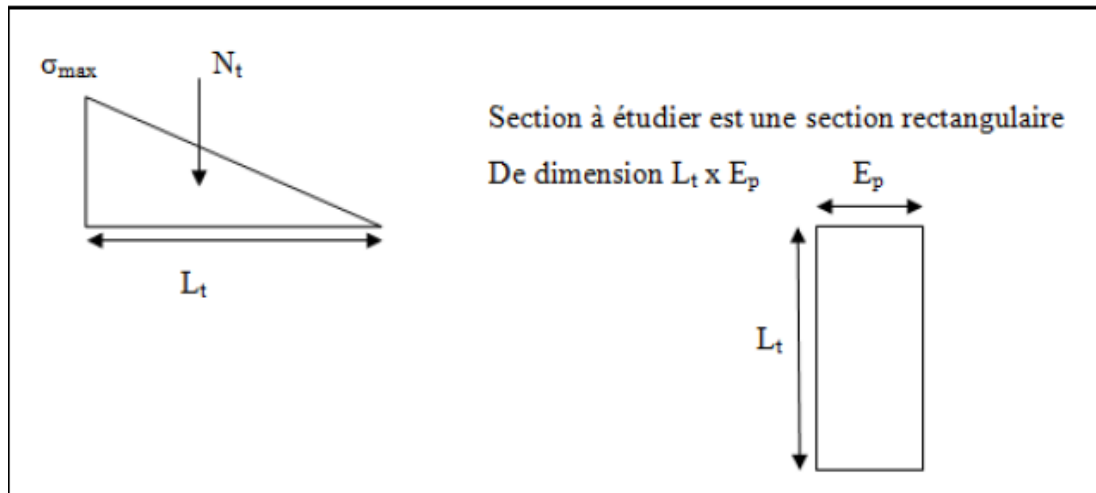
$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-100}{0.66} + \frac{4.52 \times 2.185}{1.043} = -151.52 + 9.47 = -142.05\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I} = \frac{-100}{0.66} - \frac{4.52 \times 2.185}{1.043} = -151.52 - 9.47 = -161\text{KN/m}^2$$

**b) Calcul de la longueur de la zone tendue**

$$L_c = L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times l = \frac{142.05}{142.05 + 161} \times 4.37 = 2.05\text{m}$$

D'où:  $L_t = L - L_c = 4.37 - 2.05 = 2.32\text{m}$



**On a**  $N_t = \frac{\sigma_t \times L_t}{2} \times e_p = \frac{142.05 \times 2.32}{2} \times 0.15 = 24.72 \text{ kN}$

**Donc**  $M = 4.52 \text{ kN.m}$

$N_t = 24.72 \text{ kN}$

$e = \frac{M}{N_t} = \frac{4.52}{24.72} = 0.182 \text{ m}$

$\frac{h}{2} - c = 2.155 \text{ m}$

$e = \frac{M}{N_t} = 0.182 < \frac{h}{2} - c = 2.155 \text{ (SEC)}$

**Il faut calculer**

Moment fictif

$M_{tf} = N_t \times g = 24.72 \times 2.337 = 57.77 \text{ KN.m}$

$g = \frac{h}{2} - c + e = 2.337 \text{ m}$

**Calcul de  $\mu$**

$\mu = \frac{M_{tf}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{57.77 \times 10^6}{150 \times 4340^2 \times 21.74} = 0.001 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{(SSA)}$

$\beta = 0.999$

Calcul des armatures de la zone tendue

Les armatures fictives

$A_{tf} = \frac{M_{tf}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57.77 \times 10^6}{0.999 \times 4340 \times 400} = 3.33 \text{ mm}^2 = 0.033 \text{ cm}^2$

Les armatures réelles

$A_{st} = A_{tf} + \frac{N_t}{400} = 0.033 + 0.0618 = 0.095 \text{ cm}^2$

Calcul des Armatures de coutures

$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T_u}{400} = \frac{1.1 \times 0.406 \times 10^3}{400} = 1.117 \text{ cm}^2$

Effort tranchant majoré :  $T = 1.4 \times V_u = 1.4 \times 0.29 = 0.406 \text{ kN}$

Cette quantité doit être ajoutée à la section d'armature  $A_{st}$  calculée

$$A_{v \text{ calculée}} = A_{st} + A_{vj} = 0.095 + 1.117 = 1.212 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section nécessaire pour une seule nappe : } A_s = \frac{A_v \text{ calculée}}{2} = 0.606 \text{ cm}^2$$

**Calcul des armatures minimales**

➤ **Selon RPA**

Les armatures minimales :

$$A_{min} \geq A = 0.002B = 0.002 \times L_t \times E_p = 0.002 \times 23.2 \times 15 = 0.696 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 0.15\%B = 0.0015 \times L_{voile} \times E_p = 0.0015 \times 437 \times 15 = 9.83 \text{ cm}^2$$

$$A_v > 0.10\%B = 0.0010 \times L_c \times E_p = 0.31 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon BAEL**

Les armatures minimales

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \left[ \frac{0.007 - 0.455 \times 434}{0.007 - 0.185 \times 434} \right] 15 \times 434 = 19.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max (A_{min} \text{ du RPA} ; A_{min} \text{ BAEL}) = 19.21 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{adoptée} = \max (A_v \text{ calculée} ; A_{min})$

Les sections adoptées sont

Pour une nappe soit : **4HA14 = 6.16 cm<sup>2</sup>**

Pour deux nappes soit : **8HA14 = 12.32 cm<sup>2</sup>**

**c) Espacement**

En zone courante :  $S \leq \min \{1.5e, 30 \text{ cm}\} = 22.5 \text{ cm}$

Soit : **S<sub>t</sub> = 15 cm** en zone courante

En zone d'extrémité c'est  $\frac{S_t}{2} = \mathbf{10 \text{ cm}}$  (espacement du potelet)

$$d = L - 5 - S/2 = 437 - 5 - 66/2 = 399 \text{ cm.}$$

**Armatures horizontaux**

➤ **Selon RPA**

$$A_H > 0.15\%B = 0.0015 \times L_{voile} \times E_p = 0.0015 \times 437 \times 15 = 9.83 \text{ cm}^2$$

$$A_H > 0.10\%B = 0.0010 \times L_c \times E_p = 0.31 \text{ cm}^2$$

**Selon BAEL**

$$\text{Section des armatures horizontales } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Donc: la section des armatures horizontales est:  $AH = 1.54cm^2$

Les sections adoptées sont:

Pour une nappe soit:  $5HA12 = 5.85cm^2$

Pour deux nappes soit:  $10HA10 = 7.86 cm^2$

**Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

**VI.9.7 Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns}{B+15 \times A_{adopt}} = \frac{287.88 \times 10^3}{150 \times 4370 + 15 \times 6.16 \times 10^2} = 4.33 MPa < 15 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{\tau}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement a L'ELU**

➤ **D'après l'RPA**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 MPa$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} = \frac{0.406 \times 10^3}{4.34 \times 150 \times 4370} = 0.0001 < 5 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**D'après le BAEL**

$$\bar{\tau}_u \tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}; 4 MPa\right) = 3.26 MPa$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{1.4 \times 10^3}{150 \times 4370 \times 4.34} = 0.0005 < 3.26 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **L'utilisation du logiciel ETABS pour extraire les efforts internes**

- a- Chaque voile doit avoir un nom dans l'ETABS
- b- la sélection se fait par zone selon la section des poteaux

**Zone I** : RDC, ET1, ET2

**Zone II** : ET3, ET4, ET5

- c- après avoir sélectionné les voiles considérer on procède de cette manière pour extraire les efforts internes (N-M-V)

On clique sur

**Display** → **show table** → **Area output** → **Area element forces**

**On sélection les combinaisons**  $\left\{ \begin{array}{l} 0.8G+E \\ G+Q+E \\ ELU \end{array} \right.$  → **OK** → **OK**

Les voiles sont ferraillés en flexion composée donc on prend les valeurs suivantes

$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}} \rightarrow V_{\text{corres}}$

$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}} \rightarrow V_{\text{corres}}$

$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}} \rightarrow V_{\text{corres}}$

On refait la même opération pour extraire les valeurs des efforts internes à l'ELS

## VI.10 Calcul du ferrailage des voiles et les vérifications a l'ELU et à l'ELS

### 1. Calcul des contraintes

- Voile transversales

Voile  $V_T$  :  $e_p=0.15\text{m}$   $L=4.37\text{m}$   $B=0.66\text{m}^2$   $I=1.043\text{m}^4$

	Sollicitation	Combinaison	N(kN)	M(kN.m)	$V_u$ (kN)	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	Nature
Zone I	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	GQEY	-918.48	-1.19	-0.65	-1396.64	-1386.64	SEC
	$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	GQEY	391.55	0.99	0.41	597.41	589.11	SET
	$M^{\max}-N^{\text{corr}}$	GQEY	4.52	-100	0.29	-412.53	425.43	SPC
Zone II	$N^{\max}-M^{\text{corr}}$	GQEY	-320.55	0.15	0.11	-210.93	-212.19	SEC
	$N^{\min}-M^{\text{corr}}$	GQEY	49.25	2.02	1.32	83.08	66.157	SET
	$M^{\max}-N^{\text{corr}}$	GQEX	8.55	-44.59	-0.12	-173.87	199.57	SPC

Tableau VI.26: Calcul des armatures

VI.10.1 Calcul de ferraillage du voile

❖ Les armatures verticales

Zone	L <sub>t</sub> (m)	N <sub>t</sub> (kN)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ji</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> /2 (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vcalcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vmax</sub>	Zone nodale	Zone courante	Ferraillage pour une seule nappe	A <sub>v</sub> adopté
Zone I	2.18	227.94	2.99	0.025	0.025	0.012	19.21	1.51	4.89	15	10	4HA14	6.16
	2.18	647.8	9.76	0.016	0.016	0.008	19.21	4.89					
	2.32	24.72	0.1	1.12	1.12	0.56	19.21	.0606					
Zone II	2.19	531.47	7.67	0.0042	0.0042	0.0021	19.22	3.84	8.20	15	10	6HA14	9.23
	2.06	81.22	1.21	0.051	0.051	0.026	19.22	0.63					
	2.57	15.51	8.20	0.0046	0.0046	0.0023	19.22	8.20					

Tableau VI.27 : Calcul des armatures verticales

❖ Les armatures horizontales et les armatures transversales

Zone	$A_H = A_v / 4$ (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> exigé par RPA		A <sub>H max</sub> (cm <sup>2</sup> ) pour une seule nappe	Ferraillage pour une seule nappe	A <sub>H</sub> adopté	Espacement		Armatures transversales
		Zone courante A <sub>H</sub> > 0.10%B	Globalement des voiles A <sub>H</sub> > 0.15%B				Zone courante	Zone nodale	
zoneI	1.54	0.033	0.098	1.54	<b>5HA12</b>	5.65	15	10	<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>
ZoneII	1.54	0.032	0.098	1.54	<b>5HA12</b>	5.65	15	10	<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>

Tableau VI.28 : Calcul des armatures transversales

**Ferraillage adoptée pour les deux nappes**

**Armatures verticales :**

8HA14 = 16.13 cm <sup>2</sup>	}	<b>Avec St=10cm</b>
12HA14 = 18.46 cm <sup>2</sup>		

**Armatures horizontales : 10HA12 = 7.84 cm<sup>2</sup> Avec : St = 15cm**

**Armatures transversales : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> Avec : St = 15 cm**

VI.10.2 Les vérification à L'ELU et à L'ELS

Zone	A <sub>vadopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	ELU					ELS			
		Armatures minimales			τ <sub>b</sub> (MPa)	τ <sub>u</sub> (MPa)	OBS	N <sub>s</sub> (KN)	Σb (MPa)	OBS
		Zone tendue A <sub>v</sub> >0.20%B	Zone Courante A <sub>v</sub> >0.10%B	Globalement du voile A <sub>v</sub> >0.15%B	τ <sub>b</sub> '= 5 (MPa)	τ <sub>u</sub> =3.26 (MPa)		σ <sub>b</sub> =15 (MPa)		
ZoneI	6.16	0.654	0.033	0.098	0.032	0.021	C.V	- 287.88	4.33	C.V
ZoneII	9.23	0.654	0.032	0.098	0.005	0.004	C.V	- 141.42	0.212	C.V

Tableau VI 29 : Vérification à l'ELU et à l'ELS

- Voile longitudinal

## 1. Calcul des contraintes

Voile VL:  $e_p=0.15m$   $L=2.02m$   $B=1.63m^2$   $I=0.10303m^4$

	solicitation	Combinaison	N(kN)	M(kN.m)	V <sub>u</sub> (kN)	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Nature
Zone I	N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup>	GQEX	- 1499.53	-0.92	-0.52	- 928.98	- 910.94	SEC
	N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup>	GQEY	673.36	0.62	0.32	419.18	407.02	SET
	M <sup>mx</sup> -N <sup>corr</sup>	GQEY	-320.31	-12.19	-7.27	-316	-77.01	SEC
Zone II	N <sup>max</sup> -M <sup>corr</sup>	GQEX	-502.64	-0.73	-0.45	- 315.53	- 301.21	SEC
	N <sup>min</sup> -M <sup>corr</sup>	0.8GQEY	215.51	0.79	0.5	170.95	155.47	SET
	M <sup>mx</sup> -N <sup>corr</sup>	GQEY	- 71.88	18.68	8.82	139.03	- 227.21	SPT

Tableau VI 30 : Calcul des contraintes

2. Les armatures verticales

Zon e	$L_t$ (m)	$N_t$ (kN)	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{ji}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v/2$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{vcalcul}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{vmax}$	Zone nodale	Zone courante	Ferrailla ge pour une seule nappe	$A_v$ adopté
<b>Zon e I</b>	1.84	128.2	6.28	0.02	0.02	0.01	8.91	0.01	0.56	15	10	<b>2HA10</b>	<b>1.57</b>
	0.99	32.12	0.93	0.012	0.012	0.006	8.91	0.006					
	0.4	9.48	0.51	0.28	0.79	0.56	8.91	0.56					
<b>Zon e II</b>	0.99	23.43	0.31	0.017	0.017	0.017	8.81	0.017	1.06	15	10	<b>2HA10</b>	<b>1.57</b>
	0.96	12.95	0.16	0.051	0.051	0.026	8.81	0.63					
	1.25	13.03	0.72	0.34	1.06	0.53	8.81	1.06					

Tableau VI.31 : Armatures verticales

3. Les armatures horizontales et les armatures transversales

Zone	$A_H = A_v / 4$ (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> exigé par RPA		A <sub>H max</sub> (cm <sup>2</sup> ) pour une seule nappe	Ferraillage pour une seule nappe	A <sub>H</sub> adopté	Espacement		Armatures transversales
		Zone courante A <sub>H</sub> > 0.10%B	Globalement des voiles A <sub>H</sub> > 0.15%B				Zone courante	Zone nodale	
zoneI	0.38	0.255	0.045	0.38	<b>2HA10</b>	1.57	15	10	<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>
ZoneII	0.39	0.255	0.045	0.39	<b>2HA10</b>	1.57	15	10	<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>

Tableau VI.32 : Armatures transversale pour une seule nappe

**Ferraillage adoptée pour les deux nappes**

**Armatures verticales :**

$4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$   
 $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ 
} **Avec St=10cm**

**Armatures horizontales :**  $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  **Avec : St = 15cm**

**Armatures transversales :**  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  **Avec : St = 15 cm**

4. Les vérification à L'ELU et à L'ELS

Zone	A <sub>vadopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	ELU					ELS			
		Armatures minimales			$\tau_b$ (MPa)	$\tau_u$ (MPa)	OBS	Ns (kN)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
		Zone tendue Av>0.20%B	Zone Courante Av>0.10%B	Globalement du voile Av >0.15%B	$\overline{\tau}_b = 5$ (MPa)	$\tau_u = 3.26$ (MPa)			$\overline{\sigma}_{bc} = 15$ (MPa)	
ZoneI	1.52	0.654	0.225	0.045	0.012	0.02	C.V	552.91	0.581	C.V
ZoneII	1.57	0.654	0.225	0.045	0.02	0.01	C.V	267.63	0.281	C.V

Tableau VI.33 : Vérification à l'ELU et à l'ELS

## VI.11 Calcul de voile périphérique

### VI.11.1 Introduction

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée du bâtiment et faciliter la reprise des pauses de terres : le voile périphérique en béton armé est nécessaire ; il est armé d'un double quadrillage d'armature. Epaisseur  $\geq 15\text{cm}$  pour le projet on opte  $15\text{cm}$  d'épaisseur.

