



*République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche  
scientifique*



*Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction Département de  
Génie Civil*

## ***Mémoire de fin d'études***

***En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil.  
Option : Construction Civile et Industrielle (CCI)***

### ***Thème***

***Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et  
commercial, contreventé par voiles et portique  
Avec l'application ETABS***



***SIFOUANE SIHAM  
SI AHMED NAIMA***

***M<sup>R</sup> LOUZALA***

***Promotion 2020/2021***



## **REMERCIEMENT**

Au terme de ce travail, nous remercions le bon Dieu de nous avoir accordé la force et la volonté pour réaliser ce projet.

Nous remercions également nos parents pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à notre encadreur Mr Louzai .A pour ses conseils, orientation et surtout sa disponibilité.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les enseignants de GENIE CIVIL, qui ont contribué à notre formation.

Nos vifs remerciements à tous ce qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet, qui se sont dévoué pour venir à notre aide.

Nous n'oublions jamais l'équipe de travail qui j'ai passé Les meilleurs souvenirs de ma vie.

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

**MERCI**

# DEDICACES

*Au terme de ce travail je tiens à remercier en premier lieu le dieu qui nous a donné la force d'achever cette étude et je dédie ce travail :*

*- Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis et ma mère qui a été à mes côtés et ma soutienne durant toute ma vie.*

*- Mes chères sœurs SILYA et FAYROUZE pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.*

*- A ma binôme et chère amie Naima et sa famille.*

*- A tous mes amis(es).*

*- A toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*- A toute la promotion de génie civil 2020 / 2021.*

**SIHAM.**

# DEDICACES

Du profond de mon cœur, je dédie ce modeste travail à tous ceux qui me sont chers :

- A mes très chers parents, qui m'ont toujours soutenue et guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin. Je prie Dieu le tout puissant de vous protéger et de procurer santé, bonheur et long vie.

A ma chère sœur «FAHIMA».A qui je souhaite au passage beaucoup de bonheur et un avenir brillant.

- A mes chers frères et leurs enfants, source de joie et de bonheur. A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; «mon fiancé HAMID »pour l'encouragement et l'aide qu'il ma toujours accordé.  
A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours Universitaire source d'espoir et de motivation.

- A ma chère binôme« SIHAM »et sa famille, avec toi j'ai vécu des moments de stresse, mais surtout de joie, merci beaucoup d'avoir contribué à ce travail.

- A tous mes amis(es), et toutes les personnes qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

- Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de Votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi.

**NAIMA.**

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Figure I-1: coupe verticale de la maçonnerie.....	4
Figure I-2 : coupe verticale d'un escalier.....	4
Figure I-3 : Voile en béton armé. ....	5
Figure I-1: Balcons en dalles pleines. ....	5
Figure I-2: Cage d'ascenseur en voiles .....	6
Figure I-3: coffrage métallique .....	6
Figure I-4: Coffrage en bois.....	6
Figure I-5: diagramme contrainte-déformation (ELU).....	9
Figure I-6: diagramme contrainte-déformation (ELS).....	10
Figure I-7: diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	13

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Figure II-1: Schématisation d'un plancher en corps creux .....	17
Figure II-2: Coupe verticale d'un plancher .....	23
Figure II-3: Coupe verticale d'un plancher étage courant-corps creux .....	23
Figure II-4: Coupe verticale d'un mur extérieur.....	24
Figure II-5: Coupe verticale d'un mur intérieur.....	25
Figure 8: Surface revenant au poteau le plus sollicité. ....	26
Figure II-7: valeurs de coefficient dégression $\frac{3+n}{2n}$ .....	27
Figure II-8: Coupe de voile en élévation .....	34
Figure II-9: Coupe de voiles en plan.....	34

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III-1: Coupe verticale de l'escalier .....	39
Figure III-2: Schéma statique de l'escalier .....	40
Figure III-3: Schéma statique de calcul à l'ELU .....	42
Figure III-4: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.....	46
Figure III-5: Schéma statique de calcul à l'ELS .....	50
Figure III-6: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS. ....	53
Figure III-7: Section droite des escaliers. ....	55
Figure III-8: Schéma statique de la poutre palière.....	58
Figure III-9: Les diagrammes des moments et efforts tranchants.....	60
Figure III-10: Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	65
Figure III-11: Coupe verticale de l'acrotère. ....	68
Figure III-12: Diagrammes des efforts internes .....	68.
Figure III-13: Schéma statique de calcul de l'acrotère. ....	70
Figure IV.14 : Schémas de ferrailage de l'acrotère .....	76
Figure III-14: Schéma statique du balcon. ....	77
Figure III-15: Schéma statique (ELU). ....	78
Figure III-16: Section des calculs. ....	79

Figure III-17 : Schéma statique (ELS).....	80
Figure III-18 : Schémas statique de la poutre de chaînage.....	85
Figure III-18: Dimensions de la poutre de chaînage.....	86
Figure III-19: Schéma statique de la poutre.....	87
Figure III-20: Diagrammes des efforts internes à l'ELU.....	90
Figure III-21 : Schéma statique de la poutre à l'ELS.....	92
Figure III-22: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	93
Figure III-23 : Coupe transversale du plancher.....	96
Figure III-24 : ferrailage de la dalle de compression.....	97
Figure III-25: Poutrelles d'une section Té.....	97
Figure III-26: Exposition de la méthode des trois moments.....	102
Figure III-27: Schéma statique de la poutrelle.....	103
Figure III-28: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	106
Figure III-29:Disposition des armatures en section en Té.....	112
Figure III-30: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	114
Figure III-31: Diagramme des efforts tranchant.....	115
Figure III-32: Schéma statique de calcul.....	119
Figure III-33: Diffusion de charges dans le feuillet.....	122
Figure III-34: Les moments en travées et aux appuis dans les deux sens (Lx, Ly).....	125
Figure III-35: Les moments dans les deux sens.....	132

## **Chapitre IV : Modélisation de la structure**

Figure IV-9: Géométrie de base.....	138
Figure IV-10: Modification des longueurs des trames suivant x-x et y-y.....	139
Figure IV-11: Modification des hauteurs d'étage.....	139
Figure IV-4 : Représentation de la structure en 2D et 3D.....	140
Figure IV-5: définir un nouveau matériau.....	141
Figure IV-6 : Introduction des propriétés Mécanique du béton.....	141
Figure IV-7: Dimension des éléments.....	142
Figure IV-8: Définition de l'épaisseur de Dalle plein.....	142
Figure IV-9: Définition de l'épaisseur de voile.....	143
Figure IV-10: Définition de l'épaisseur de plancher.....	143
Figure IV-11: Définition de l'épaisseur des éléments plaque.....	144
Figure IV-12 :Dessin des poteaux.....	144
Figure IV-13 :Dessin des poutres.....	145
Figure IV-14 :Dessin des dalle pleines et corps creux.....	145
Figure IV-15: Dessin des voiles.....	146
Figure IV-16 : Encastrement de la base de structure.....	146
Figure IV-17: Encastrement de la base de structure.....	148
Figure IV-18 : Vue de RDC en plan.....	148
Figure IV-19 : Vue de la structure des étages courants en plan.....	149
Figure IV-20 : Vue de la structure de la salle machine en plan.....	149
Figure IV-21 : Vue de la structure en 3D.....	150
Figure IV-22 : Diaphragmes de RDC.....	151
Figure IV-23 : Dessin des diaphragmes.....	151

Figure IV-24: Check Model.....	152
Figure IV-25: Les charges statiques G et Q.....	152
Figure IV-26: Masse source.....	152
Figure IV-27: Chargement surfacique uniforme.....	153
Figure IV-28: Chargement linéaire.....	153
Figure IV-29: Le spectre de réponse du RPA.....	154
Figure IV-30: Le spectre de réponse du RPA.....	154
Figure IV-31 : Définition du chargement EX et EY (séisme).....	155
Figure IV-32 :Introduction des combinaisons d'actions.....	156

## Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Figure V-1 : Etapes à suivre pour détermination des pourcentages relatifs des charges.....	159
Figure V-2 : Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EX.....	160
Figure V-3 : Effort repris par les voiles selon EX.....	161
Figure V-4: Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EY.....	161
Figure V-5: Effort repris par les voiles selon EY.....	162
Figure V-6 : Forces reprises par les portiques.....	162
Figure V-7 : Forces reprises par les Voiles.....	163
Figure V-8 : Etapes pour détermination de la période.....	163
Figure V-9 : Période et participation massique.....	163
Figure V-10 : Etapes pour détermination du poids de la structure W.....	165
Figure V-11 : Résultats d'analyse dynamique ETABS.....	165
Figure V-12: déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel.....	170
Figure V-13 : effort tranchant et les moments à la base de la structure.....	170
Figure V-14: effort tranchant et les moments à la base de la structure.....	170
Figure V-15 : Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.....	172.
Figure V-16 : Déplacements relatifs suivant EX.....	172
Figure V-17 : Déplacements relatifs suivant EY.....	173
Figure V-18: Déplacements maximales suivant EX.....	174
Figure V-19 : Déplacements maximales suivant EY.....	174
Figure V-20 : Visualisation des résultats sur logiciel ETABS.....	175
Figure V-21: déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque (Zone) par le logiciel...	179

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Figure VI-1: Disposition des armatures tendus S.S.A.....	185
Figure VI-2 : Disposition des armatures SDA.....	186
Figure VI-16- Délimitation de la zone nodale.....	194
Figure VI-17 : Exemple de calcul avec SOCOTEC.....	207
Figure VI-18 : Résultats de calcul de la section d'armature.....	207
Figure VI.19:zone nodale des poteaux(RPA7.2 page 71).....	217
Figure VI-20 : Exemple de calcul avec SOCOTEC.....	219
Figure VI-21 : Résultats de calcul de la section d'armature.....	219
Figure VI-22 : La numérotation des voiles dans l'ETABS.....	221
Figure VI-23- Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	224

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Pré-dimensionnement de la semelle isolée sous poteaux.....	244
Figure VII-2 : Diagramme des contraintes. ....	253
Figure VII-4: Chargement simplifié pour les moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).....	266
Figure VII-5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).....	266
Figure VII-6: Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal).....	266
Figure VII-7: Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).....	266
Figure VII-8: Chargement simplifié pour les moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).....	267
Figure VII-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).....	267
Figure VII-10 : Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELS (sens longitudinal).....	267
Figure VII-11 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens longitudinal).....	267
Figure VII-12: Chargement simplifié des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).	
Figure VII-13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).....	268
Figure VII-14 : Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).....	268
Figure VII-15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).....	268
Figure VII-16: Chargement simplifié des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).....	269
Figure VII-17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).....	269
Figure VII-18 : Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELS (sens transversal).....	269
Figure VII-19 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).....	269

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1 : valeurs des contraintes admissibles de l'acier. ....	12
--	----