Les barres sont constituées de deux nappes. Le pourcentage minimal d'armature est de  $0.1\%$  dans les deux sens (horizontaux et verticaux).

Sur le plan d'architecte, le voile périphérique est occupé l'entresol avec  $3.23\text{m}$  de hauteur, donc lors de calcul, on aura 1 seul type de voile avec les valeurs de contraintes non similaires.

Après la modélisation sur Etabs 9.1.4, on procédera à l'application de charge horizontale qui représentant la force des pauses de terres contrairement aux charge gravitationnelles. Le diagramme de contrainte dans le voile est trapézoïdal en raison de surcharge d'exploitation  $Q$  : par conséquent, la valeur de la contrainte moyenne suffit pour les calculs.

Le calcul de dimensionnement se fera en flexion simple, donc les moments  $M_{11}$  et  $M_{22}$  correspondant respectivement aux aciers horizontaux et verticales nous permettront de déterminer les sections et les barres nécessaires.

Tous les paramètres nécessaires à la détermination des sollicitations comme le poids spécifique du sol ( $\gamma$ ) angle de frottement interne du sol, nous ont été fournis par le bureau d'étude en charge du projet sur base des résultats mentionnés dans le rapport du sol fait après les essais expérimentaux réalisés sur le site par Géotechnicien.

### VI.11.2 Détermination des sollicitations

Le voile sera modélisé par Etabs 9.1.4 et il sera soumis à la pause de terres au repos, ainsi qu'aux surcharge d'exploitation de  $2.5\text{kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation  $Q=2.5\text{kN/m}^2$

Poids spécifique du sol  $\gamma = 22.7\text{kN/m}^2$

Angle du frottement interne du sol  $\varphi = 38.6^\circ$

Coefficient des pauses de terre au repos  $K_0$

$K_0=1-\sin \varphi =0.37$

- **Calcul des forces de poussées sur le mur**

Cette charge est variable selon la hauteur du mur  $\sigma = K_0 \cdot \gamma \cdot h + Q \cdot K_0$

- **A l'ELU**

En utilisant la méthode de Rankine, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de  $1\text{m}$  de longueur.

$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = k_0 \times ((1.35 \times \gamma \times h) + (1.5 \times q))$  Avec  $k_0 = 1 - \sin \varphi \rightarrow K_0 = 0.37$

$$\sigma_h = 0,37 \times ((1,35 \times 22,7 \times h) + (1,5 \times 2,5)) \quad \sigma_h = 11,34 h + 1,39$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 1,39 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3,23 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 38,02 \text{ kN/m}^2$$

- **A L'ELS**

$$\sigma_h = k_a \times \sigma_v = k_a \times ((\gamma \times h) + q)$$

$$k_a = 0, \quad \sigma_h = 0,37 \times ((22,7 \times h) + 2,5) \quad \sigma_h = 8,4 h + 0,925$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0,925 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3,23 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 28,06 \text{ kN/m}^2$$

### VI.11.3 Calcul de la charge moyenne

#### A L'ELU

$$\sigma_{\text{moy1}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times (38,02) + 1,39}{4} = 28,86 \text{ kN/m}^2$$

#### A L'ELS

$$\sigma_{\text{moy2}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 28,06 + 0,925}{4} = 21,28 \text{ kN/m}^2$$

### VI.11.4 Ferrailage du voile périphérique

- **Calcul des sections des armatures**

#### Identification des panneaux

$$\text{On a } \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,85}{4,37} = 0,8$$

Donc  $0,4 < \rho < 1 \quad \rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

- **Calcul à l'ELU**

$$\text{On a } \rho = 0,84$$

$$\vartheta = 0$$

$$\text{Donc } \mu_x = 0,0520$$

$$\mu_y = 0,667$$

$$\text{Alors } M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0520 \times 28,86 \times 3,23^2 = 15,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,667 \times 15,66 = 10,44 \text{ kN.m}$$

- **Correction des moments**

#### ✓ Sens X-X

$$\text{Aux appuis} \quad M_a = -0,5 \times M_{0x} = -0,5 \times 15,66 = -7,83 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travées} \quad M_t = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 15,66 = 13,31 \text{ kN.m}$$

#### ✓ Sens Y-Y

$$\text{Aux appuis} \quad M_a = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 10,44 = 5,22 \text{ kN.m}$$

En travées  $M_t=0.85 \times M_{0y}=0.85 \times 10.44=8.87 \text{ kN.m}$

✓ Calcul des armatures

On a  $b=100 \text{ cm}$   $h=15 \text{ cm}$   $d=12 \text{ cm}$

Sens	$M_u(\text{kN.m})$	$\mu$	B	OBS	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	A adop ( $\text{cm}^2$ )	St(cm)
X-X	7.83	0.038	0.981	SSA	1.5	1.91	4HA12+ 4HA10 (fil)	25
	13.31	0.065	0.966	SSA	1.5	3.29	4HA12+ 4HA10 (fil)	25
Y-Y	5.22	0.025	0.987	SSA	1.5	1.26	4HA12+ 4HA10 (fil)	25
	8.87	0.043	0.978	SSA	1.5	2.17	4HA12+ 4HA10 (fil)	25

Tableau VI.34 : Calcul des armatures

✓ Les armatures transversales

Aux appuis

$$A_h = A_s / 4 = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 avec  $S_t=25 \text{ cm}$

En travée

$$A_h = A_s / 4 = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 avec  $S_t=25 \text{ cm}$

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingle de HA8

VI.11.4 Recommandation RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles /  $\text{m}^2$  de HA8.

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm} ;$$

$$h : \text{épaisseur du voile} = 15 \text{ cm}$$

**VI.11.4.1 Vérification à l'ELU**

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

$$M_x \geq m_0 \times \frac{3-\rho}{2}$$

Avec

$m_0$  : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

• **Sens X-X**

$$A_{min} \geq b \times h \times m_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) = 100 \times 15 \times 0.0008 \times \left(\frac{3-0.84}{2}\right) = 1.296 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.29 \text{ cm}^2$$

• **Sens Y-Y**

$$A_{min} = m_0 \times b \times h = 0.008 \times 15 \times 100 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des espacements**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

• **Sens x-x**

$$St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 15 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y**

$$St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 15 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$St = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

• **Sens x-x**

$$V_u = \frac{P}{3 \times I_y} = \frac{358.89}{3 \times 3.23} = 37.04 \text{ KN} \quad \text{Avec} \quad P = q_u \times I_x \times I_y = 28.86 \times 3.85 \times 3.23 = 358.89 \text{ K N/m}^2$$

• **Sens Y-Y**

$$V_u = \frac{P}{2 \times I_x + I_y} = \frac{358.89}{(2 \times 3.85) + 3.23} = 32.84 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{37.04 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.308 \text{ MPa} < Vu = \min \left( \frac{0.15 \times f_c \times 28}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

## VI.11.4.2 Vérification à l'ELS

On a  $\rho = 0.84$

$$\vartheta = 0.2$$

Donc  $\mu_x = 0.0589$

$$\mu_y = 0.764$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0589 \times 21.28 \times 3.85^2 = 18.58 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 0.807 \times 18.58 = 14.99 \text{ kN.m}$$

✓ **Correction des moments**• **Sens X-X**

Aux appuis :  $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 18.58 = 9.29 \text{ kN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 18.58 = 15.79 \text{ kN.m}$

• **Sens Y-Y**

Aux appuis :  $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 14.99 = 7.49 \text{ kN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 14.99 = 12.74 \text{ kN.m}$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,33/ BAEL91)**

Notre voile périphérique peut-être en contact avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant préjudiciables.

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur  $\overline{\sigma_{st}}$  (MPa) donnée par l'expression suivante :  $\overline{\sigma_{st}} = \min\{2/3 f_e; \max(0,5 \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})\}$

Avec :

$f_e$  : C'est la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

$f_{tji}$  : C'est la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa

$\eta$  : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rond lisses y compris les

treillis soudées formés de fils tréfilés lisses et de 1.6 pour les armatures de haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\{266,67; \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1})\} \quad \overline{\sigma_{st}} = \min\{266,67; \max(200; 201,63)\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

✓ **Etat limite de compression de béton : BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.2)**

La vérification d'une section de béton à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont plus égales aux contraintes admissibles

$$\overline{\sigma_{bc}} \text{ et } \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ✓ Les contraintes dans le béton  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$
- ✓ Les contraintes dans les aciers  $\sigma_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times A_s}$

Avec  $\rho = \frac{A}{b \times d} \times 100 = \frac{3.93}{100 \times 12} \times 100 = 0.327$

Sens	M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	OBS
X-X	-9.29	4.52	0.327	0.911	41.18	21.62	201.63	0.53	15	C.V
	15.79	4.52	0.327	0.911	41.18	36.75	201.63	0.89	15	C.V
Y-Y	-7.49	4.52	0.327	0.911	41.18	17.43	201.63	0.42	15	C.V
	12.74	4.52	0.327	0.911	41.18	29.03	201.63	0.70	15	C.V

Tableau VI.35 : Vérification des contraintes

**Conclusion**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes

✓ **Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (Art .B.7.5. BAEL91 / modifié99)**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les conditions sont vérifiées

- $\frac{ht}{l_x} > \frac{Mt}{20xM_x}$  et  $\frac{A_s}{bxd} < \frac{2}{f_e}$
- $\frac{ht}{l_x} = \frac{15}{385} = 0.048 > \frac{Mt}{20xM_x} = \frac{15.79}{20 \times 18.58} = 0.04$  .....Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bxd} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.003 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$  ..... Condition vérifiée

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

---

# **CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure**

---

## VII. 1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux Sollicitations extérieures.

## VII.2 Différent type de fondation

### a) Fondation superficielle

Ces fondations sont utilisées sur des sols ayant une capacité portante élevée. Elles assurent la transmission directe des efforts au sol

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre fréquemment sont :

- ✓ Les semelles isolées.
- ✓ Les semelles filantes.
- ✓ Les radiers.

### b) Fondation semi-profond

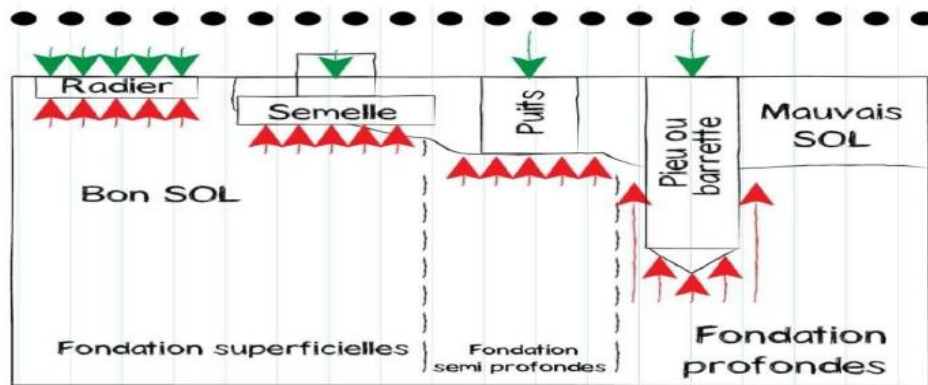
Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une profondeur ou le rapport  $4m < \frac{D}{B} < 10m$  ; comme **Les puits**

### c) Fondation profond

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une très faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur ou le rapport  $\frac{D}{B} \leq 10m$  ; comme **Les pieux**

Avec

- ✓ **D** : la hauteur d'ancrage.
- ✓ **B** : la largeur de la base de la fondation



### VII.3 Etude géométrie du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **1.50 bars** comme contrainte admissible du sol à une profondeur de **D = 2m**. Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VII.4 Choix type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ Les caractéristiques du sol.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portance du terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La résistance du sol
- ✓ Le tassement du sol
- ✓ Le mode constructif de la structure
- Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous

Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques)

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Selon le BAEL 91 modifiée 99

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$

### VII.5 Dimensionnement

#### VII.5.1 Semelle isolée sous poteau

- Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s \max}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

**Remarque :** On considère le poteau le plus sollicité

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad A \neq B \text{ (poteau rectangulaire)}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{40}{45} = 0.89 \text{ cm} \rightarrow A = 0.89 \times B$$

Avec

$$N_s^{\max} = 1029.58 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 15 \text{ bar} = 0.15 \text{ MPa} = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$B > \sqrt{\frac{1029.58}{150}} = 2.61 \text{ m} \rightarrow B = 3 \text{ m} \quad \text{et} \quad A = 2.67 \text{ m}$$

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

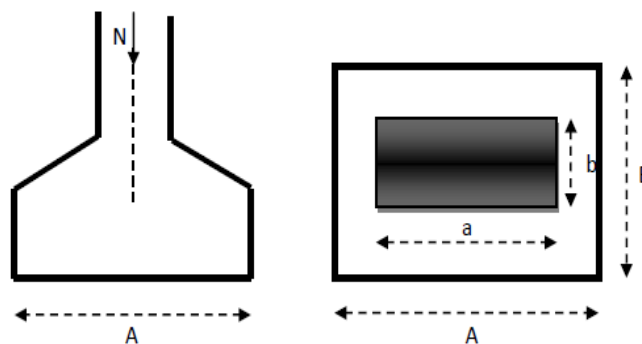


Figure VII.1 : Semelle isolé

### VII.5.2 Semelle filante

#### a) Le pré dimensionnement

- **Semelle filante sous voiles**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec  $N_s = G + Q$

- La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante Tapez une équation ici.