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : vérification aux exigences du RPA .....	21
Tableau II-2: Plancher étage courant corps creux .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Tableau II-3 : Charges permanentes du plancher étage courant et commercial. ....	24
Tableau II-4 : Charges permanentes des murs extérieurs. ....	24
Tableau II-5: Charges permanentes des murs .....	25
Tableau II-6 : Charges permanentes de la dalle pleine. ....	25
Tableau II-7 : Surcharge d'exploitation des différents éléments secondaires.....	26
Tableau II-8 : valeurs de coefficient dégression $\frac{3+n}{2n}$ .....	29
Tableau II-9 : Récapitulatif de la descente de charge .....	31
Tableau II-10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99/2003 .....	32
Tableau II-1 : Vérification du flambement des poteaux .....	33

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-1 : Charge permanente du palier. ....	41
Tableau III-2 : Charge permanente de la volée. ....	41
Tableau III-3 : Chargement du grand corps .....	77
Tableau III-4 : Moments aux appuis à l'ELU .....	104
Tableau III-5 : Les moments en travée à l'ELU.....	105
Tableau III-6 : Les efforts tranchants à l'ELU .....	106
Tableau III-7 : Moments aux appuis à l'ELS .....	108
Tableau III-8 : Les moments en travée à l'ELS.....	113
Tableau III-9 : Calcul des efforts tranchant a l ELS. ....	114

## Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux

Tableau V-1 : valeurs des pénalités.....	168
Tableau V-2 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.....	173
Tableau V-3: Vérification de l'excentricité.....	176
Tableau V-4 : Vérification de l'effet de second ordre (effet P- $\Delta$ ) suivant X-X.....	178
Tableau V-5: Vérification de l'effet de second ordre (effet P- $\Delta$ ) suivant Y-Y.....	178

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Tableau VI-1: section maximale et minimale d'armatures longitudinales.....	183
Tableau VI-2 : Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier.....	185
Tableau VI-3 : ferrailage des poutres principales en travée.....	185
Tableau VI-4 : ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs.....	185
Tableau VI-5 : ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs.....	185
Tableau VI-6 : ferrailage des poutres secondaires en travée.....	189
Tableau VI-7: ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs.....	189
Tableau VI-8 : ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs.....	189
Tableau VI-9 : ferrailage des poutres principales en travée.....	190
Tableau VI-10 : ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs.....	190
Tableau VI-11 : ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs.....	190
Tableau VI-12: ferrailage des poutres secondaires en travée.....	191
Tableau VI-13: ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs.....	191
Tableau VI-14 : ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs.....	191
Tableau VI-15 : Vérifications des armatures transversales.....	193
Tableau VI-16 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale. ....	193
Tableau VI-17: Vérification au cisaillement. ....	193
Tableau VI-18: Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	194
Tableau VI.19 : Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les Poutres principales. ....	198
Tableau VI.20 : Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les. ....	198
Tableau VI.21 : Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les Poutres principales.....	198
Tableau VI.22 : Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les Poutres secondaires. ....	198
Tableau VI-23 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	198
Tableau VI-24: Ferrailage des poteaux (50X50) .....	208
Tableau VI-25: Ferrailage des poteaux (45X45) .....	209
Tableau VI-26: Ferrailage des poteaux (40X40) .....	209
Tableaux VI-27 : Choix des armatures longitudinales.....	211
Tableau VI-28 : Valeur de « $\lambda_g$ » et « $\rho_a$ » pour les différentes sections des poteaux.....	213
Tableau VI-29: Sections minimales des armatures.....	214
Tableau VI-30: Sections minimales des armatures .....	214
Tableau VI-31: Vérification du ferrailage à L'ELS.....	218
Tableau VI-32 : Vérification des contraintes. ....	220
Tableau VI-33 : Tableau des efforts normaux.....	224
Tableau VI-34 : Les efforts internes et les contraintes des voiles longitudinaux.....	230
Tableau VI-35 : Les efforts internes et les contraintes des voiles transversaux.....	230
Tableau VI-36 : Ferrailage adopté .....	232
Tableau VI-37 : Ferrailage des voiles longitudinales VL1/1, VL1/2, VL1/3 .....	234
Tableau VI-38: Ferrailage des voiles longitudinales VL2/1, VL2/2.....	235
Tableau VI-39: Ferrailage des voiles longitudinales VL4/1, VL4/2.....	236
Tableau VI-40: Ferrailage des voiles longitudinales VL5/1.....	237
Tableau VI-41: Ferrailage des voiles longitudinales VL3/1, VL3/2.....	238
Tableau VI-42: Ferrailage des voiles transversales VT2/1 .....	239
Tableau VI-43: Ferrailage des voiles transversales VT1/1, VT1/2.....	240
Tableau VI-44: Ferrailage des voiles transversales VT3/1 et VT3/2.....	241

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

Tableau VII-1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinales).....	245
Tableau VII-2: Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	245
Tableau VII-3: Surface de semelles filantes sous poteaux.....	246
Tableau VII-4 : Répartitions simplifiée des chargements.....	263
Tableau VII-5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	264
Tableau VII-6 : valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure suivant YY.....	264
Tableau VII-7 : Les efforts internes dans les nervures.....	270
Tableau VII-8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.....	271
Tableau VII-9 : Vérification à l'ELS.....	273



## **Chapitre IV : Modélisation**

<b>IV.1.</b> Etude dynamique.....	136
<b>IV.2.</b> Description du logiciel ETABS .....	136
<b>IV.3.</b> Objectif de l'étude dynamique.....	136
<b>IV.4.</b> Manuel d'utilisation de L'ETABS.....	136
<b>IV.5.</b> Etapas de Modélisation .....	137
<b>IV.6.</b> Choix de la méthode de calcul.....	137
<b>IV.7.</b> Principe de la méthode .....	137
<b>IV.8.</b> La modélisation .....	137
<b>IV.8.1.</b> Introduction de la géométrie de la structure à modéliser .....	138
<b>IV.8.2.</b> Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton .....	140
<b>IV.8.3.</b> Spécification des propriétés géométriques des éléments.....	140
<b>IV.8.4.</b> Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E) .....	150
<b>IV.8.5.</b> Introduction des combinaisons d'actions.....	155

## **Chapitre V : Vérification RPA.**

<b>V.1.</b> Introduction .....	157
<b>V.2.</b> Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2) .....	157
<b>V.3.</b> Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3) .....	157
V.3.1. Justification du système de contreventement .....	157
<b>V.4.</b> Verification RPA.....	161
V.4.1. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale .....	162

V.4.2.	Vérification de la période empirique T .....	164
V.4.3.	Vérification de l'effort tranchant à la base .....	165
V.4.4.	Vérification des déplacements .....	170
V.4.5.	Vérification de l'excentricité .....	174
V.4.6.	Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	175
V.4.7.	Spécification pour les poteaux .....	177
<b>V.5.</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>179</b>

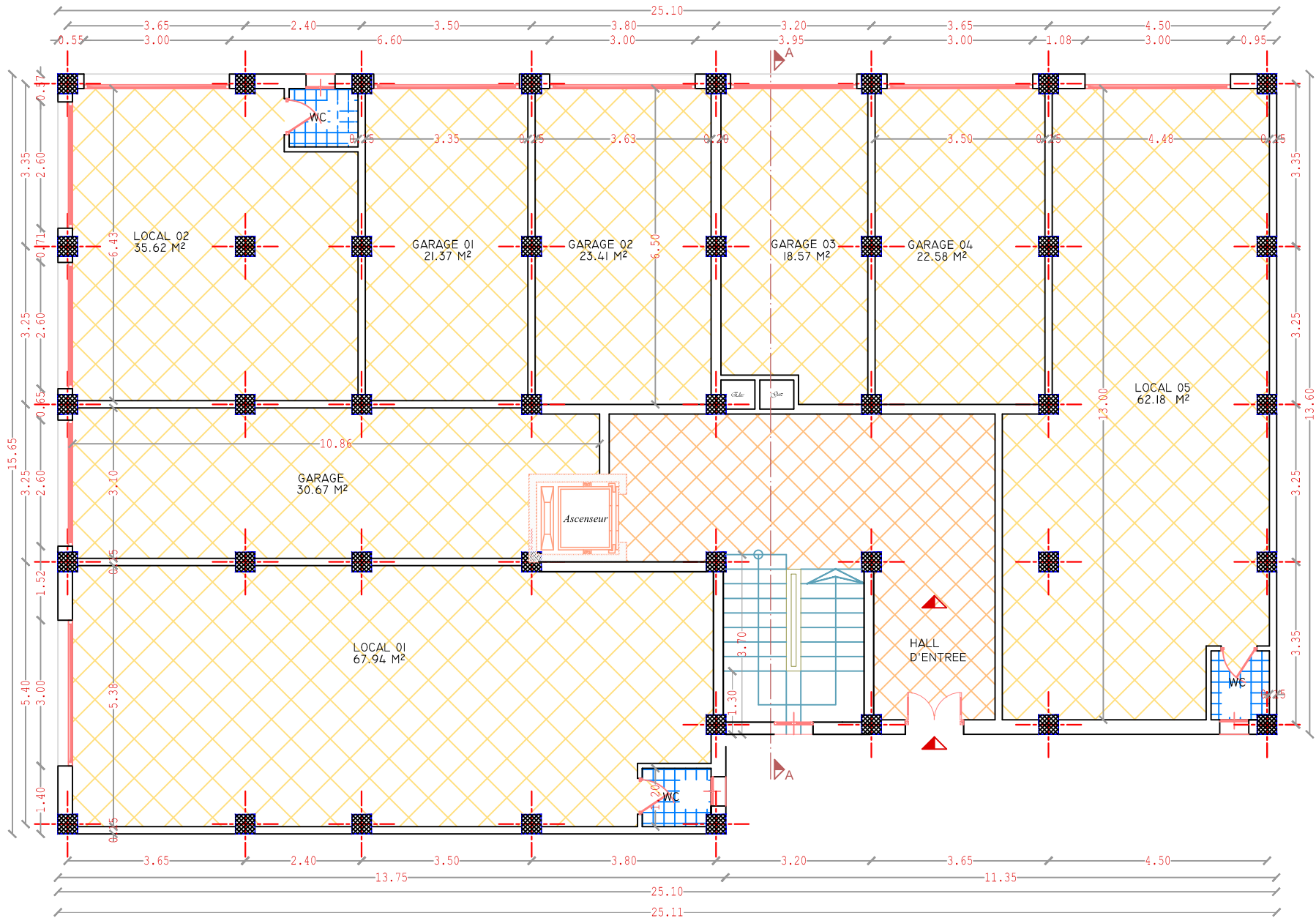
## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments**

<b>VI.1.</b>	<b>Ferrailage des poutres .....</b>	<b>181</b>
VI.1.1.	Introduction.....	181
VI.1.2.	Recommandations du RPA version 2003 .....	181
VI.1.3.	Ferrailage des poutres .....	185
VI.1.4.	Vérifications à l'ELU .....	191
VI.1.5	Vérifications à L'ELS.....	196
<b>VI.2.</b>	<b>Ferrailage des poteaux .....</b>	<b>199</b>
VI.2.1.	Introduction .....	199
VI.2.2.	Recommandation du RPA 2003. ....	200
VI.2.3.	Calcul du ferrailage à L'ELU.....	206
VI.2.4.	Vérification à L'ELS.....	219
<b>VI.3.</b>	<b>Ferrailage des voiles .....</b>	<b>222</b>
VI.3.1.	Introduction .....	222
VI.3.2.	Ferrailage des voiles .....	222
VI.3.3.	Vérification à L'ELS.....	227
VI.3.4.	Vérification de la contrainte de cisaillement (Art 7.7.2 /RPA .....	228

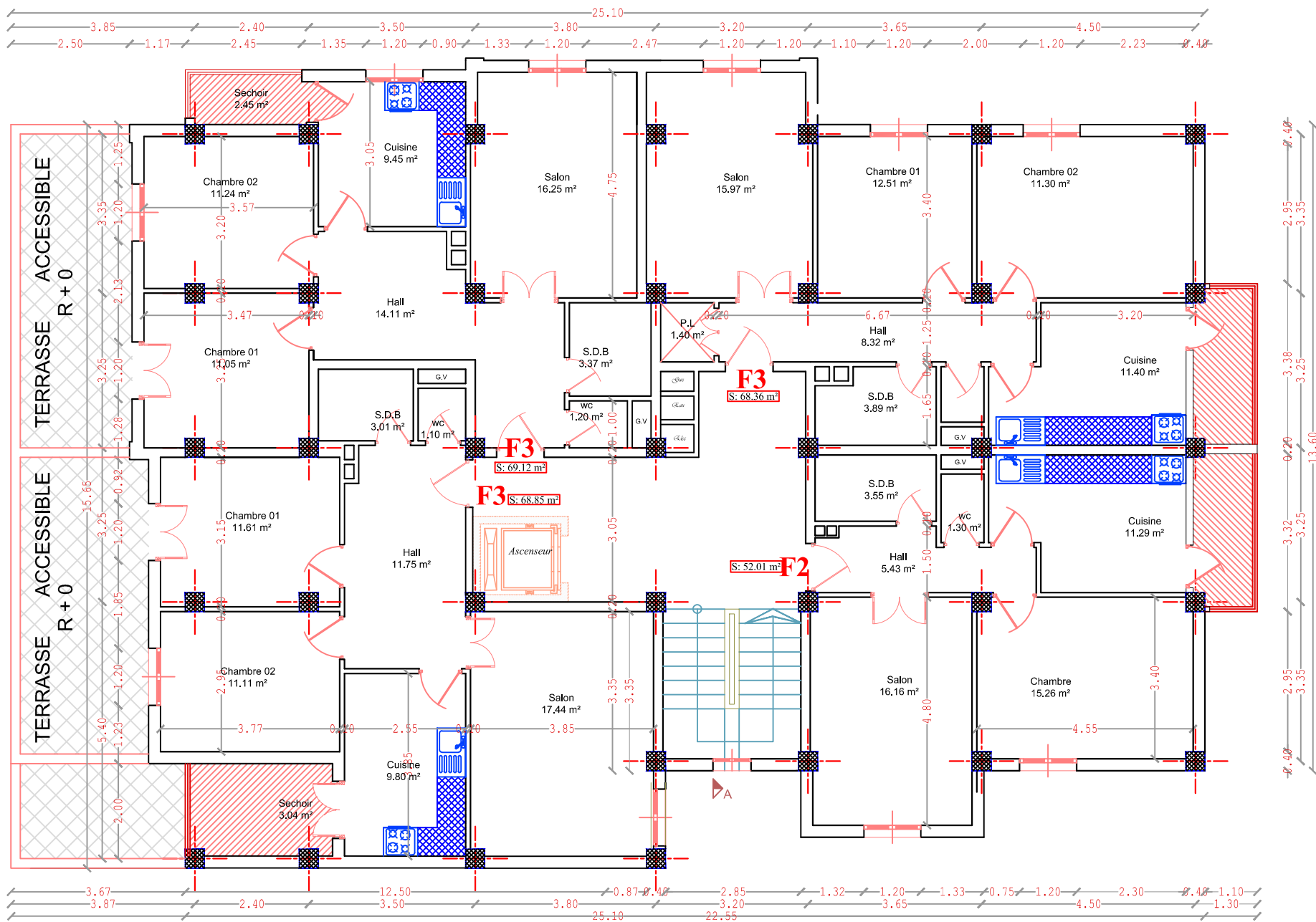
VI. 3.5. Exemple de calcul .....	231
----------------------------------	-----

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

<b>VII.1.</b> Introduction .....	244
<b>VII.2.</b> Etude géotechnique du sol .....	244
<b>VII.3.</b> Choix du type de fondation.....	244
VII.3.1. Semelles isolées sous poteaux .....	244
VII.3.2. Semelles filantes.....	245
<b>VII.4.</b> Etude du radier général.....	249
VII.4.1. Pré-dimensionnement du radier.....	249
VII.4.2. Calcul de la surface nécessaire du radier .....	251
VII.4.3. Calcul des sollicitations à la base du radier.....	251
VII.4.4. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	253
VII.4.5. Vérification de la stabilité de radier .....	253
VII.4.7. Vérification à l'ELU .....	262
VII.4.8. Vérification à l'ELS .....	263
VII.4.19. Ferrailage de la nervure .....	270