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} \quad \sigma_{sol} \geq \frac{G+Q}{BXL} \quad B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec

- **B** : Largeur de la semelle
- **L** : Longueur de la semelle sous voile
- **G** : Charge permanente à la base du voile considéré

- $Q$  : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré
- $\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul son résumé dans le tableau suivant

- Sens longitudinal

Voiles	Ns(kN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m <sup>2</sup> )
VL1	501.11	2.02	1.65	3.33
VL2	193.79	3.7	0.35	1.3
VL3	447.47	2.02	1.48	2.99
VL4	203.70	3.85	0.35	1.35
VL5	458.06	2.02	1.51	3.05
VL6	207.44	3.45	0.40	1.38
VL7	445.28	2.02	1.47	2.97
VL8	207.48	3.35	0.41	1.37
VL9	207.48	3.45	0.41	1.41
VL10	203.25	3.85	0.35	1.35
VL11	199.04	3.7	0.36	1.33
				<b><math>\Sigma s=21.83</math></b>

**TableauVII.1** : Semelle filante sous voiles longitudinal

- Sens transversal

Voiles	Ns(kN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m <sup>2</sup> )
VT1	174.74	4.37	0.27	1.18
VT2	175.1	4.37	0.27	1.18
VT3	287.88	4.37	0.44	1.92
VT4	263.47	4.37	0.40	1.75
VT5	209.56	4	0.35	1.4
VT6	214.19	4	0.36	1.44
VT7	250.42	4	0.42	1.68
VT8	169.91	4	0.28	1.12
				<b><math>\Sigma s=11.67</math></b>

**TableauVII.2** : Semelle filante sous voiles transversale

La somme des surfaces sous voiles est

$$S_v = \sum S_i = 21.83 + 11.67 \Rightarrow S_v = 33.5m^2$$

- Semelles filantes sous poteaux

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Poteaux	Ns(kN)	Ms(kN.m)	ei(m)	N.ei
C12	864.44	-0.712	-13.95	-12058.94
C13	862.04	0.521	-10.25	-8835.91
C18	825.99	-1.214	-6.4	-5286.34
C20	875.06	0.243	-2.95	-2581.43
C21	871.84	0.295	2.95	2571.93
C23	823.46	1.371	6.4	5270.14
C28	1029.58	-2.413	10.25	10553.19
C29	1007.32	2.682	13.95	14052.11
	$\Sigma=7159.73$	$\Sigma=-0.59$		$\Sigma=3685.01$

Tableau VII.3 : Semelle filante sous poteaux

✓ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{3685.01 + 0.59}{7159.73} = 0.51m \quad e = 0.51m$$

Avec

$$R = \sum N_i$$

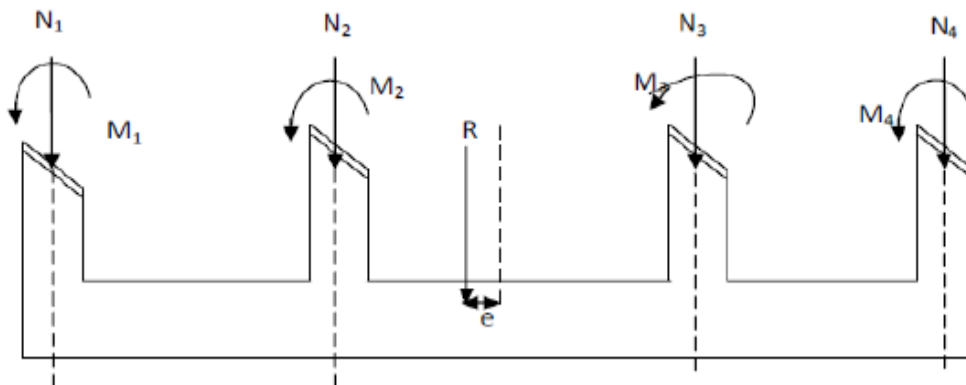


Figure VII.2 : Distribution des sollicitations

✓ **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

$$e=0.51m < \frac{L}{6} = \frac{19.59}{6} = 3.27m \quad \longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{7159.73}{19.59} \left(1 - \frac{6 \times 0.51}{19.59}\right) = 315.04 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{7159.73}{19.59} \left(1 + \frac{6 \times 0.51}{19.59}\right) = 420.33 \text{ kN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{7159.73}{19.59} \left(1 + \frac{3 \times 0.51}{19.59}\right) = 392.90 \text{ kN/ml}$$

**Détermination de la largeur de la semelle**

$$B > \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{392.9}{250} = 1.57m$$

On prend **B=1.8m**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 8 \times (1.8 \times 19.59) = 282.096 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 282.096 + 33.5 = 315.59 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 564 \text{ m}^2$

- **Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est**

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{315.59}{564} \times 100 = 55.95\%$$

$$S_t = 315.59 \text{ m}^2 > 50\% S_{bat} = 282 \text{ m}^2$$

**Conclusion**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général

**VII.5.3 Etude de radier générale**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

- Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

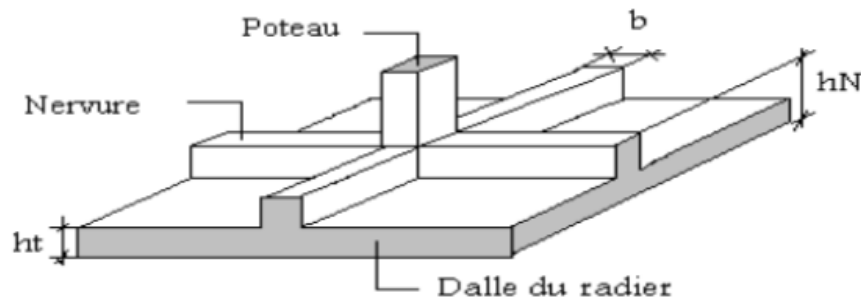


Figure VII.3 : Schéma de radier générale

**a) Pré dimensionnement de radier**

- ✓ Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25(cm) ( $h_{min} \geq 25(cm)$ )

**Condition à vérifier de la longueur élastique**

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} Lmax$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$Lmax < \frac{2}{\pi} Le \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} Lmax\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec

- **Le** : Longueur élastique
- **K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen
- **I** : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)
- **E** : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{fc28} = 10818.865 \text{ MPa}$
- **Lmax** : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} Lmax\right)^4 \frac{3K}{E}} = h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4.37\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.87m$$

On prend  $h_n \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{437}{10} = 43.7cm$

Soit  $h \geq 1m = 100cm$

**Condition forfaitaire**

$$\frac{Lmax}{8} \leq h \leq \frac{Lmax}{5} \quad \frac{437}{8} \leq h \leq \frac{437}{5} \quad 54.63cm \leq h \leq 87.4cm$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **hn = 100 cm**

**1) la largeur de la nervure**

Elle doit vérifier la condition suivante avec **hn = 100 cm**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend :  $b_n = 55 \text{ cm}$

## 2) Dalle de radier

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{Avec} \quad \underline{h_{dmin} = 30 \text{ cm}}$$

$$h_d \geq \frac{437}{20} = 22 \text{ cm}$$

Soit  $\underline{h_d = 30 \text{ cm}}$

## 3) Epaisseur de la dalle flottant

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_{dalle} \leq \frac{L_{max}}{40} \quad \frac{437}{50} \leq e_{dalle} \leq \frac{437}{40} \quad 8.74 \leq e_{dalle} \leq 10.93$$

On prend  $e_{dalle} = 10 \text{ cm}$

✓ **Conclusion**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n = 100 \text{ cm} \Rightarrow$  Hauteur de la nervure.
- $b_n = 55 \text{ cm} \Rightarrow$  Largeur de la nervure.
- $h_d = 30 \text{ cm} \Rightarrow$  Hauteur de la dalle du radier.
- $e_{dalle} = 10 \text{ cm} \Rightarrow$  Epaisseur de la dalle flottante.
- $c = 5 \text{ cm} \Rightarrow$  Enrobage (Article A.7.1 du BAEL 91).

## b) Calcul de la résistance nécessaire au radier

- Charge permanente de la structure :  $G = 33759.06 \text{ kN}$
- Charge d'exploitation de la structure :  $Q = 6862.63 \text{ kN}$

### 1) Combinaison d'action

✓ **selon l'état limite ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 33759.06) + (1.5 \times 6862.63) = 55868.676 \text{ kN}$$

✓ **Selon l'état limite de service**

$$N_s = G + Q = 33759.06 + 6862.63 = 40621.69 \text{ kN}$$

### 2) Détermination de la surface du radier

✓ **Selon l'état limite ultime**

$$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{55868.676}{1.33 \times 150} = 280.04 \text{ m}^2$$

✓ **Selon l'état limite de service**

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{40621.69}{150} = 270.81 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 280.04 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 564 \text{ m}^2 > S_{rad} = 280.04 \text{ m}^2$$

**Remarque**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du **BAEL91 / modifier 99**

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30cm\right) \quad L_{deb} \geq \max\left(\frac{100}{2}, 30cm\right) = 50cm$$

Soit un débord de  $L_{déb}=55cm$

$$S_{déb} = P \times L_{déb} = 96.78 \times 0.55 \quad \longrightarrow \quad S_{déb} = 53.23m^2$$

Avec

- **P** : périmètre du bâtiment.

-Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 564 + 53.23 \quad \Longrightarrow \quad S_{rad} = 617.23m^2$$

### c) Calcul des sollicitations à la base de radier

#### 1) Charge permanente

Poids du bâtiment  $G_{bat} = 33759.06kN$

Poids du radier  $G_{rad} = \text{poids du radier} + \text{poids du nervure} + \text{poids de (T. V. O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

- **Poids de la dalle**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b \Rightarrow P_{dalle} = 617.23 \times 0.3 \times 25 \quad \longrightarrow \quad P_{dalle} = 4629.23kN$$

- **Poids des nervures**

$$P_{ner} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$$

$$P_{ner} = 0.5(1-0.3) \times 25 \times (28.8 \times 8 + 19.59 \times 5) = 2873.06kN \quad \longrightarrow \quad P_{ner} = 2873.06kN$$

- **Poids de la dalle flottant**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times e_{dalle} \times \rho_b = 617.23 \times 0.10 \times 25 \quad \longrightarrow \quad P_{dalle} = 1543.075kN$$

- **Poids de (T. V. O)**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

Avec

$$S_{ner} = b_n \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) = 0.5 \times (28.8 \times 8 + 19.59 \times 5) \quad \longrightarrow \quad S_{ner} = 164.175kN$$

$$\text{Donc : } P_{TVO} = (617.23 - 164.175) \times (1 - 0.30) \times 17 \quad \longrightarrow \quad P_{TVO} = 5391.35kN$$

#### Finalemment

$$G_{rad} = 4629.23 + 2873.06 + 1543.08 + 5391.35 = 14436.72kN$$

#### 2) Surcharge d'exploitation

- Surcharge de bâtiment  $Q = 6862.63kN$
- Surcharge de radier  $Q_{rad} = Q_{s-s} \times S_{rad} = 4 \times 617.23 = 2468.92kN$

#### c/ Poids total de la structure

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 33759.06 + 14436.72 \quad \longrightarrow \quad G_T = 48195.78kN$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 6862.63 + 2468.92 \longrightarrow Q_T = 9331.55 \text{ kN}$$

3) Combinaison d'action

- selon l'état limite ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 48195.78) + (1.5 \times 9331.55) = 79061.63 \text{ kN}$$

- Selon l'état limite de service

$$N_s = G + Q = 48195.78 + 9331.55 = 57526.78 \text{ kN}$$

D'où

$$N_u = 79061.63 \text{ kN}$$

$$N_s = 57526.78 \text{ kN}$$

VII.6 Vérifications

a. Vérification à la contrainte de cisaillement

Nous devons vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec

- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 0.9h_d = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{79061.63 \times 1}{617.23} \times \frac{4.37}{2} = 279.88 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \tau_u = \frac{279.88 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec

**Qu** : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).

**h = 1m** : L'épaisseur totale des nervures.

**Uc** : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

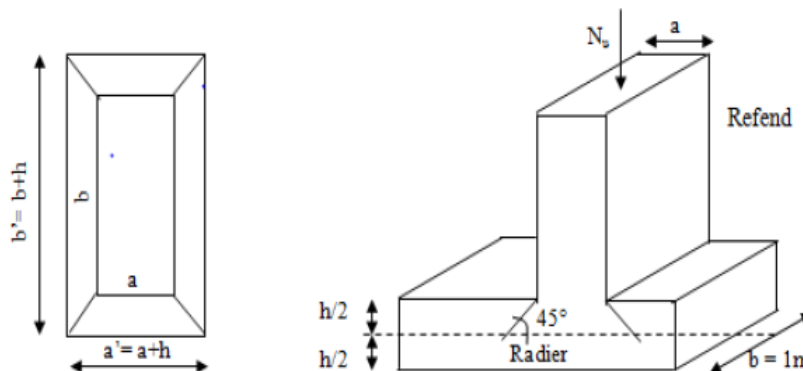


Figure VII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

• **Sous poteau**

$$U_c = 2(U+V) = 2(u+v+2h) = 2 \times (0.4+0.45+(2 \times 1)) = 5.7\text{m}$$

$$0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5.7 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 4\,275 \text{ kN}$$

Avec  $N_u = 1200.2\text{kN}$

**Donc**  $N_u = 1200.2\text{kN} < 4275\text{kN} \implies$  Condition vérifiée

• **Sous voile**

$$U_c = 2(U+V) = 2(u+v+2h) = 2 \times (0.15+4.37+(2 \times 1)) = 13.04\text{m}$$

$$0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.045 \times 13.04 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 9\,780 \text{ kN}$$

Avec  $N_u = 1499.53\text{kN}$

**Donc**  $N_u = 1499.53\text{kN} < 9780\text{kN} \implies$  Condition vérifiée

**c. Vérification de la stabilité de radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (**N**) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (**M**) du au séisme dans le sens considéré

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \times h$$

Avec

- $M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure
- $T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure
- **h** : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifiée

**A l'ELU**  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$

**A l'ELS**  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec

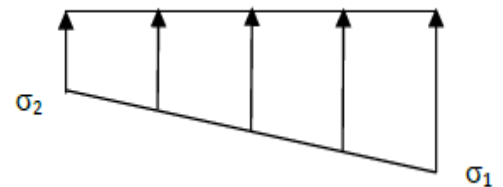
- $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$
- $\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$

➤ **Calcul de centre de gravité du radier**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec

- **S<sub>i</sub>** : Aire du panneau considéré.



- **$X_i, Y_i$**  : Centre de gravité du panneau considéré.

Vu que la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X ; Y-Y)

$$X_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{28.8}{2} \longrightarrow XG = 14.4m$$

$$Y_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{19.59}{2} \longrightarrow YG = 9.795m$$

➤ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{28.8 \times 19.59^3}{12} \longrightarrow I_{XX} = 18043.24 m^4$$

$$I_{YY} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{19.59 \times 28.8^3}{12} \longrightarrow I_{YY} = 38996.95 m^4$$

➤ **Sens longitudinal**

$$M_x = M_0 + T_0 \times h = 35047.53 + 2272.3 \times 1 \longrightarrow M_x = 37319.83 \text{ kN.m}$$

- **Selon l'état limite ultime**

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_{yy}} \cdot V = \frac{79061.63}{617.23} + \frac{37319.83}{38996.95} \cdot 14.4 = 141.87 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_{yy}} \cdot V = \frac{78816.98}{617.23} - \frac{37319.83}{38996.95} \cdot 14.4 = 114.31 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 141.87 + 114.31}{4} = 134.98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 134.98 \text{ kN/m}^2 \leq 1.33 \sigma_{sol} = 199.5 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Selon l'état limite de service**

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57526.78}{617.23} + \frac{37319.83}{38996.95} \cdot 14.4 = 106.98 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57526.78}{612.35} - \frac{37319.83}{38996.95} \cdot 14.4 = 80.2 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 106.98 + 80.2}{4} = 100.29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 100.29 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens transversal**

$$M_y = 36460.29 + 2229.22 \times 1 \longrightarrow M_y = 38689.51 \text{ kN.m}$$

- **Selon l'état limite ultime**

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \cdot V = \frac{79061.63}{617.23} + \frac{38689.51}{18043.24} \cdot 9.795 = 149.09 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{xx}} \cdot V = \frac{78816.98}{617.23} - \frac{38689.51}{18043.24} \cdot 9.795 = 107.09 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 149.09 + 107.09}{4} = 138.59 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 138.59 \text{ kN/m}^2 \leq 1.33 \sigma_{spl} = 199.5 \text{ kN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Selon l'état limite de service

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57526.78}{617.23} + \frac{38689.51}{18043.24} \cdot 9.795 = 114.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57346.11}{617.23} - \frac{38689.51}{18043.24} \cdot 9.795 = 72.19 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 114.2 + 72.19}{4} = 103.69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 103.69 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### d/- Poussé de hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec

- **P** : Poids total à la base du radier.
- **F<sub>s</sub> = 1.50**: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.
- **γ<sub>w</sub> = 10 kN/m<sup>3</sup>** : Poids volumique de l'eau.
- **h = 1 m**: Profondeur de l'infrastructure.
- **S = 612.35 m<sup>2</sup>** : Surface du radier

$$P = 77268.28 \text{ kN} \geq 9185.25 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

## VII.7 Ferrailage de radier

### VII.7.1 ferrailage de la dalle

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes  $L_x = 3.7$  ;  $L_y = 4.37$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.7}{4.37} = 0.84$$