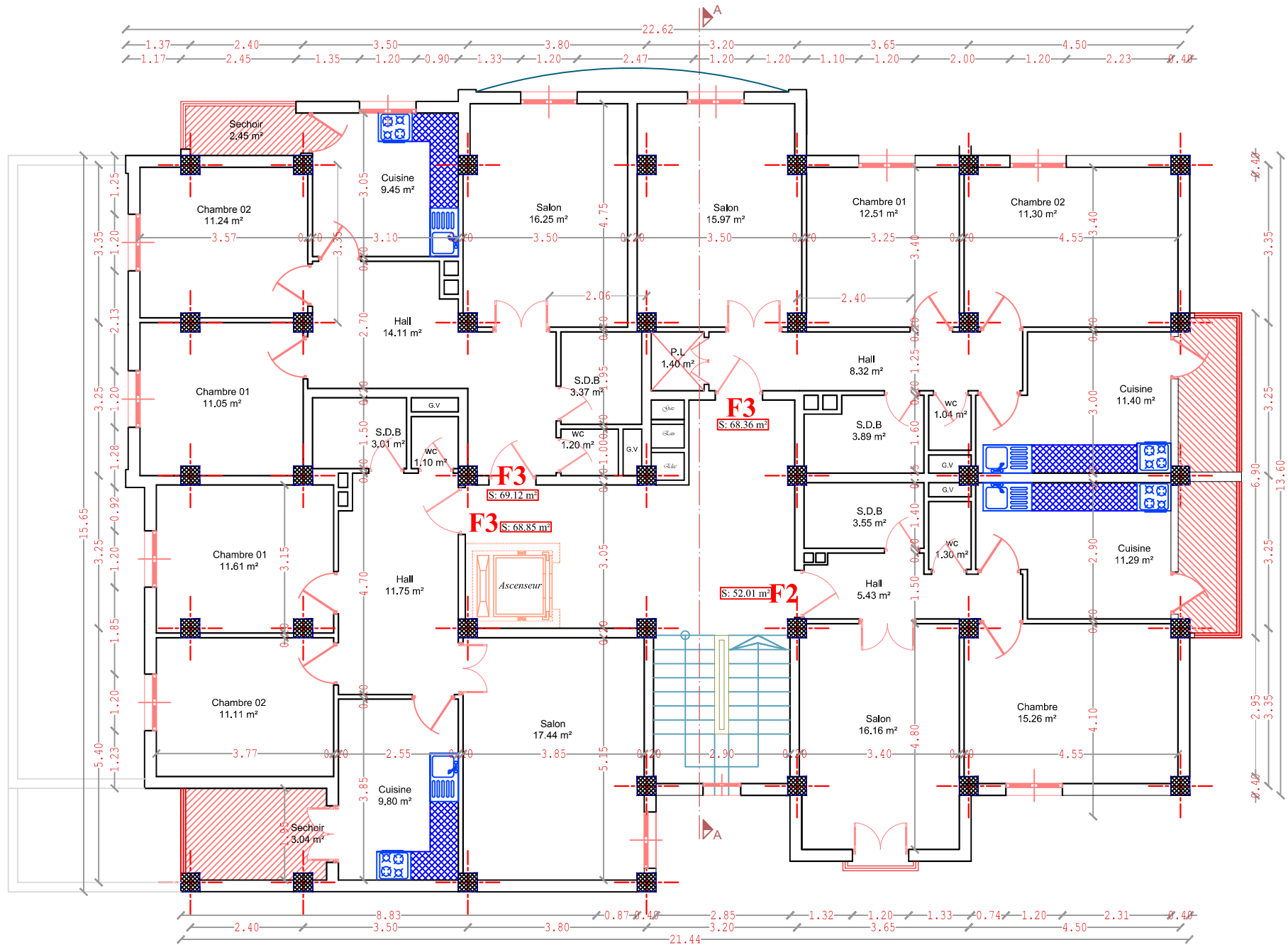


VUE EN PLAN R.D.C  
 ECH : 1 / 50°

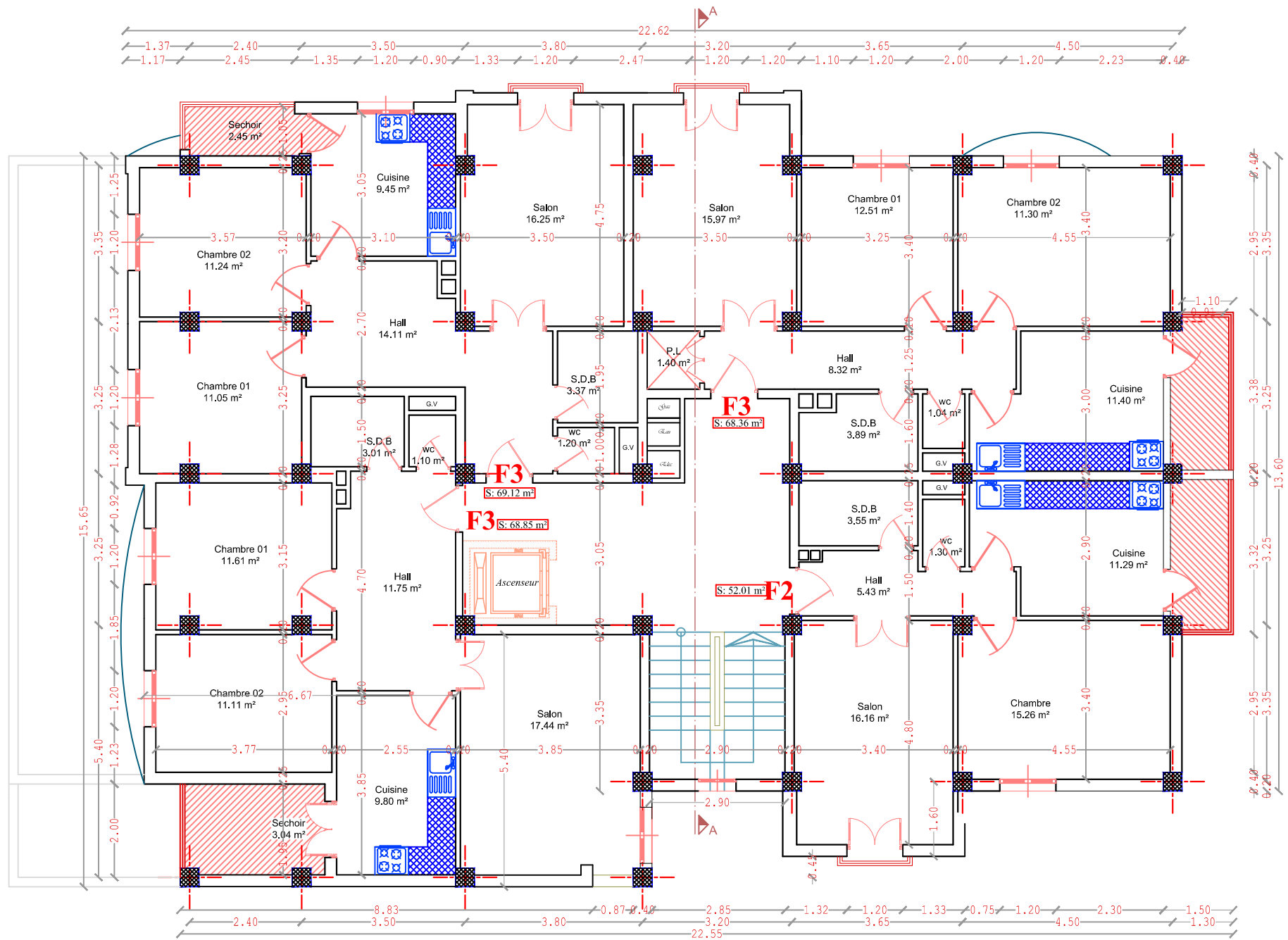


# VUE EN PLAN 1 er ETAGE

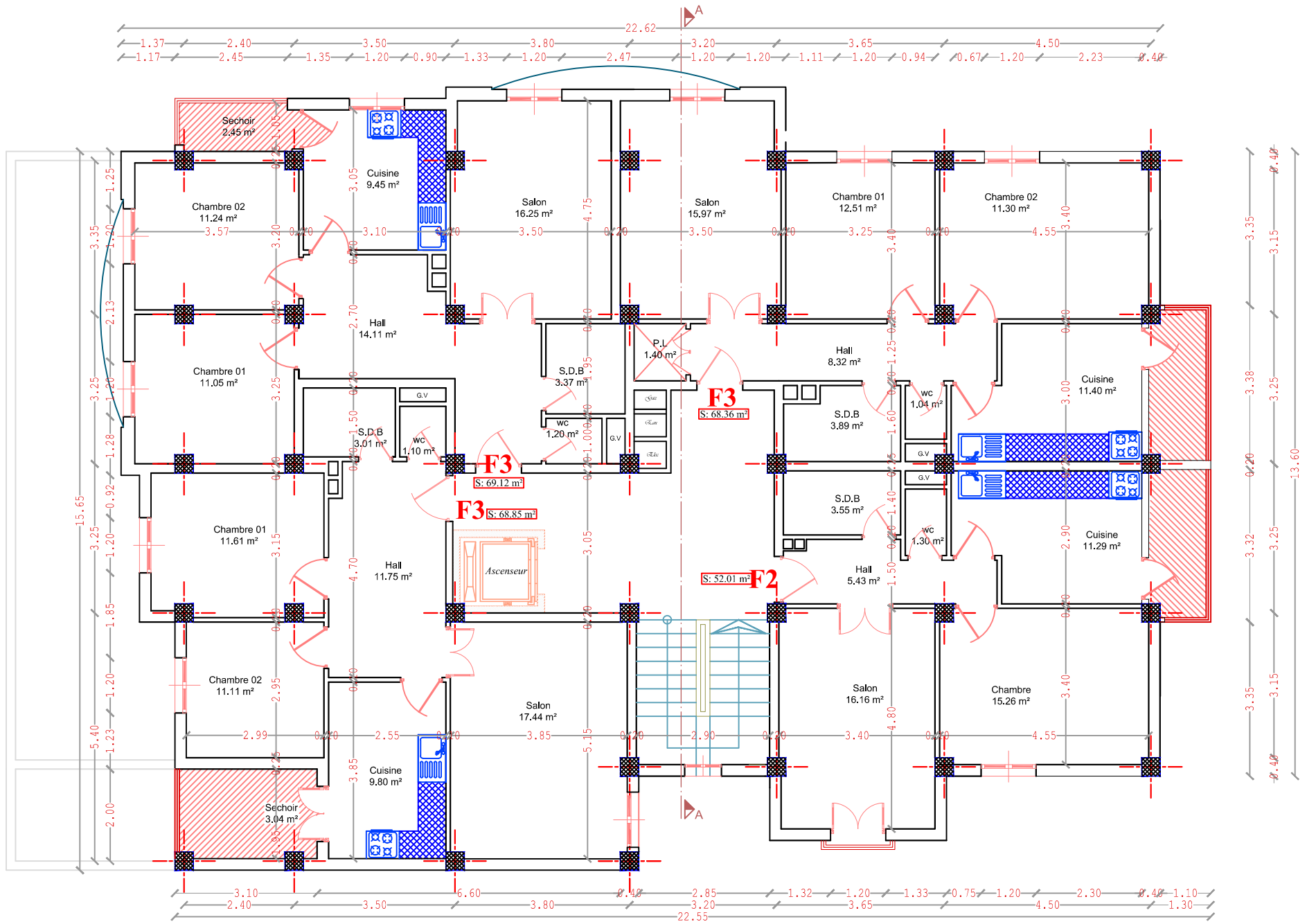
ECH : 1 / 50°



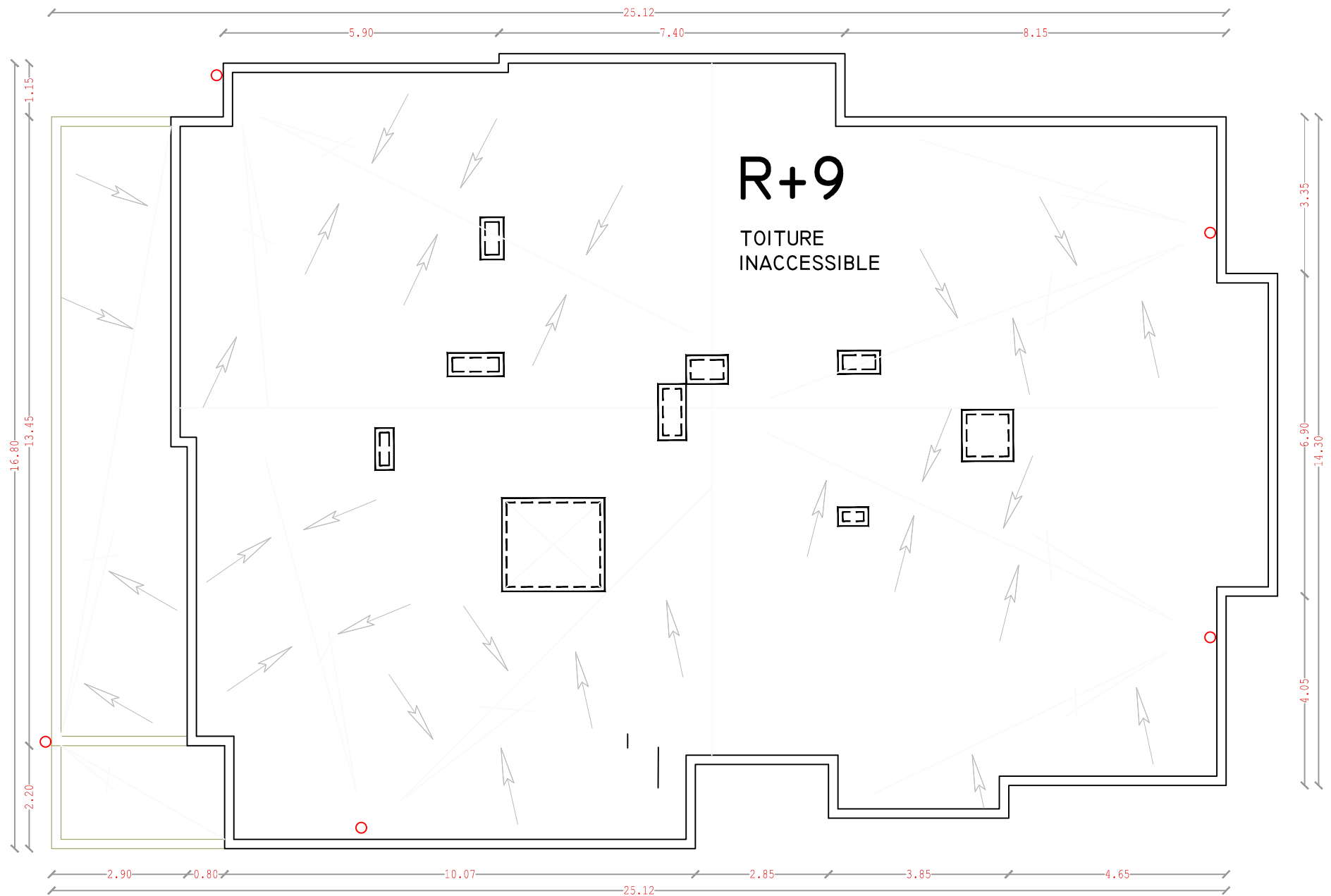
VUE EN PLAN 2,3 eme ETAGE  
ECH : 1 / 50°



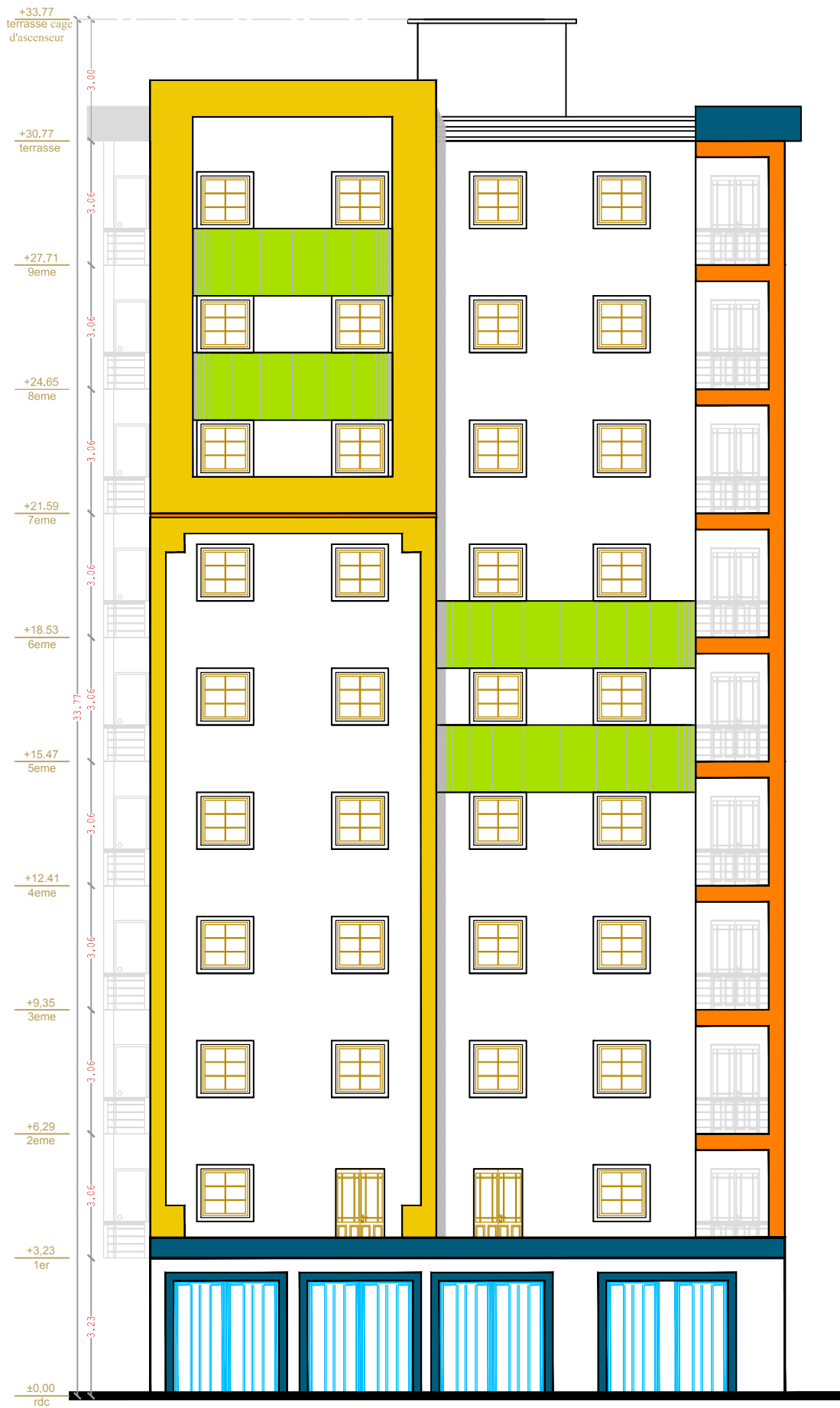
VUE EN PLAN 4,5,6 eme ETAGE  
 ECH : 1 / 50°



VUE EN PLAN 7,8,9 eme ETAGE  
 ECH : 1 / 50°



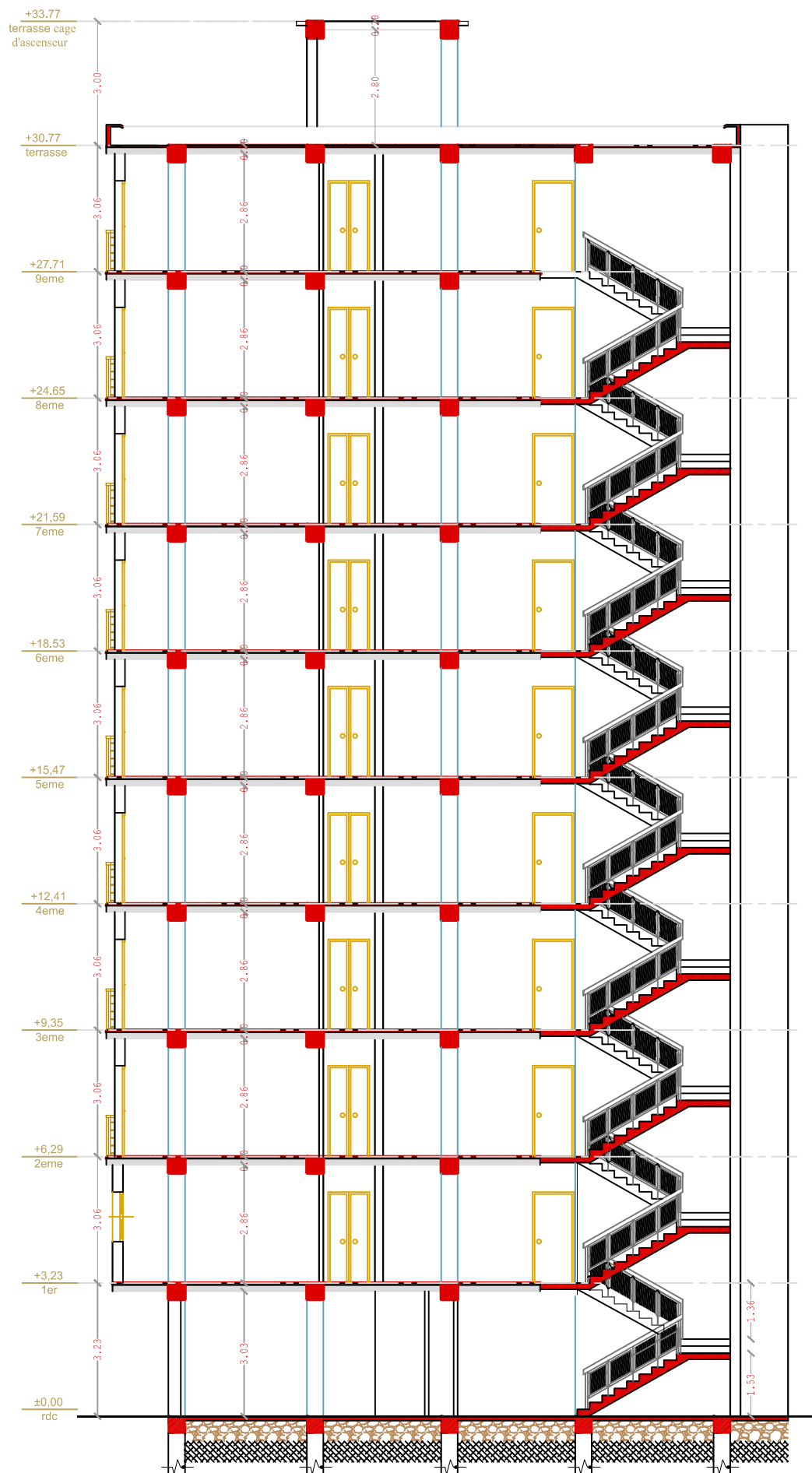
VUE EN PLAN DE TOITURE  
 ECH : 1 / 50°



FACADE LATÉRALE  
 ECH : 1 / 50°



FACADE PRINCIPALE  
 ECH : 1 / 50°



COUPE A-A  
 ECH : 1 / 50°

# Introduction générale

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les types de construction civils.

Les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant deux facteurs importants et indispensables qui sont la sécurité des usages qui est placée en avant de nombreux paramètres et l'aspect économique imposé par les coûts croissants des matériaux. Par ailleurs, le comportement et la résistance d'une structure sont conditionnés non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Pour cela l'ingénieur est face à une impérieuse nécessité d'étudier les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique : la résistance et le comportement d'une structure face aux actions horizontales sont principalement assurés par le système de contreventement de cette dernière (pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de portiques, de voiles ou des deux au même temps).

Le but assigné à notre projet de fin d'étude est de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation en génie civil à travers l'étude d'une structure en béton armé constituée d'un rez-de-chaussée et de neuf étages courants, un calcul statique et une étude dynamique et sismique seront effectuées afin de déterminer les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, nous allons utiliser le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

Les efforts engendrés, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **RPA 99 / version 2003** et **DTR-BC-22** ainsi que le **BAEL91 / révisé 99**.



# Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

**I-1-Introduction :**

Chaque travail a un but précis à satisfaire, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec le moindre coût.

Ce premier chapitre consiste à présenter globalement l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisés.

**I-1-1-Présentation de l'ouvrage :**

Ce projet de fin d'étude qui consiste en étude et le calcul d'un bâtiment(R+9) à usage d'habitations et commercial à ossature mixte (constituée de portique et de voiles en béton arme). Ce bâtiment sera implanté à **OUADHIA** dans la Wilaya de **TIZI-OUZOU** qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

C'est un bâtiment qui comporte :

- Une terrasse inaccessible.
- 09étages courants à usage d'habitation.
- Un RDC à usage commercial.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

**I-1-2-Caractéristique géométrique :**

- La hauteur totale du bâtiment .....33,77m
- La hauteur du RDC.....3,23m
- La longueur totale du bâtiment.....22,62m
- La largeur totale du bâtiment .....13,60m
- La hauteur de l'acrotère.....0,60m
- La hauteur des étages courants .....3,06m

**I-1-3-La réglementation utilisée :**

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement :

- BAEL91 modifiées 99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton arme suivant la méthode des états limites)

RPA99 modifiée 2003 (Règles parasismiques algériennes)

- CBA93 (conception et calcul des structures en béton armé)
- DTR-BC-22 (Charges et surcharges)

## **I-2-Eléments de l'ouvrage :**

### **I-2-1-Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

### **I-2-2-L'ossature :**

L'ossature est composée de portique transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

### **I-2-3-Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

- ✓ **Fonction de la résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.
- ✓ **Fonction d'isolation** : les planchers isolés thermiquement et acoustiquement. Dans notre cas nous avons deux types de planchers, plancher à corps creux et plancher en dalle pleine.

### **I-2-4-Maçonnerie**

- ✓ **Les murs extérieurs** : ils seront réalisés en double cloisons de 25 cm d'épaisseur, en briques creuses de 10 cm avec une lame d'air de 5 cm.
- ✓ **Mur intérieurs** : cloison simple en brique de 10 cm d'épaisseur.