$0.4 \leq \rho = 0.84 \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustraira de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$  la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 138.59 \text{ kN/m}^2$$

✓ **La contrainte moyenne max à l'ELS**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 103.69 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\text{ELU} \quad q_{um} = \sigma_m - \frac{Grad}{Srad} = (138.59 - \frac{14436.72}{617.23}) \times 1 \text{ m} = 115.20 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} \quad q_{sm} = \sigma_m - \frac{Grad}{Srad} = (103.69 - \frac{14436.72}{617.23}) \times 1 \text{ m} = 80.30 \text{ kN/ml}$$

✓ **Calcul à l'ELU**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\rho = 0,84 \begin{cases} \mu_x = 0,0520 \\ \mu_y = 0,667 \end{cases}$$

✓ **Moment isostatique**

**Suivant (x-x)**

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } lx^2 = 0,0520 \times 115.20 \times 3,70^2 = 81.93 \text{ kN. m}$$

**Suivant (y-y)**

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,667 \times 81.93 = 54.65 \text{ kN. m}$$

**Remarque**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient :

- 0,85 : pour les moments en travées de rives.
- 0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- 0,30 : pour les moments sur appuis de rives

✓ **Moment en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 81.93 = 69.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 54.65 = 46.45 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments aux appuis intermédiaires**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 81.93 = -40.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 54.65 = -27.33 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments sur appuis de rives**

$$M_{ax} = -0,3 M_{0x} = -0,3 \times 81.93 = -24.58 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_{0y} = -0,3 \times 54.65 = -16.39 \text{ kN.m}$$

**VII.7.2 Ferrailage**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\bar{\sigma}_{st} = 34,8 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	β	Section	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>X-X</b>	Aux appuis	40.97	0.02	0.990	SSA	3.21	5HA14=7.7cm <sup>2</sup>	20
	En travées	69.64	0.03	0.985	SSA	5.49	5HA14=7.7cm <sup>2</sup>	20
<b>Y-Y</b>	Aux appuis	46.45	0.02	0.990	SSA	3.64	5HA14=7.7cm <sup>2</sup>	20
	En travées	23.23	0.01	0.995	SSA	1.81	5HA14=7.7cm <sup>2</sup>	20

**Tableau VII.5 : Ferrailage de radier**

**VII.8 Vérification à l'ELU**

**1. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)**

$A_s \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$  Avec  $A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2$

Sens	Zone	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>X-X</b>	Aux appuis	7.7cm <sup>2</sup>	<b>3.26</b>	<b>C.V</b>
	En travées	7.7cm <sup>2</sup>		<b>C.V</b>
<b>Y-Y</b>	Aux appuis	7.7cm <sup>2</sup>		<b>C.V</b>
	En travées	7.7cm <sup>2</sup>		<b>C.V</b>

**Tableau VI.6 : Vérification à l'ELU**

**2. Vérification de l'espacement (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 25; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm}$       **→ Condition vérifiée.**

✓ Dans le sens yy

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 25; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 3. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec

$$P = q_{\text{um}} \times I_x \times I_y = 115.09 \times 3.7 \times 4.37 = 1860.89 \text{ kN/m}^2$$

- Sens X-X

$$V_u = \frac{P}{3I_y} = \frac{1860.89}{3 \times 4.37} = 141.94 \text{ kN}$$

- Sens Y-Y

$$V_u = \frac{P}{2I_y + I_x} = \frac{1860.89}{2 \times 3.7 + 4.37} = 158.1 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{v_{u\max}}{b.d} = \frac{158.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales n'est pas nécessaire

### VII.9 Vérification à l'ELS

$$\alpha = 1.25 \times \left( \sqrt{1 - 2\mu} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$$

$$\rho = 0.84 \begin{cases} \mu_x = 0.1006 \\ \mu_y = 0.357 \end{cases}$$

- Moment isostatique

Selon X-X

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.1006 \times 80.3 \times 3.70^2 = 11.42 \text{ kN.m}$$

Selon Y-Y

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.357 \times 11.42 = 4.08 \text{ kN.m}$$

- Moments aux appuis

$$M_{sa} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 11.42 = -5.71 \text{ kN.m}$$

$$M_{sa} = -0.5 \times M_{0y} = -0.5 \times 4.08 = -2.04 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées

$$M_{st} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 11.42 = 9.707 \text{ kN.m}$$

$$M_{st} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 4.08 = 3.47 \text{ kN.m}$$

• Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

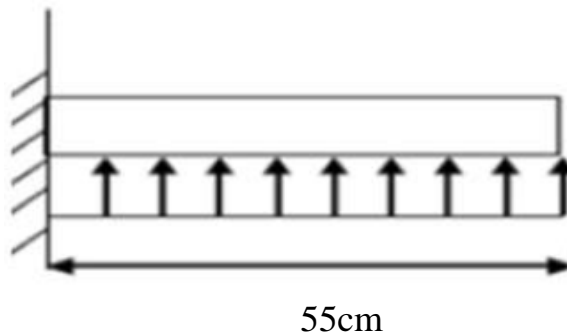
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} \\ \rho = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} \end{array} \right.$$

Sens	Zone	Ms	As(cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
X-X	En appuis	5.71	7.7cm <sup>2</sup>	0.285	0.915	43.82	30.02	0.69	15	C.V
	Aux travées	9.70	7.7cm <sup>2</sup>	0.285	0.915	43.82	50.99	1.16		C.V
Y-Y	En appuis	2.04	7.7cm <sup>2</sup>	0.285	0.915	43.82	10.73	0.24		C.V
	Aux travées	3.47	7.7cm <sup>2</sup>	0.285	0.915	43.82	18.24	1.16		C.V

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes

VII.10 Ferrailage de débord

Le débord est assimilé à un console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une barre de 1 mètre de longueur.



a. sollicitation de calcul

A l'ELU  $q_u = 115.20 \text{ kN/m}^2$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{115.20 \times 0.55^2}{2} = 17.424 \text{ kN.m}$$

A l'ELS  $q_s = 80.30 \text{ kN/m}^2$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{50.30 \times 0.55^2}{2} = 12.15 \text{ kN.m}$$

**b. Calcul des armatures****1. Armatures principales**

$$b=1\text{m} ; \quad d=27\text{cm}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.42 \times 10^3}{27^2 \times 100 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.024 \quad \beta = 0.988$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.42 \times 10^3}{22.5 \times 0.988 \times 348} = 2.25 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 5\text{HA14} = 7.7 \text{cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 20 \text{cm}$$

**2. Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.93 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA12} = 2.26 \text{cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 20\text{cm}$$

**VII.10.1 Vérification à l'ELU****• Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{cm}^2$$

$$A_s = 7.7 \text{cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VII.10.2 Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.7}{100 \times 27} = 0.285 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.915 \quad \longrightarrow \quad K = 43.82$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{12.15 \times 10^6}{0.915 \times 270 \times 770} = 63.87 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{63.87}{43.82} = 1.48 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord

**VII.11 Ferrailage des nervures**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**a. Les étapes de calcul des nervures**

- ✓ La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- ✓ Le rapport  $\rho$  est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..

- ✓ Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ce type de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- ✓ Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

➤ **Cas de charge trapézoïdale**

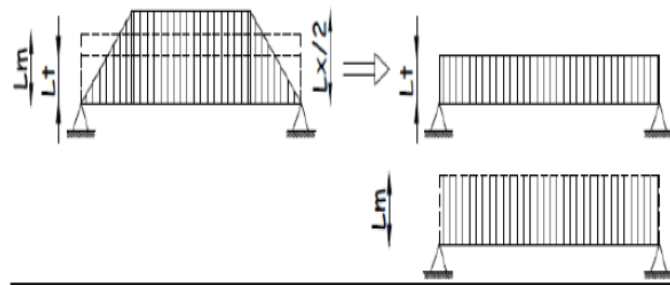
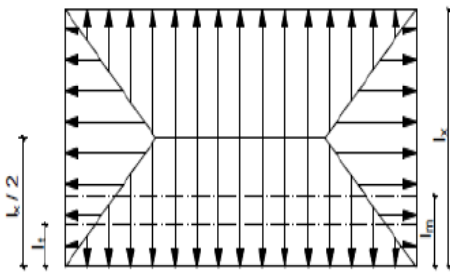


Figure VII.5 : Répartition trapézoïdale

Figure VII.6 : Présentation des chargements simplifiés

Moment fléchissant  $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$   
 Effort tranchant  $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right)$

➤ **Cas de charge triangulaire**

Moment fléchissant :  $L_m = 0,333 \times L_x$ .  
 Effort tranchant :  $L_t = 0,25 \times L_x$

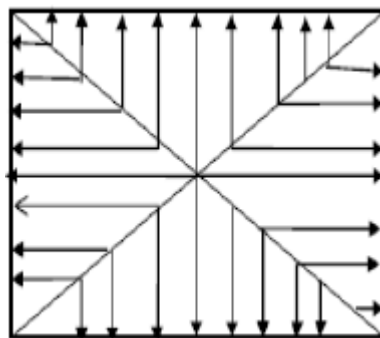


Figure VII.7 : Répartition triangulaire

• **Pour les moments fléchissant**

$PM_u = q_u \cdot L_m$   
 $PM_s = q_s \cdot L_m$

• **Pour les efforts tranchants**

$PT_u = q_u \cdot L_t$   
 $PT_s = q_s \cdot L_t$

**b. Détermination des charges**

$$\text{ELU} \quad q_u = \left( \sigma_m \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nerver}}{S_{nerver}} \right) = \left( 115.2 - \frac{14436.72}{617.23} - \frac{2873.66}{164.175} \right) = 74.31 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} \quad q_s = \left( \sigma_m \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nerver}}{S_{nerver}} \right) = \left( 80.30 - \frac{14436.72}{617.23} - \frac{2873.66}{164.175} \right) = 39.41 \text{ kN/m}^2$$

• Sens longitudinal

Travées	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	Lm	Lt	Qu	Qs	Moments fléchissant				Effort tranchants			
										Qu	$\Sigma$ Qu	Qs	$\Sigma$ Qs	Qu	$\Sigma$ Qu	Qs	$\Sigma$ Qs
AB	1	3.7	4	0.925	Triangulaire	1.23	0.925	115.2	80.3	141.69	283.38	98.77	197.54	106.56	213. 12	74.28	148.56
	2	3.7	4.37	0.846	Triangulaire	1.23	0.925	115.2	80.3	141.69		98.77		106.56		74.28	
BC	2	3.85	4	0.962	Triangulaire	1.28	0.96	115.2	80.3	147.46	294.92	102.7 8	205.56	110.59	221. 18	77.09	154.18
	3	3.85	4.37	0.88	Triangulaire	1.28	0.96	115.2	80.3	147.46		102.7 8		110.59		77.09	
CD	3	3.45	4	0.862	Triangulaire	1.15	0.86	115.2	80.3	132.48	264.96	92.35	184.7	99.07	198. 14	69.06	138.12
	4	3.45	4.37	0.789	Triangulaire	1.15	0.86	115.2	80.3	132.48		92.35		99.07		69.06	
DE	4	3.35	4	0.837	Triangulaire	1.12	0.84	115.2	80.3	129.02	258.04	89.94	179.9	96.77	193. 54	67.45	134.9
	5	3.35	4.37	0.766	Triangulaire	1.12	0.84	115.2	80.3	129.02		89.94		96.77		67.45	
EF	5	3.45	4	0.862	Triangulaire	1.15	0.86	115.2	80.3	132.48	264.96	92.35	184.7	99.07	198. 14	69.06	138.12
	6	3.45	4.37	0.789	Triangulaire	1.15	0.86	115.2	80.3	132.48		92.35		99.07		69.06	
EG	6	3.85	4	0.962	Triangulaire	1.28	0.96	115.2	80.3	147.46	294.92	102.78	205.56	110.59	221. 18	77.09	154.18
	7	3.85	4.37	0.88	Triangulaire	1.28	0.96	115.2	80.3	147.46		102.78		110.59		77.09	
GH	7	3.7	4	0.925	Triangulaire	1.23	0.925	115.2	80.3	141.69	283.38	98.77	197.54	106.56	213. 12	74.28	148.56
	8	3.7	4.37	0.846	Triangulaire	1.23	0.925	115.2	80.3	141.69		98.77		106.56		74.28	

Tableau VII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

## • Sens transversale

Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	Lm	Lt	Qu	Qs	Moments fléchissant				Effort tranchants			
										Qu	$\Sigma$ Qu	Qs	$\Sigma$ Qs	Qu	$\Sigma$ Qu	Qs	$\Sigma$ Qs
1-2	1	3.7	4.37	0.925	Trapézoïdale	1.67	1.27	115.2	80.3	192.38	384.76	134.10	268.2	146.30	292.6	101.98	203.96
	2	3.85	4.37	0.846	Trapézoïdale	1.67	1.27	115.2	80.3	192.38		134.10		146.30		101.98	
2-3	2	3.7	4	0.962	Trapézoïdale	1.53	1.16	115.2	80.3	176.26	352.52	122.86	245.72	133.63	267.26	93.15	186.3
	3	3.85	4	0.88	Trapézoïdale	1.53	1.16	115.2	80.3	176.26		122.86		133.63		93.15	
3-4	3	3.7	4	0.862	Trapézoïdale	1.53	1.16	115.2	80.3	176.26	352.52	122.86	245.72	133.63	267.26	93.15	186.3
	4	3.85	4	0.789	Trapézoïdale	1.53	1.16	115.2	80.3	176.26		122.86		133.63		93.15	
4-5	4	3.7	4.37	0.837	Trapézoïdale	1.67	1.27	115.2	80.3	192.38	384.76	134.10	268.2	146.30	292.6	101.98	203.96
	5	3.85	4.37	0.766	Trapézoïdale	1.67	1.27	115.2	80.3	192.38		134.10		146.30		101.98	

Tableau VII.9 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

### VII.11.1 Détermination des sollicitations

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal (x-x)