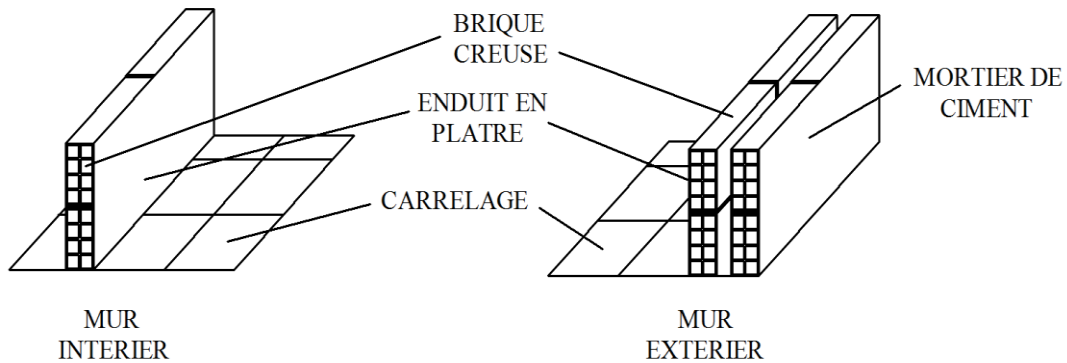


Figure I-1: coupe verticale de la maçonnerie

**I-2-5-Les escaliers :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escaliers.

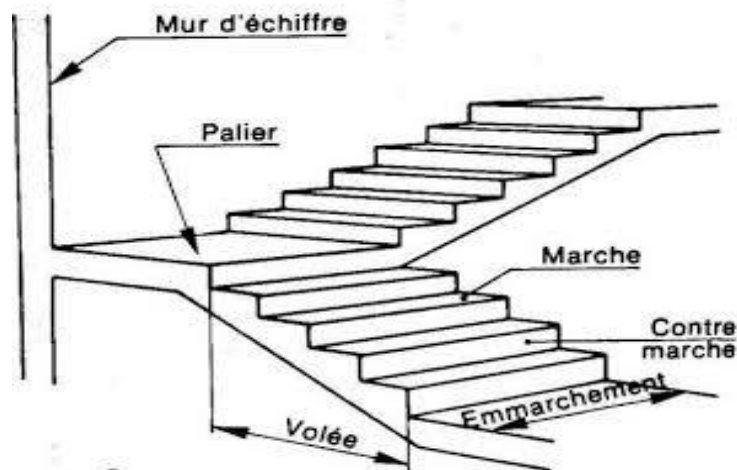


Figure I-1: coupe verticale d'un escalier

**I-2-6-Acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de **60 cm**, vient se greffer à la périphérie de la terrasse. Il a pour but de permettre un façonnage de l'étanchéité.

**I-2-7-Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.



**Figure I-2:** Voile en béton armé

**I-2-8-Les balcons :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en corps creux ou en dalle pleine.



**Figure I-3:** Balcons en dalles pleines.

**I-2-9-Le revêtement :**

Il sera composé de:

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs des salles d'eaux et cuisines.
- Enduit plâtre pour les murs et les plafonds

- Enduit ciment pour les faces extérieures des murs de façade

#### I-2-10-Cage d'ascenseur :

Ce bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulée sur place.



**Figure I-4:** Cage d'ascenseur en voiles

#### I-3-Système de coffrage:

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques (poutres – poteaux).



**Figure I-5:** coffrage métallique



**Figure I-6:** Coffrage en bois

#### I-4-Hypothèse de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément au règlement BAEL 91(béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

**I-4-1-États limites ultime(ELU) :**

Correspondant à la limite:

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- Soit de la stabilité de forme.

**I-4-2-États limites de service (ELS) :**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

**I-5-Caractéristiques mécaniques de matériaux:**

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux États Limites (BAEL 91 modifié 99)

**I-5-1-Le béton :**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Le béton possède les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger)

### Remarque :

Pour s'approcher de 25 MPa (résistance caractéristique) à 28 jours, notre béton sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> en ciment de classe CPA 325, gravillons (800 L), sable (400L), et eau de gâchage (175L), pour 1m<sup>3</sup>.

### I-5-1-1-Résistance du béton :

On définit deux types de résistance :

#### a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours noté  $f_{c28}$ . Cette valeur est déterminée par écrasement d'éprouvettes normalisées (16x32) par compression axiale à l'âge de 28 jours.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée par les formules données par le (BAEL91 modifié 99/Art 2-1-11)

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} F_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

#### b) La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à « j » jours noté  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = 2,1 \text{ MPa (BAEL 91, ArtA. 4. 3, 41)}$$

### I-5-1-2-Les Contraintes limites :

#### a) Etat limite ultime (ELU) de résistance à la compression $F_{bu}$ :

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (**BAEL91, ArtA.4.3 ,41**)

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ En MPa}$$

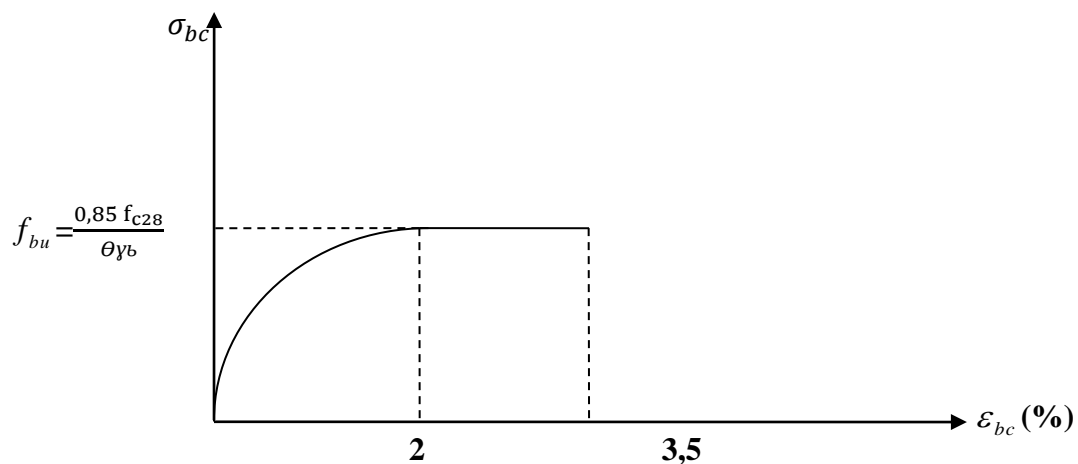
$$\gamma_b: \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \textit{situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \textit{situation accidentelle} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient de sécurité qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :

$\theta = 1$  : si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,9$  : si la durée d'application est comprise entre 1 heures et 24 heures.

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application est inférieure à 1 heure.



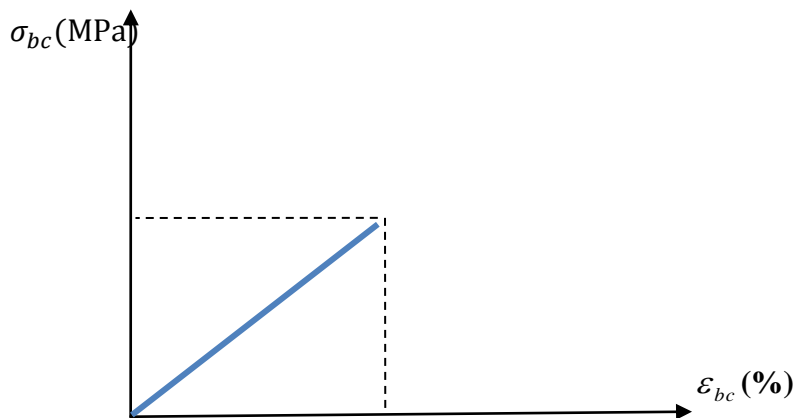
**Figure I-7:** diagramme contrainte-déformation (ELU)

### b) Contraintes limite de service (ELS) a la compression :

C'est au de-là duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \sigma_{bc} : \text{contrainte admissible a l'ELS}$$



**Figure I-8:** diagramme contrainte-déformation (ELS)

**c) Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ (BAEL91, artA. 5. 1)}$$

$V_u$  = valeur de l'effort tranchant dans la section cisailée (à l'ELU)

$b_0$  = largeur de la section cisailée.

$d$  = : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Cas de fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

Cas de fissurations préjudiciables ou très préjudiciables

$$\tau_u = \min \{0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$$

**I-5-1-3-Module d'élasticité:**

Nous définissons le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée d'application de la contrainte, nous distinguons deux sortes de modules:

**a) Module d'élasticité instantané: [ART/ A-2.1.21 BAEL 91]**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{Cj}} \text{ en MPa}$$

Pour  $j = 28$  jours  $f_{C28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

**b) Module d'élasticité différé: [ART-2.1.22 BAEL 91]**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{Cj}} \text{ en MPa} \rightarrow E_{i28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

**c) Module d'élasticité transversale :**

$$G = \frac{E}{2(1 + \vartheta)} \text{ avec } E = \text{module de Young}$$

$$\vartheta = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

$\vartheta$  : Coefficient de Poisson ;

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\vartheta = 0$  ..... à l'état limite ultime.

$\vartheta = 0,2$  ..... à l'état limite de service.

**I-5-2-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 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant:

## a) caractéristiques mécaniques des aciers utilisés:

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en (MPa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $\Psi$
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en Treillis	Treillis soude TS520 ( $\Phi < 6$ )	T S	520	1,3	1

Tableau I-1 : valeurs des contraintes admissibles de l'acier.

## b) Limite d'élasticité longitudinale:

Elle est notée  $E_s$ . Sa valeur est constante quelle que soit la nuance d'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

## c) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal  $\nu = 0,3$ .

- ✓ Dans notre cas, on utilise des aciers à haute adhérence avec une nuance FeE400 avec  $f_e = 400 \text{ MPa}$

## d) Contrainte limite :

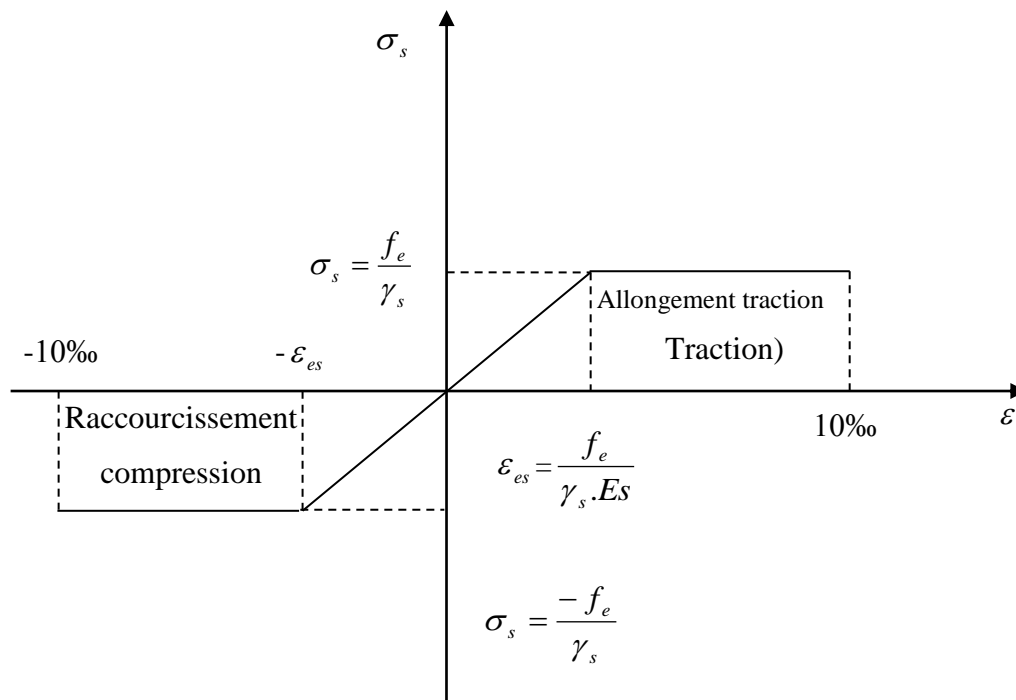
- ✓ à L'ELU Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2%

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$

Et :  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  Pour les HA



**Figure I-9:** diagramme contrainte-déformation de l'acier

✓ à L'ELS Contrainte limite de service :

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu préjudiciable :** Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer. **(BAEL9 /Art 4-5-32)**
- **Fissuration préjudiciable :** La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce. **(BAEL 91 Art A.4.5, 33)**

Dans ce cas, on doit respecter les règles suivantes :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ MPa}$$

$f_e$ : limite d'élasticité des aciers utilisés en MPa

$f_{tj}$ : résistante caractéristique à la traction du béton en MPa.

- **Fissuration très préjudiciable** : La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en causes ont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

**(BAEL 91 Art A.4.5, 34)**

Dans ce cas, on observe la règle suivante :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration qui vaut :

$\eta = 1,6$  pour les HA > 6 mm.

$\eta = 1,3$  pour les HA < 6 mm.

$\eta = 1,0$  pour des ronds lisses

#### **I-6-Protection des armatures : (art A. 7-2. 4 BAEL 91)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes:

- $c \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

# **Chapitre II**

**Pré-dimensionnement des éléments**

## II-1-Introduction :

Après que nous avons présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, et avant d'entamer tout calcul des éléments, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet ; afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « **RPA 99/Version 2003** » et les bases de « **BAEL 91/modifié 99** », « **CBA 93** » ainsi que le « **DTR-B. C.2.2** » (charges permanentes et charges d'exploitation).

## II-2-Pré dimensionnement des éléments :

### II-2-1-Les Planchers :

Les planchers sont des éléments pourtours horizontaux qui permettent de séparer deux étages consécutifs d'un bâtiment et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal,
- Ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges.
- Charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

#### ➤ **Plancher en corps creux :**

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui sont disposées perpendiculaire par rapport à la plus grande portée, supportant une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé. Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses tâches, le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations ; pour cela sa hauteur totale ( $h_{tp}$ ) est donnée par les formules suivantes :

(ArtB.6.8, 424/BAEL91)

$$h_{tp} \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ (ArtB.6.8.424/BAEL91)}$$

Avec:

**L max:** La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

**h<sub>tp</sub>:** hauteur totale du plancher (épaisseur de la dalle).

**L** = 450 – 25 = 425 cm avec **L<sub>max</sub>** = 450 cm

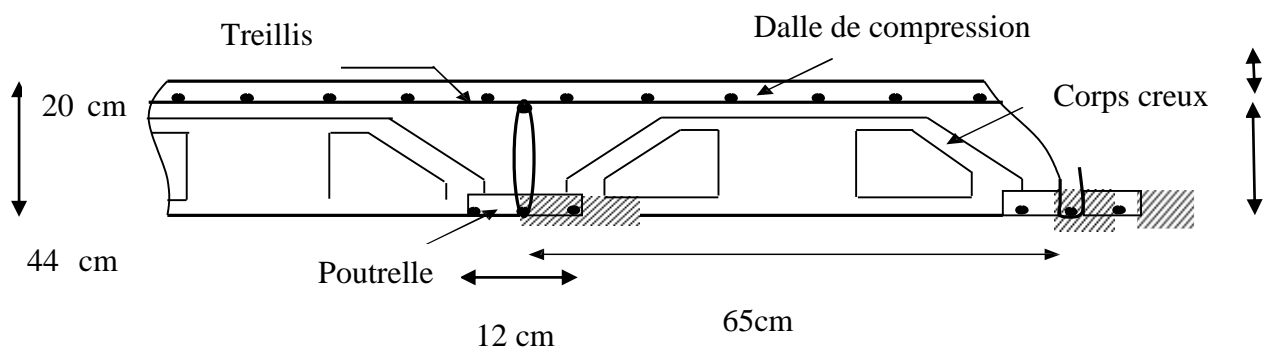
Ce qui nous donne :  $h_{tp} = \frac{425}{22,5} = 18,89 \text{ cm}$ .

**Remarque :**

En premier temps, nous prendrons une section minimale de **(25x25) cm<sup>2</sup>** exigée par le **RPA** qui correspond à celle d'un poteau en **zone II<sub>a</sub>**.

Ainsi on adoptera : **h<sub>tp</sub> = 20 cm** ; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages :

- L'épaisseur du corps creux : 16 cm. (DTR C.3)
- L'épaisseur de la dalle de compression : 4 cm.



**Figure II-1:** Schématisation d'un plancher en corps creux.

➤ **Dalle pleine :**

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée en fonction de leur portée et de conditions suivantes :

- Les résistances à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- Les résistances au feu.

➤ **Dalle pleine pour les balcons :**

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encadrée.

a) **Résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :  $e \geq \frac{L_0}{10}$

Avec :

$L_0$  : Portée libre ; e: épaisseur de la dalle.

$L_0 = 130 \text{ cm}$ .

Ce qui donne :  $e \geq 130/10 = 13 \text{ cm}$ .

Nous adoptons pour  $e = 15 \text{ cm}$

b) **Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log(10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log(M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de  $350 \text{ kg/m}^2$  d'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} \quad (h_0 = 14 \text{ cm})$$

L'épaisseur minimale de la dalle est donnée par :  $h_0 = \frac{M}{\rho}$

**M** : masse surfacique minimale, égale à 350 Kg/m<sup>2</sup>

**ρ** : masse volumique du béton

Ce qui donne  $h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{0,0350}{0,00250} = 14 \text{ cm}$ .

Nous prenons :  $h = 15 \text{ cm}$

Tel que :  $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$

Donc :  $e = \max(11 ; 14 ; 15) = 15 \text{ cm}$

Nous adopterons une épaisseur de 15cm.

### c) Résistance au feu :

Cette condition permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle, afin d'assurer une protection vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

- $e_p = 7 \text{ cm}$ .....pour une heure de coup de feu.
- $e_p = 11 \text{ cm}$ .....pour 2 heures de coup de feu.
- $e_p = 17 \text{ cm}$ ..... pour 2 heures de coup de feu.

D'après l'article **G.R.8** du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres....) soit au moins de deux heures. On opte pour un plancher qui devrait largement résister à cet article,  $e = 15 \text{ cm}$ .

### II-3-Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**B.A.E.L.91\_modifiées.99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement «**RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$\mathbf{h} : \text{hauteur totale de la poutre comprise entre.} \implies \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{BAEL 91})$$

$$\mathbf{b} : \text{largeur de la poutre comprise entre.} \implies 0.4 h \leq b \leq 0.7$$

$L_{\max}$  : Portée maximum entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Selon le **RPA 99/2003** les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (II a) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- $h \geq 30 \text{ cm}$ .
- $b \geq 20 \text{ cm}$ .
- le rapport  $\frac{h}{b} \leq 4$ .

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

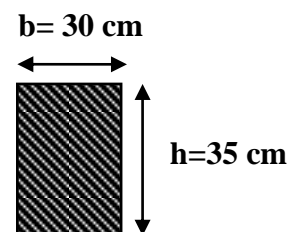
- ✓ Poutre principales qui est parallèles à la plus grande portée. Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.
- ✓ Poutre secondaire qui est disposée parallèlement aux poutrelles. Leur rôle principal est de transmettre les charge et surcharges aux éléments porteurs.

#### ➤ Poutres secondaire (PS) :

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

**Hauteur (h) :** On a :  $L = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$

$$h = \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \iff 28,33 \text{ cm} \leq h \leq 42,5$$



On prend:  $h = 35 \text{ cm}$

**Largeur (b) :**

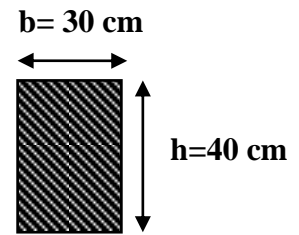
$$0.4h \leq b \leq 0.7h \iff 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \iff 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Pour uniformiser la base des poutres

On prend : **b=30cm**

➤ **Poutres principales :**

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles



**Hauteur (h):** On a  $L = 540 - 25 = 515 \text{ cm}$

$$D'où : \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \iff 34,33 \text{ cm} \leq h \leq 51,5 \text{ cm}$$

On prend : **h = 40cm.**

**Largeur (b) :**

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

On prend : **b = 30cm.**

- **Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Ok
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Ok
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	Ok

**Tableau II-1 : vérification aux exigences du RPA**

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales : **(30 x 40) cm<sup>2</sup>.**
- Poutres secondaires : **(30x35) cm<sup>2</sup>.**

### II-4-Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme peut être carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à **L'ELS** en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **N**. On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{bc}} \text{ Avec: } Ns = G + Q$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ : La contrainte admissible à la compression du béton

**Ns**: Effort normal de compression à la base du poteau,

**A**: section transversale du poteau,

**G**: charge permanente,

**Q**: surcharge d'exploitation

Avec:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1.5 \text{ kN/cm}^2$ .

Selon le **(RPA 99, A7.4.1)**, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone I et II a.} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone III et II b} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20} \end{array} \right.$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

**Remarque :**

L'effort normal « Ns » étant déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

## II-5-Déterminer les charges et les surcharges :

Pour prédimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer les chargements selon le règlement.