à l'ELU

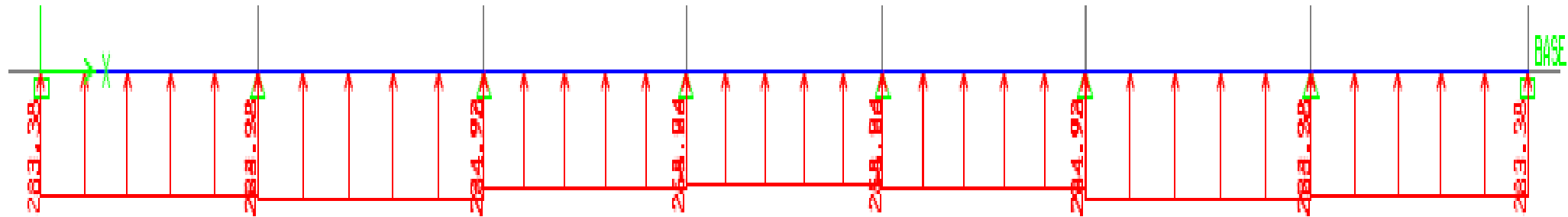


Figure VII.8 : Moment fléchissant à l'ELU

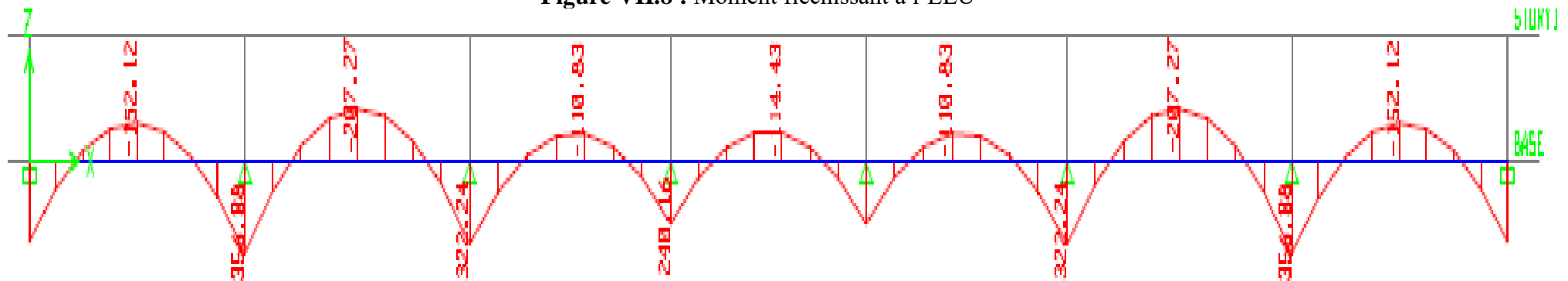


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

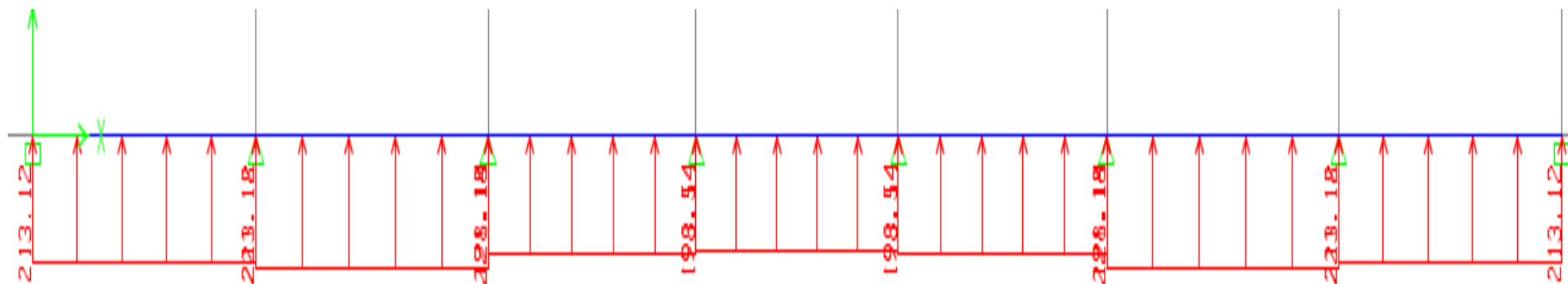


Figure VII.10 : Effort tranchant à l'ELU

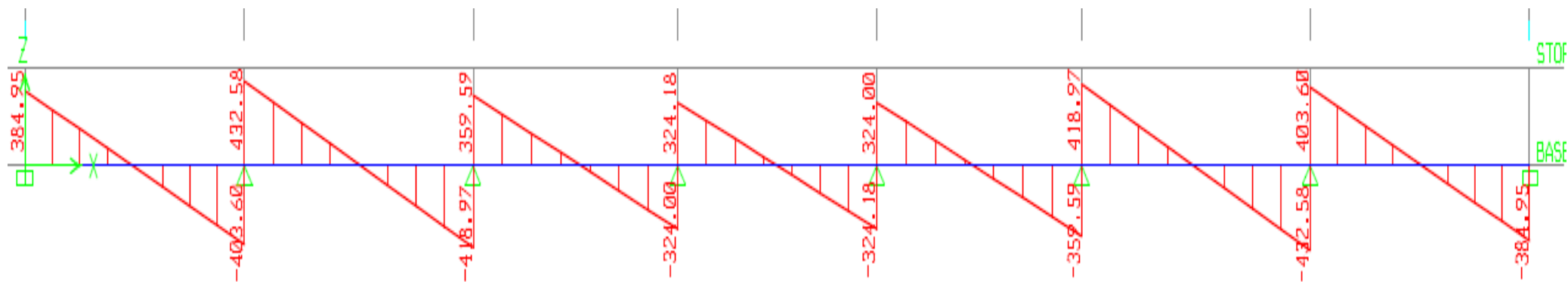


Figure VII.11 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

A l'ELS

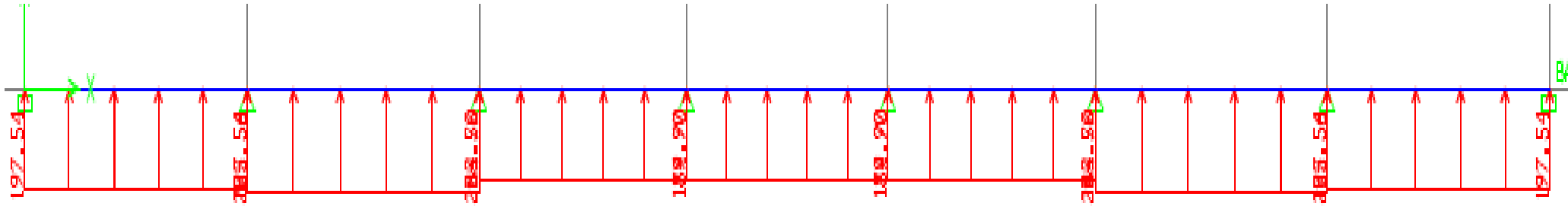


Figure VII.12 : Moment fléchissant à l'ELS

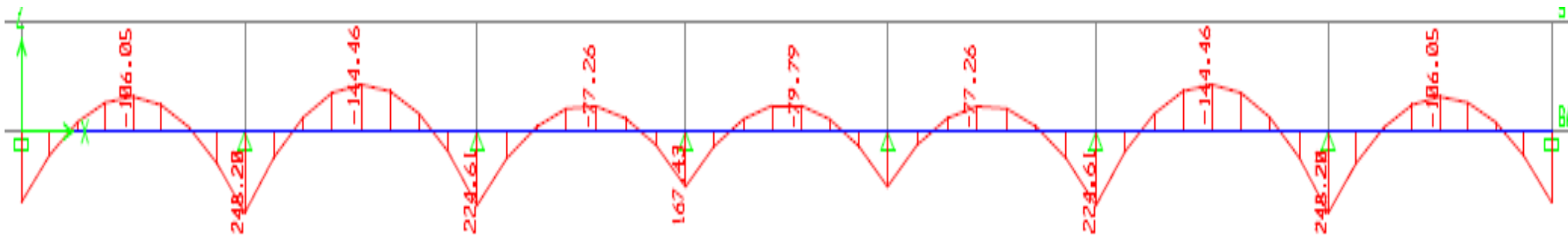


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

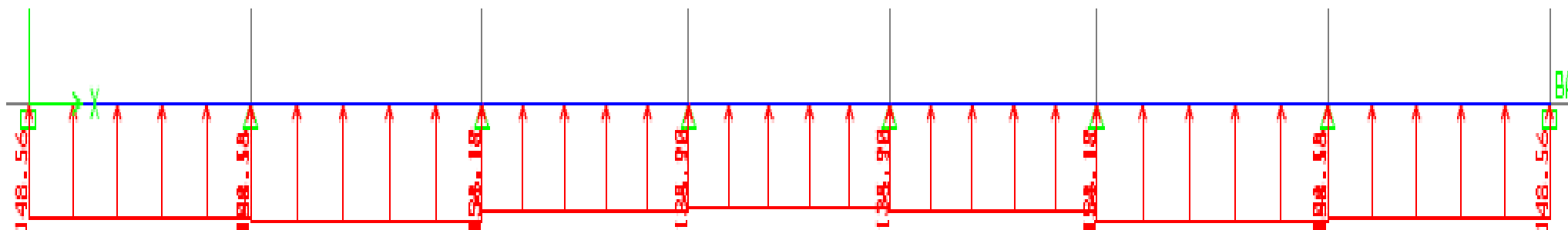


Figure VII.14 : Effort tranchant à l'ELS

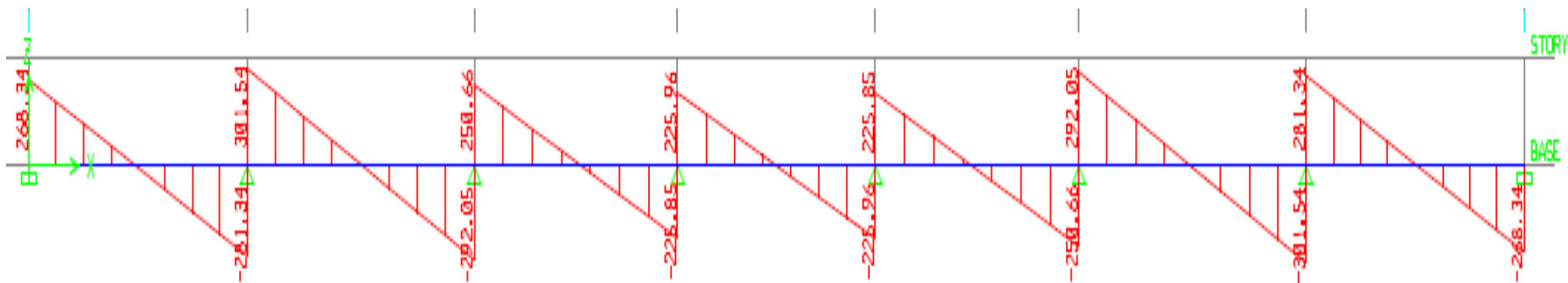


Figure VII.15 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- Sens transversale

A l'ELU

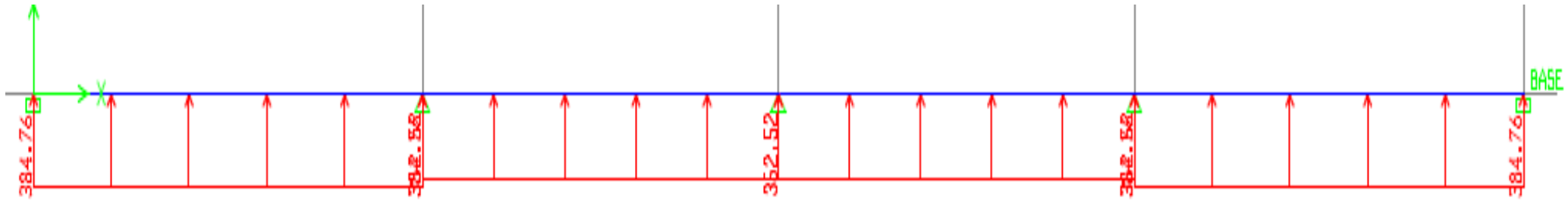


Figure VII.16 : Moment fléchissant à l'ELU

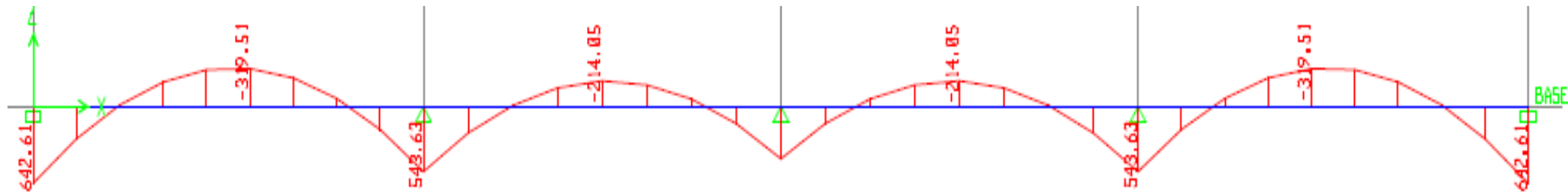


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

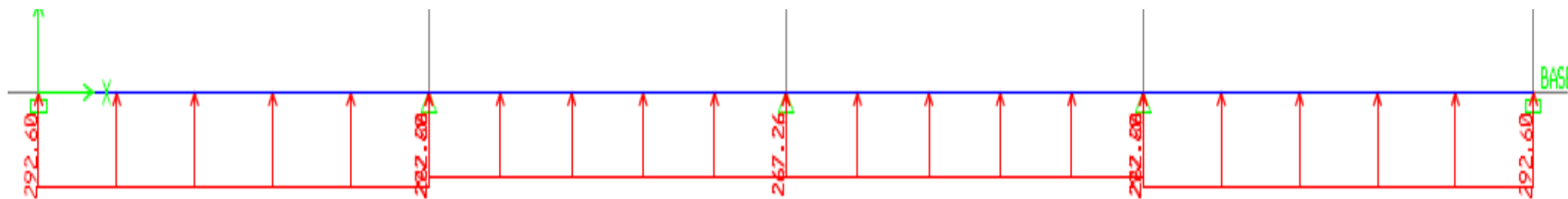


Figure VII.18 : Effort tranchant à l'ELU

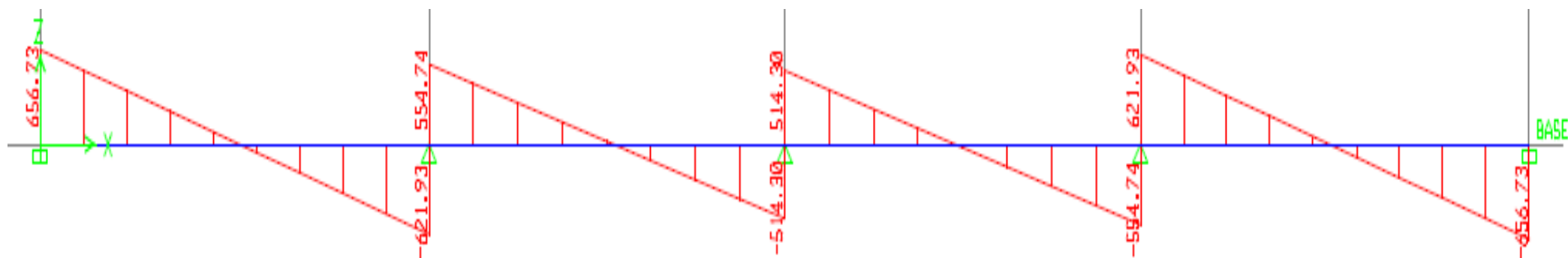


Figure VII.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

A l'ELS

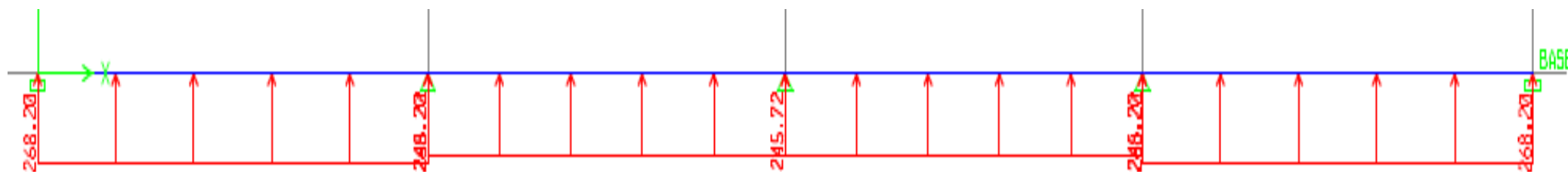


Figure VII.20 : Moment fléchissant à l'ELS

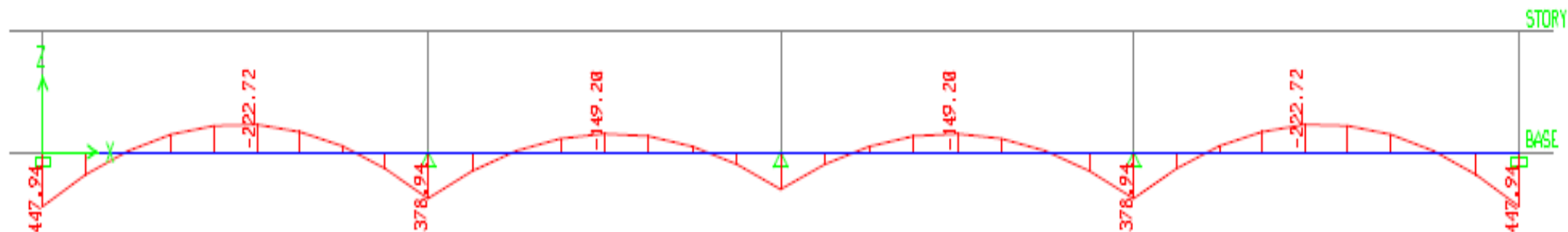


Figure VII.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

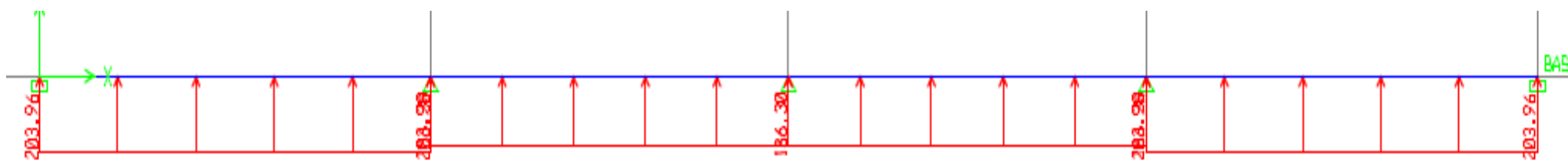


Figure VII.22 : Effort tranchant à l'ELS

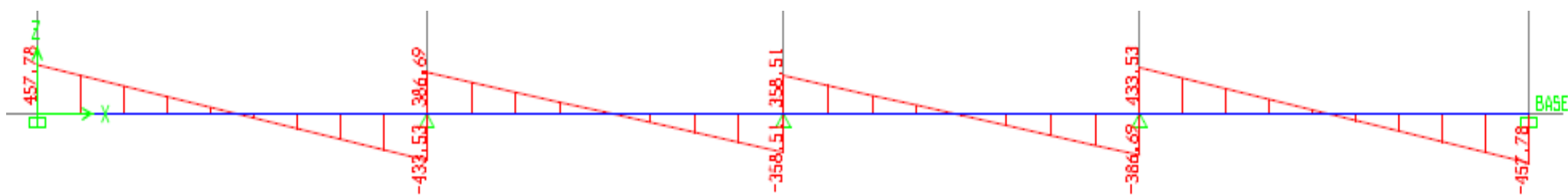


Figure VII.23 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

	Sens longitudinale		Sens transversale	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}(kN.m)$	354.88	248.28	642.61	447.94
$M_{tmax}(kN.m)$	297.27	186.05	319.51	222.72
$T_{max}(kN)$	432.58	301.54	656.73	457.78

Tableau VII 10 : Les efforts internes dans les nervures

### VII.11.2 Calcul des armatures

b=55cm

d=95cm

fbc=14,2 MPa

 $\sigma_s = 34,8$  MPa

Sens	Zone	Mu(kN.m)	$\mu$	$\beta$	Section	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
X-X	En travées	297.27	0.046	0.976	SSA	9.21	6HA16=12.06cm <sup>2</sup>
	Aux appuis	354.88	0.055	0.971	SSA	11.06	6HA20=18.85cm <sup>2</sup>
Y-Y	En travées	319.51	0.049	0.974	SSA	9.92	6HA16=12.06cm <sup>2</sup>
	Aux appuis	642.61	0.100	0.947	SSA	20.53	6HA20=18.85cm <sup>2</sup>

TableauVII.11 : Les armatures longitudinales

### VII.11.3 Vérification à l'ELU

#### 1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_t 28}{f_e} = 0.23 \times \frac{55 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopt} = 18.85 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.31 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$A_{adopt} = 18.85 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.31 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$A_{adopt} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.31 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$A_{adopt} = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.31 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

## 2. Contrainte de cisaillement

$$T_{\text{umax}} = 656.73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{656.73}{55 \times 95} = 0.126 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99)**

### Diamètre des armatures transversales

$$\phi t \geq \frac{\phi_{\text{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier de  $\phi = 8 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures**

### En zone nodale

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{lmax}}\right) = \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 2\right) = 19.2 \text{ cm}$$

D'où **St = 10 cm**

### En zone courante

$$St \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

D'où **St = 15 cm**

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

$$A_{\text{min}} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit **At = 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>** (un cadre et un étrier)

- **Les armatures de peau (Art B.6.6, 2BAEL91/99)**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est

$$A_p = 3 \text{ cm/ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**

## VII.11.4 Vérification à l'ELS

On doit vérifier les contraintes tel que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

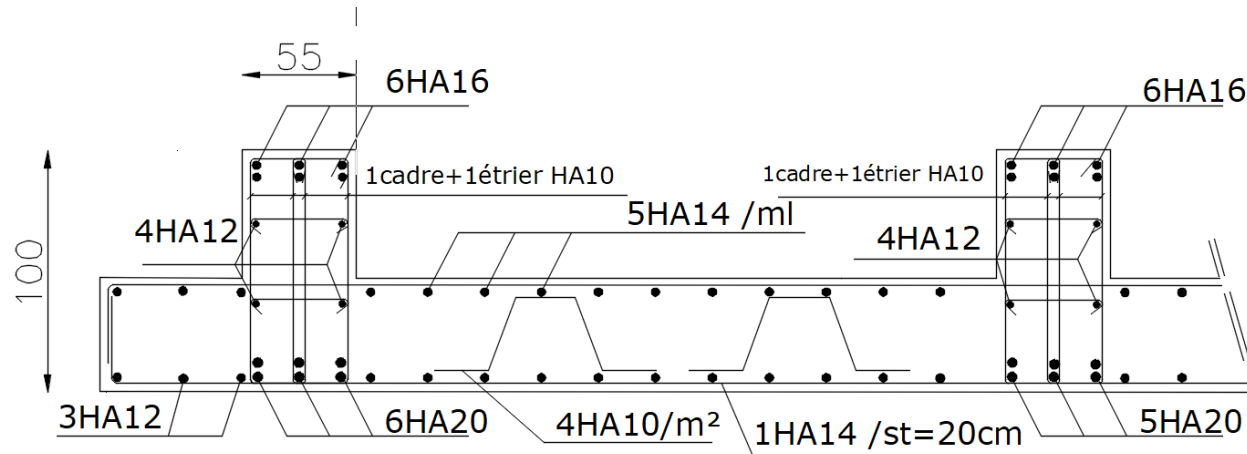
$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

		<b>Ms</b> <b>(kN.m)</b>	<b>h(m)</b>	<b>c(m)</b>	<b>Aadopte</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\rho</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>K</b>	<b><math>\sigma_{st}</math></b> <b>(MPa)</b>	<b><math>\sigma_{bc}</math></b> <b>(MPa)</b>	<b><math>\overline{\sigma}_{bc}</math></b> <b>(MPa)</b>	<b>OBS</b>
<b>X-X</b>	<b>En travées</b>	186.05	1	0.05	12.06	0.194	0.928	54.44	175.9	3.52	15	<b>CV</b>
	<b>Aux appuis</b>	248.28	1	0.05	18.85	0.254	0.920	47.5	152.8	3.94	15	<b>CV</b>
<b>Y-Y</b>	<b>En travées</b>	222.72	1	0.05	12.06	0.254	0.920	47.5	210.6	4.21	15	<b>CV</b>
	<b>Aux appuis</b>	447.94	1	0.05	18.85	0.461	0.897	33.54	275.7	7.11	15	<b>CV</b>

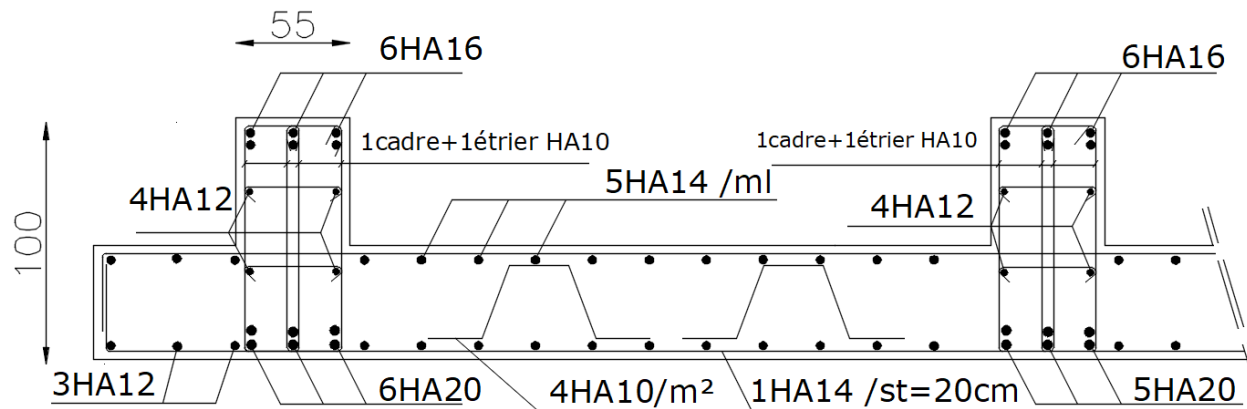
**Tableau VII.12 : Vérification à l'ELS**

### Conclusion

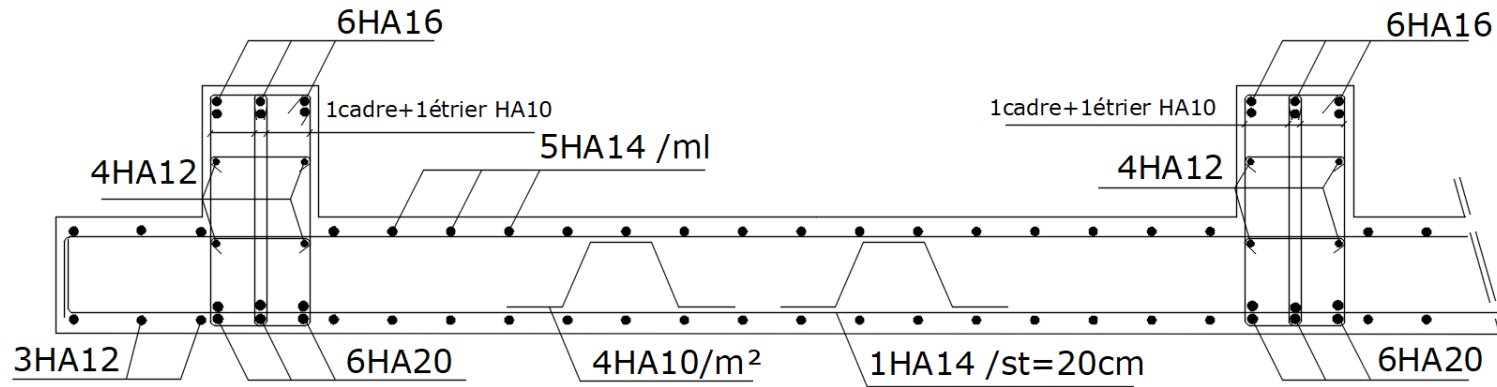
La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier l'ELS



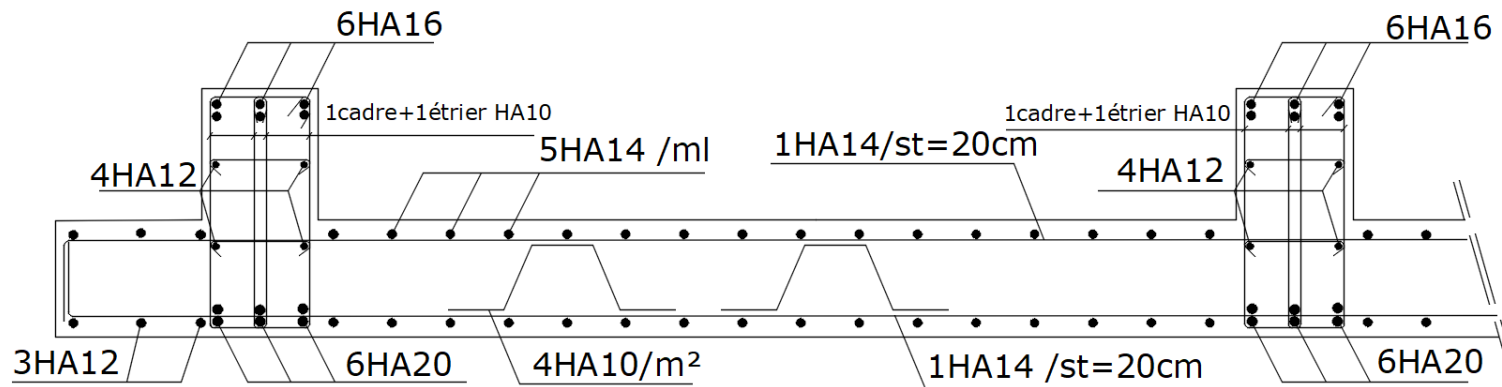
Ferrailage du radier général en travée Sens longitudinal



Ferrailage du radier général aux appuis Sens longitudinal



Ferrailage du radier général en travée Sens transversal



Ferrailage du radier général aux appuis Sens transversal

## *Conclusion générale*

L'étude de ce projet a constitué notre première immersion dans le monde professionnel. Elle nous a offert l'opportunité de prendre conscience des responsabilités, des méthodes de travail et des procédures suivies quotidiennement par un ingénieur en génie civil, tout en nous permettant de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de notre formation.

Dans le cadre de ce Projet de Fin d'Études, nous avons réalisé une étude statique et dynamique d'un bâtiment en béton armé de type « R+5 avec entre sol », à usage mixte (habitation et commerce), situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette structure est contreventée par un système mixte de portiques et de voiles.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont amenés à approfondir nos recherches et à explorer des méthodes non abordées durant notre cursus universitaire. Cela nous a permis d'enrichir nos connaissances en génie civil, notamment dans les domaines suivants :

- La résolution de problèmes en conciliant efficacité, économie et sécurité ;
- La conception et l'analyse des formes structurales ;
- La compréhension du comportement des éléments soumis aux sollicitations.

Nous avons également pris conscience de l'évolution considérable du génie civil, en particulier dans le domaine de l'informatique appliquée (logiciels de calcul et de dessin). À titre d'exemple, nous avons appris à utiliser et exploiter les logiciels ETABS, AutoCAD, entre autres, dans le cadre de ce projet.

L'étude nous a permis d'approfondir notre compréhension des phénomènes structuraux, notamment en optimisant la disposition des voiles afin de limiter les effets de torsion. L'analyse des efforts internes a conduit à des propositions d'armatures plus efficaces, tout en respectant les normes de sécurité en vigueur.

Ce travail représente une étape essentielle dans le développement de notre expérience, de notre rigueur professionnelle et de notre créativité en ingénierie. Nous espérons que les résultats obtenus contribueront à enrichir les connaissances et les pratiques des futurs ingénieurs dans le domaine du génie civil.

# ***BIBLIOGRAPHIE***

## **Règlements**

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Support AUTODESK.

## **Logiciels**

- Logiciel ETABS 9.1.4.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2013.
- WORD 2013.
- AUTOCAD 2019.

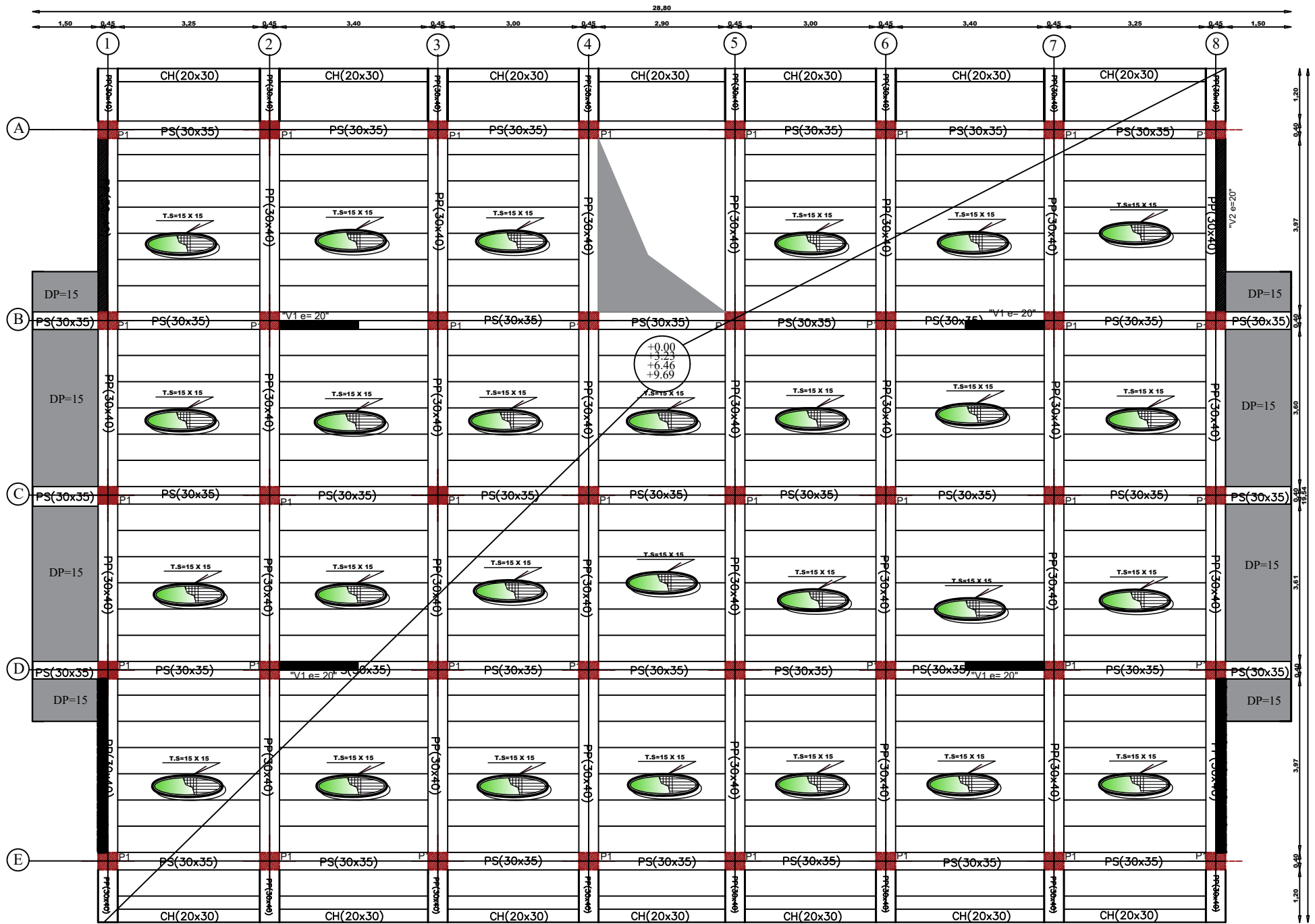
## **Ouvrage**

- Les abaques de PIGEAUD.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes

---

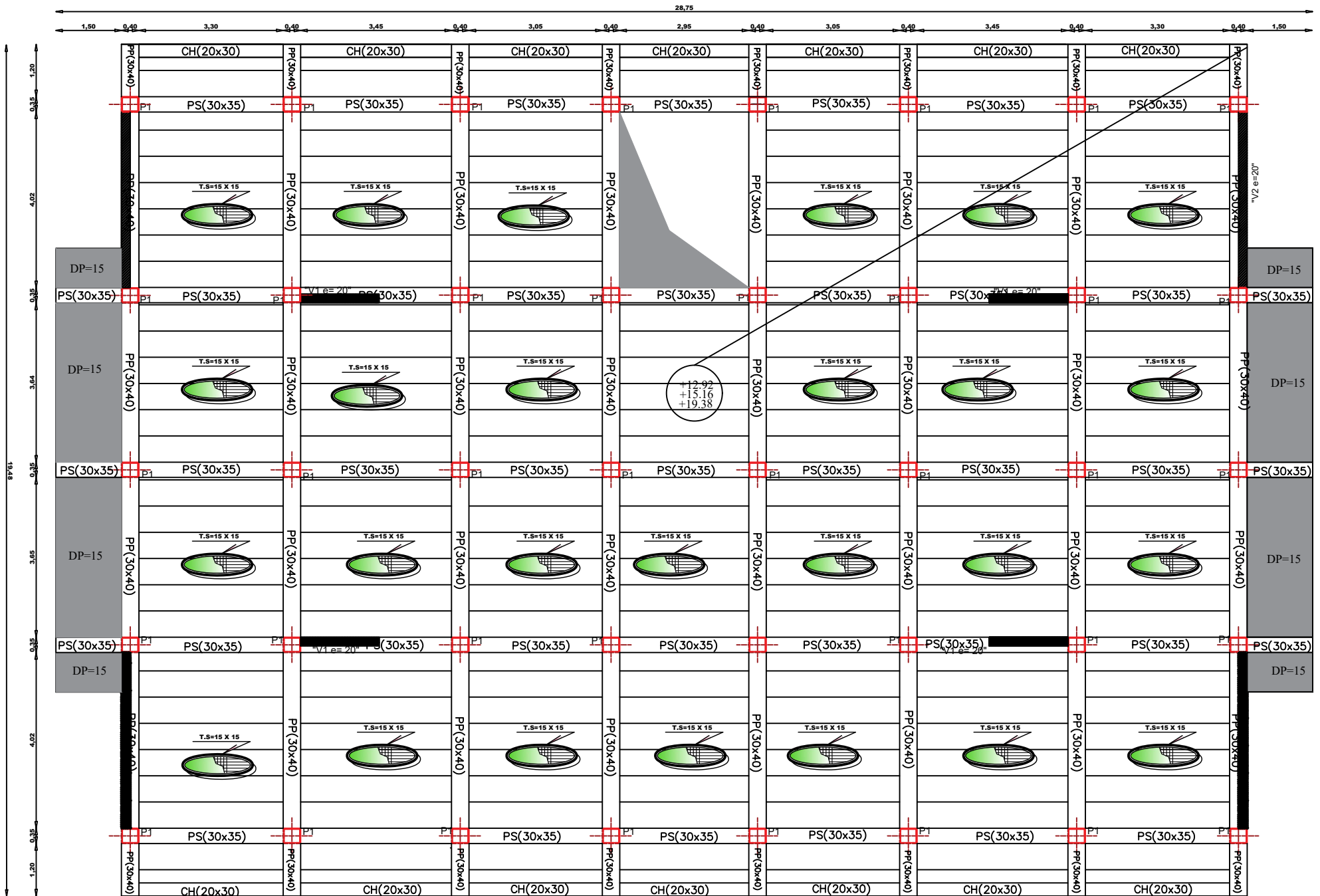
# **Plans de ferrailage et coffrage**

---



COFFRAGE NIVEAU: +0.00,.....,+9.69 m

Ech : 1/50.

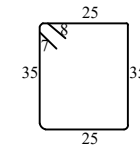
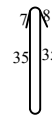
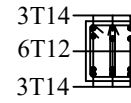
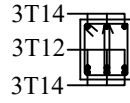
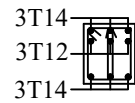
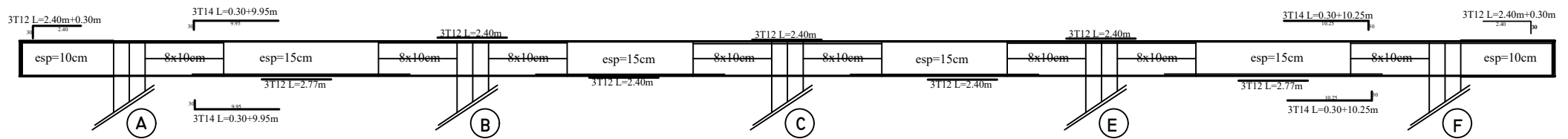


COFFRAGE NIVEAU: +12.92,.....,+19.38 m

Ech : 1/50.

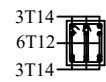
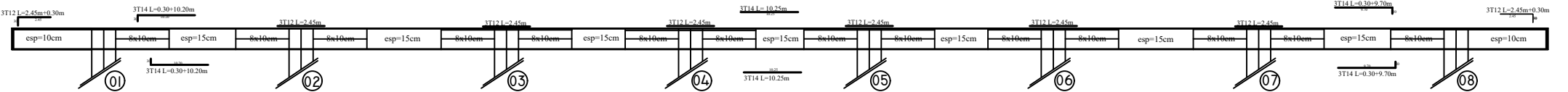
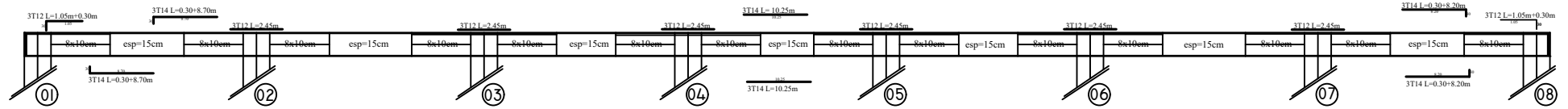
# Ferrailage Poutres principales NIV -3.23/+0.00 jusqu'au niv +19.36 AXE 1,2,3,4,5,6,7,8

## Ech 1/25

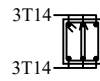


Section intermédiaire (2--2)    Section au appuis(3--3)

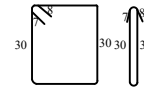
## Ferrailage Poutres secondaires NIV -3.23/+0.00 jusqu'au niv +19.36 AXE A,B,C,D Ech 1/25



Section aux appuis (1--1)



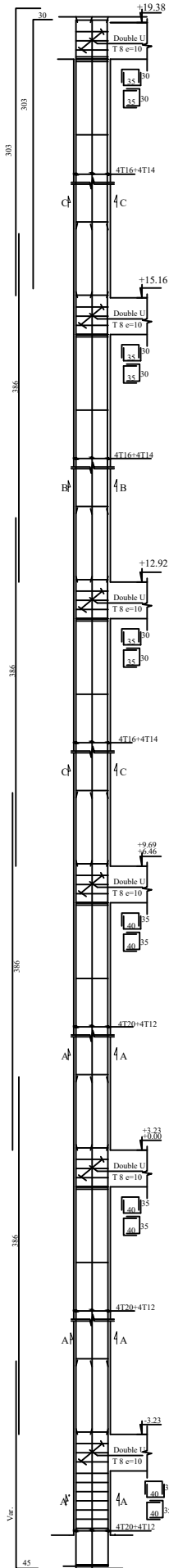
Section intermédiaire (2--2)



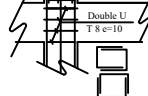
**Fer. POTEAUX: P1**

**intermédiaires**

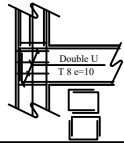
110 (Rive/Angle) Dim : (30x40) Ech : 1/25



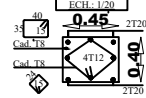
**DETAIL DE RENFORCEMENT DES NOEUDS DE CENTRE**



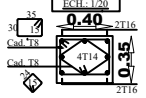
**DETAIL DE RENFORCEMENT DES NOEUDS D'ANGLE ET DE RIVE (des double U disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide)**



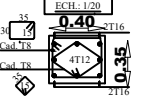
**COUPE A - A**



**COUPE C - C**

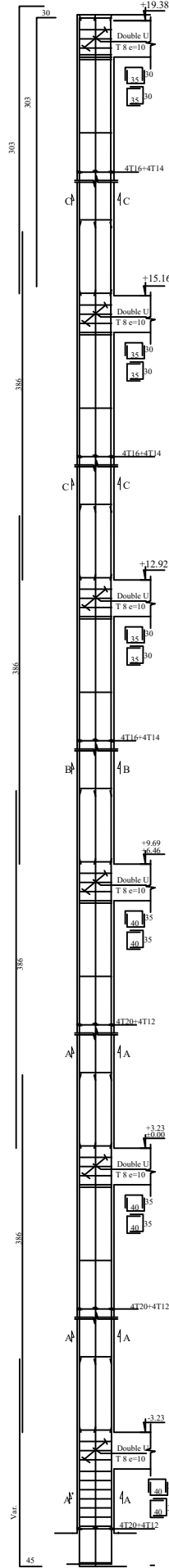


**COUPE B - B**



**Fer. POTEAUX: P1 RIVES**

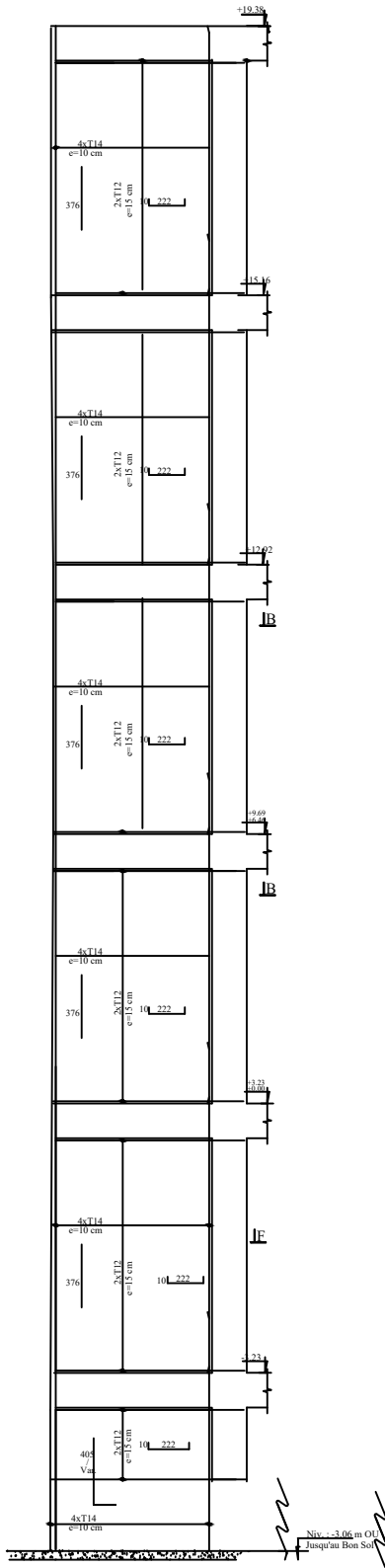
110 (Rive/Angle) Dim : (40x40) Ech : 1/25



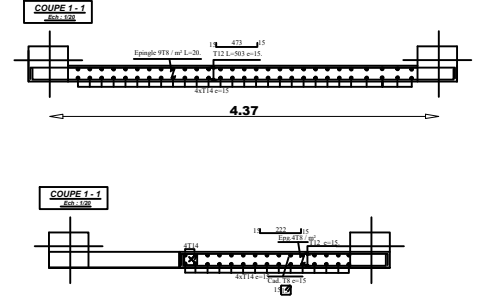
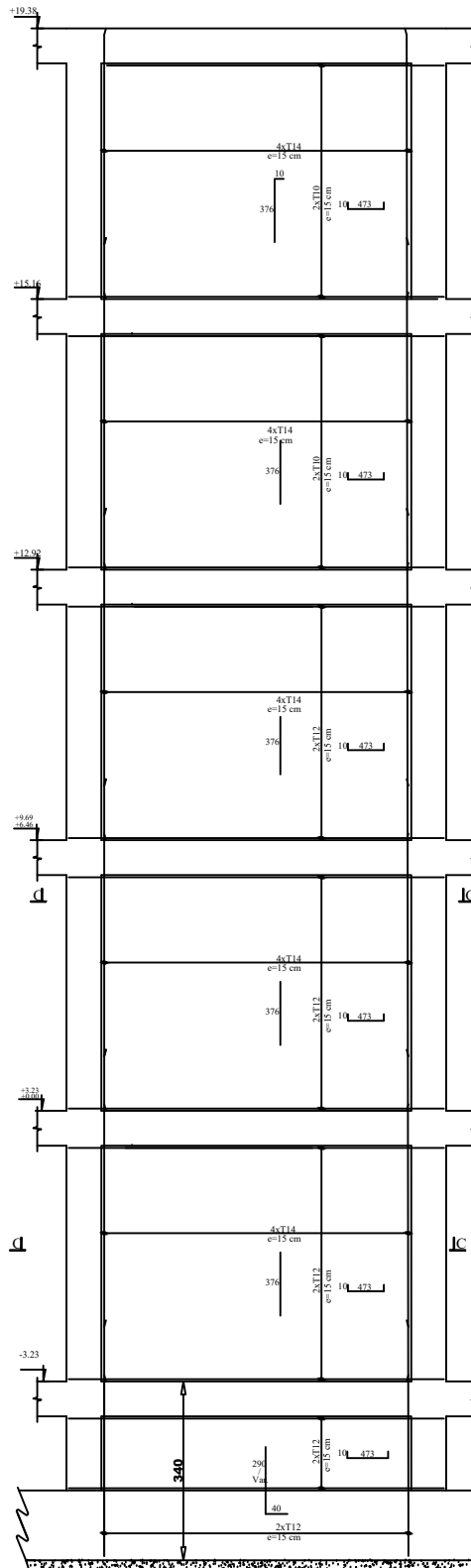
Niv. -3.23 m OU Jusqu'au Bon Sol

Niv. -3.23 m OU Jusqu'au Bon Sol

**VOILE V2-e=20- (Nbr = 04)**  
Ech : 1/25

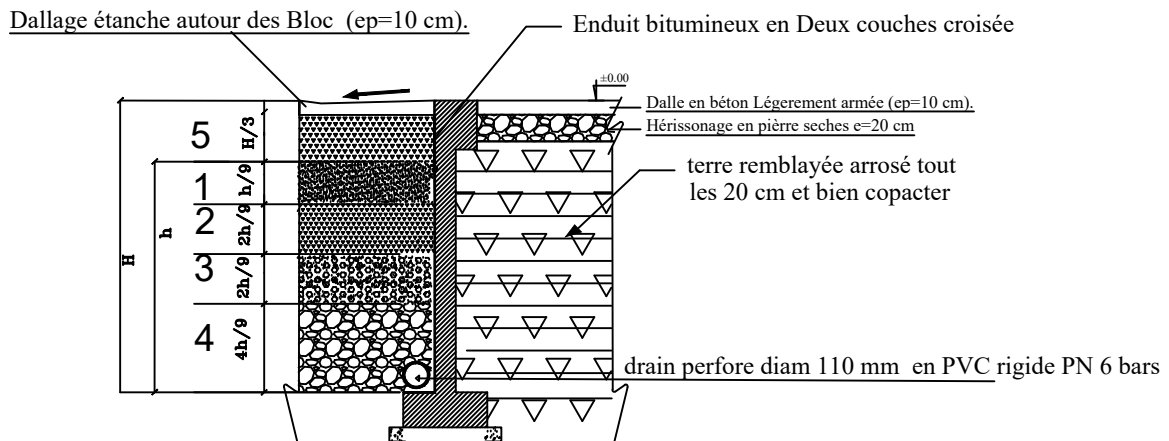
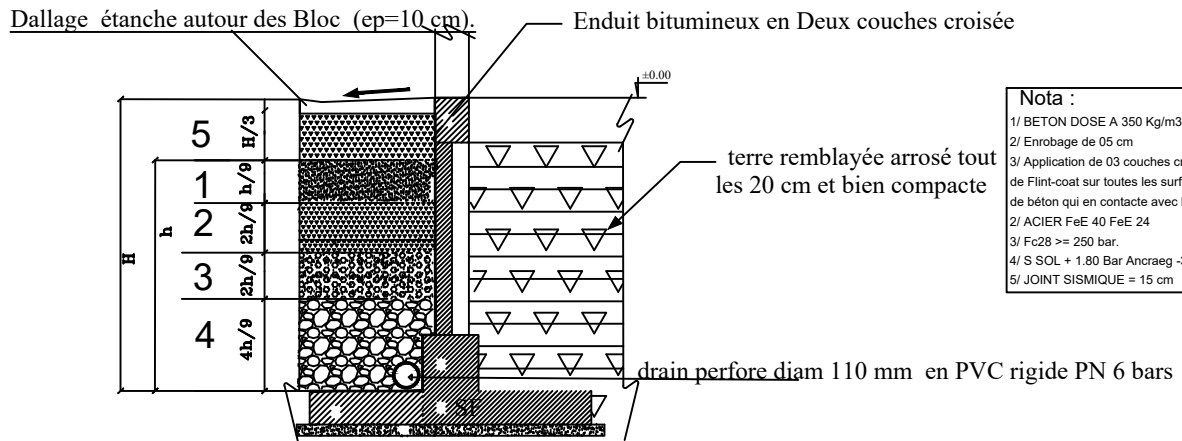


**VOILE V1 -e=20- (Nbr = 04)**  
Ech : 1/25



Canalisation drainante y compris dallage au périphérique du bloc

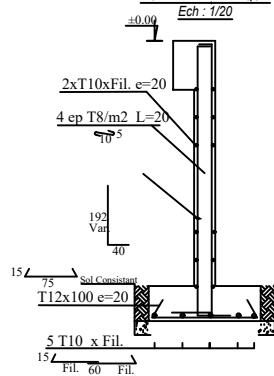
ECH : 1/25



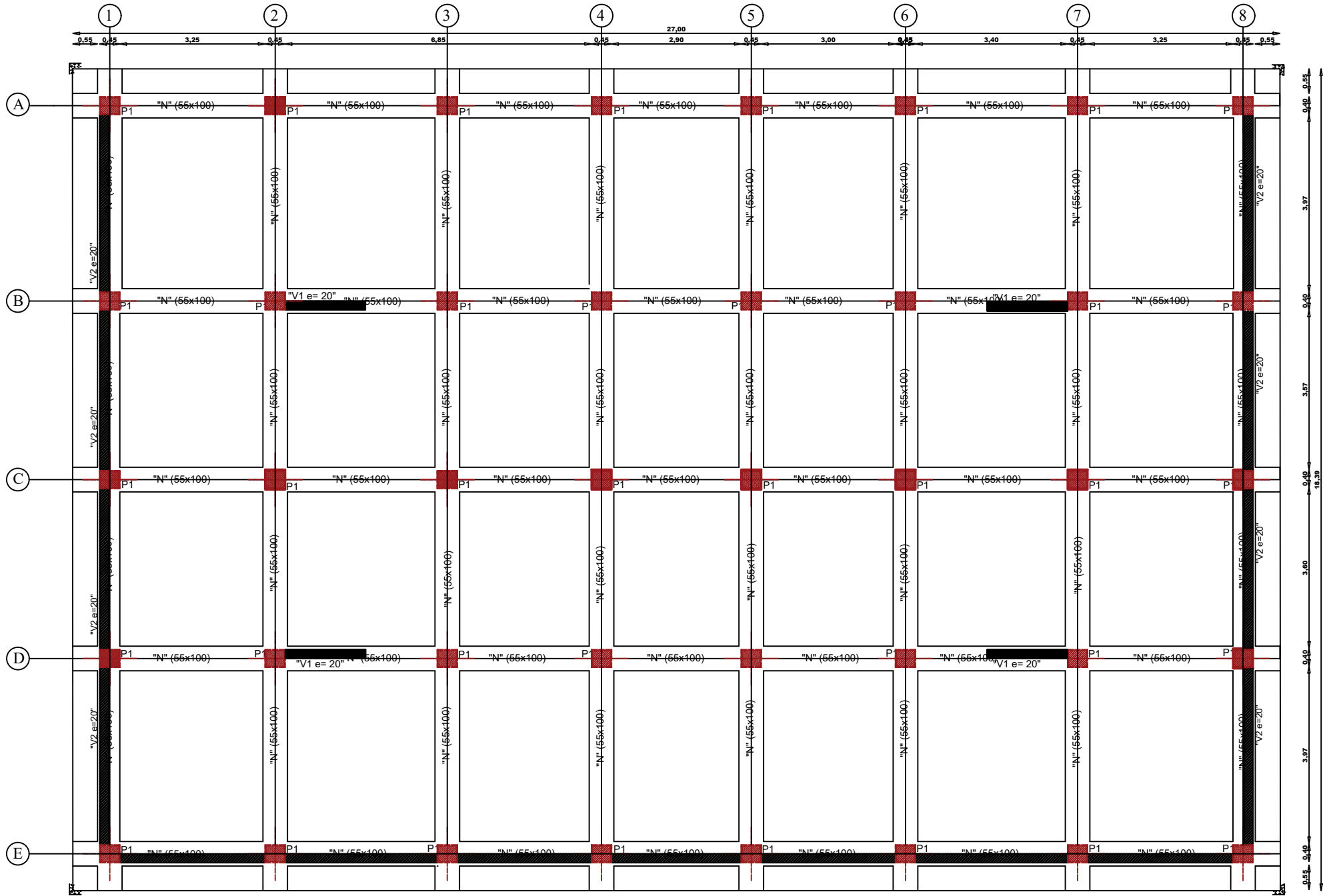
DETAIL DE FERRAILLAGE DU

VOILE PERIPHERIQUE

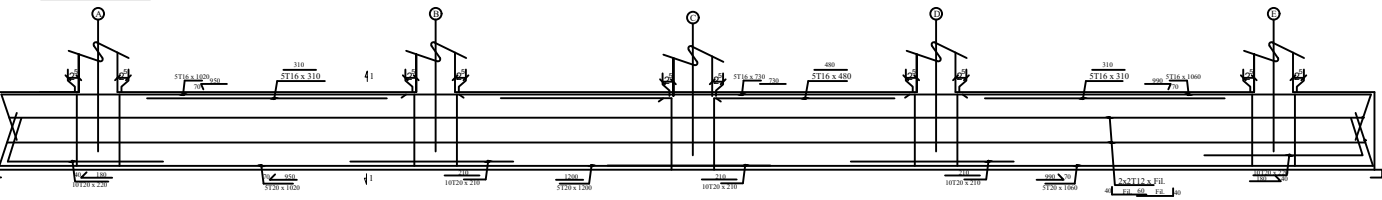
Ech : 1/20



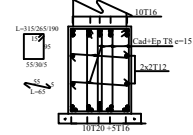
**- COFFRAGE DU RADIER -**  
**EL : 1/50.**



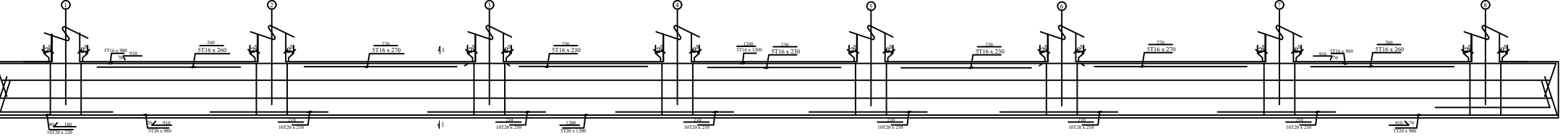
" NERVURE DU  
 RADIER " AXES :  
 1-2-3-4-5-6-7-8  
 Ech : 1/25



COUPE 1-1  
 Ech : 1/20

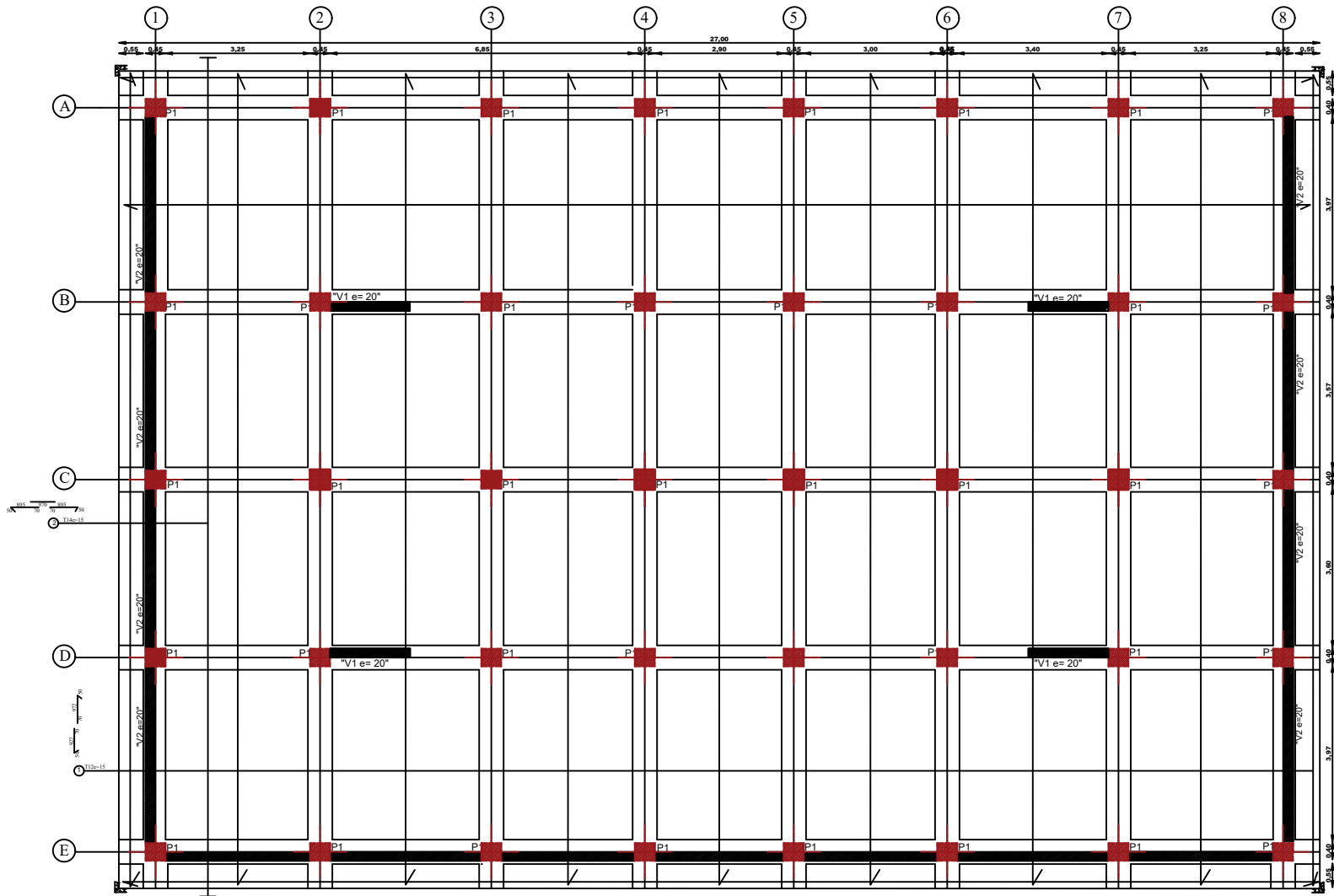


" NERVURE DU  
 RADIER " AXES :  
 A-B-C-D-E  
 Ech : 1/25





**- FERRAILAGE DU RADIER: NAPPE INFERIEUR**  
**EL : 1/50.**



**Nota :**

- 1/ BETON DOSE A 350 Kg/m<sup>3</sup>
- 2/ Enrobage de 05 cm
- 3/ Application de 03 couches croisées de Flint-coat sur toutes les surfaces de béton qui en contact avec le sol
- 2/ ACIER FeE 40 FeE 24
- 3/ Fc28 >= 250 bar.
- 4/ S.SOL + 1.80 Bar Ancreag -3.06 m