### II-5-1-Charges permanents :

#### a) Plancher terrasse (inaccessible) :

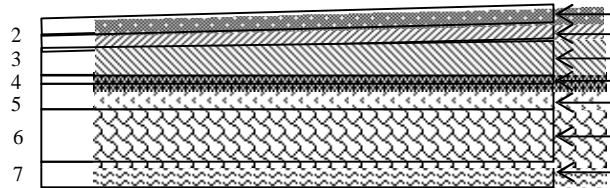


Figure II-2: Coupe verticale d'un plancher

N°	Désignation	Epaisseur(m)	$\rho(KN/m^3)$	G ( $KN/m^2$ )
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multi couche	0.02	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22.00	01.32
4	Isolation thermique (liège)	0.04	04.00	0.16
5	Feuille polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04	14	02.80
7	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
<b>GTOTALE</b>				<b>5.46KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-2 : Charges permanentes du plancher terrasse.

#### b) Plancher d'étage courant et commercial :

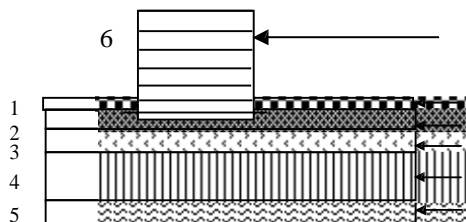


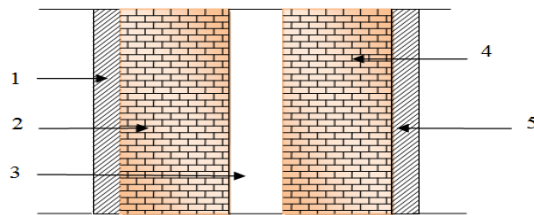
Figure II-3: Coupe verticale d'un plancher étage courant-

N°	Désignation	Epaisseur(m)	$\rho$ ( $KN/m^3$ )	G ( $KN/m^2$ )
1	Revêtement carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Couche de sable	0.03	18.00	0.54
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04=0,2	14	02.80
5	Enduits ou plafond	0.02	10.00	0.20
6	Cloison des éparationin terne	0.10	09.00	0.90
<b>GTOTALE</b>				<b>5.16KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-3 :** Charges permanentes du plancher étage courant et commercial.

✓ **Maçonnerie**

- **Murs extérieurs :** C'est une double cloison en briques creuses de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).



**Figure II-4:** Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Désignation	Epaisseur(m)	$\rho$ ( $KN/m^3$ )	G ( $KN/m^2$ )
1	Enduitciment	0.02	18.00	0.36
2	Briquescreuses	0.10	09.00	0.90
3	Lamed'air	05	/	0.00
4	Briquescreuses	0.10	09.00	0.90
5	Enduitplâtre	0.02	10	0.20
<b>GTOTALE</b>				<b>2.36KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-4 :** Charges permanentes des murs extérieurs.

- **Murs intérieurs** : Enbriques creuses de 10cm d'épaisseur.

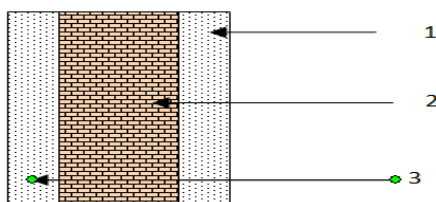


Figure II-5: Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Désignation	Epaisseur(m)	$\rho(KN/m^3)$	G ( $KN/m^2$ )
1	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
<b>GTOTALE</b>				<b>1.30KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-5: Charges permanentes des murs

✓ **Dalle pleines** :

Toutes les dalles pleines de notre structure ont la même charge permanente (balcons, et hall d'ascenseur).

- **Charge permanentes de la dalle pleine** :

Détermination du poids propre des balcons des étages courants (En dalle pleine).

Matériaux	Epaisseur (m)	$\rho (KN/m^3)$	G ( $KN/m^2$ )
Revetement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Lit de sable	0.022	18	0.36
Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
Enduitde ciment	0.2	20	0.40
<b>GTOTALE</b>			<b>5.51KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-6 : Charges permanentes de la dalle pleine.

### II-5-2-Surcharges d'exploitation « Q » :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR**(article 7.2.2)comme suit :

Désignations	Surcharges d'exploitation ( $KN/m^2$ )
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant:à usage d'habitation	1.50
Plancher du RDC:à usage commercial	3.50
Plancher d'étage du service	2.50
Balcons	3.50
Escaliers	2.50

**Tableau II-7** : Surcharge d'exploitation des différents éléments secondaires

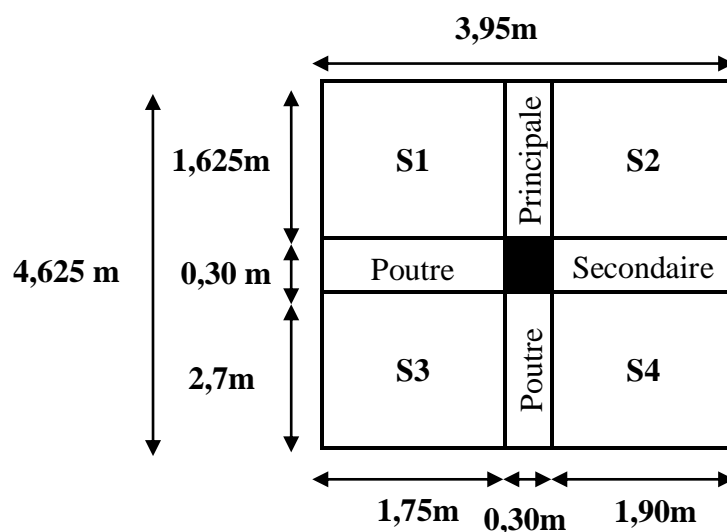
### II-6-Descente des charges :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

#### a) Surface d'influence :

Le poteau le plus sollicité est : **B2**

Vu que la surface d'influence :



**Figure 1** : Surface revenant au poteau le plus sollicité.

- **Surface brute:**

$$s_1 = 1,75 \times 1,75 = 2,843 \text{ m}^2$$

$$s_2 = 1,625 \times 1,90 = 3,0875 \text{ m}^2$$

$$s_3 = 2,7 \times 1,75 = 4,725 \text{ m}^2$$

$$s_4 = 2,7 \times 1,90 = 5,13 \text{ m}^2$$

$$s_b = 3,95 \times 4,625$$

$$s_b = 18,268 \text{ m}^2$$

- **Surface nette**

$$s_n = s_1 + s_2 + s_3 + s_4$$

$$s_n = 15,7855 \text{ m}^2$$

- **Plancher terrasse :**

$$G_{pt} = G_t \times S_n = 5,46 \times 15,7855 = 86,188 \text{ KN.}$$

- **Plancher d'étage courant :**

$$G_{pc} = G_{ec} \times S_n = 5,16 \times 15,7855 = 81,453 \text{ KN.}$$

- **Poutres principales :**

$$G_{pp} = 25 \times h_{pp} \times b_{pp} \times l_{pp}$$

$$G_{pp} = (0,30 \times 0,40) \times 25 \times 4,625 = 13,875 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = 25 \times h_{ps} \times b_{ps} \times l_{ps}$$

$$G_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times 25 \times 3,95 = 10,368 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où le poids totale : } G_{tot} = G_{pp} + G_{ps} = 13,875 + 10,368 = 24,243 \text{ KN.}$$

- **Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le RPA Min  $(b_1, h_1) \geq 25$  cm pour la zone IIa. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure :  $b=h=25$ cm.

➤ **Poteaux du RDC:**

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 3,23 \times 25 = 5,046 \text{ KN.}$$

➤ **Poteaux étage courant :**

$$G = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN.}$$

**b) Surcharge d'exploitation :**

• **Plancher terrasse :**

$$Q_0 = 1 \times 18,268 = 18,268 \text{ KN}$$

• **Plancher étage courant (habitations) :**

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,5 \times 18,268 = 27,402 \text{ KN}$$

• **Plancher de RDC (service) :**

$$Q_9 = 2,5 \times 18,268 = 45,67 \text{ KN}$$

**c) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages**

Le document technique réglementaire (**DTR.B.C.2.2**) nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non-simultanéité du chargement surtout les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux (plus de 5 niveaux), bâtiment à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

✓ La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

**Tell que :**

**$Q_0$ :** Surcharge d'exploitation à la terrasse.

**$Q_i$ :** Surcharge d'exploitation de l'étage  $i$ .

**$n$ :** Numéro de l'étage du haut vers le bas.

**$Q_n$ :** Surcharge d'exploitation à l'étage «  $n$  » en tenant compte de la dégression de surcharges.

✓ Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

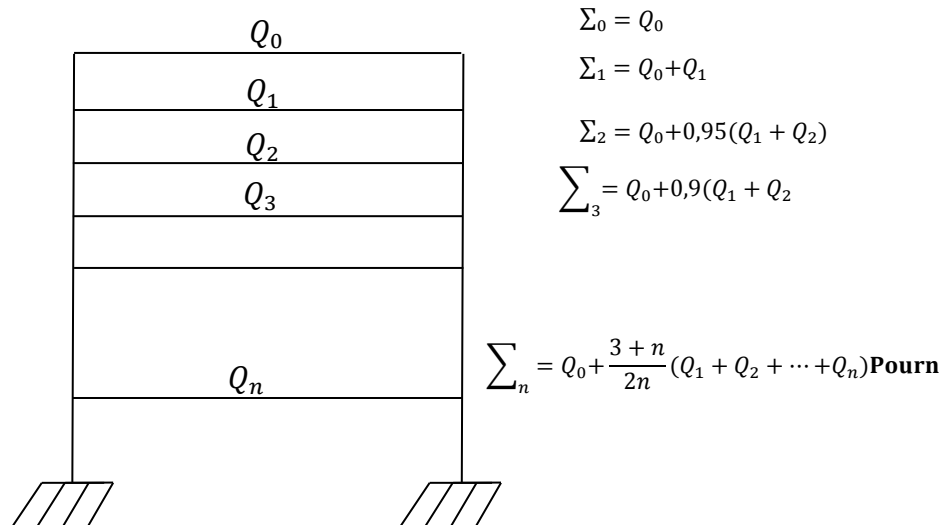


Figure II-7: valeurs de coefficient dégression  $\frac{3+n}{2n}$

✓ Coefficients de dégression des surcharges :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667

Tableau II-8 : valeurs de coefficient dégression  $\frac{3+n}{2n}$

✓ Les surcharges cumulées :

Niveau 9:  $Q_0 = 18,268 \text{ KN}$

Niveau 8:  $Q_0 + Q_1 = 18,268 + 27,402 = 45,67 \text{ KN}$

Niveau 7:  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 18,268 + 0,95(2 \times 27,402) = 70,3318 \text{ KN}$

Niveau 6:  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18,268 + 0,90(3 \times 27,402) = 92,2534 \text{ KN}$

Niveau 5:  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18,268 + 0,85(4 \times 27,402) = 111,4348 \text{ KN}$

Niveau 4:  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18,268 + 0,80(5 \times 27,402) = 127,876 \text{ KN}$

Niveau 3:  $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18,268 + 0,75(6 \times 27,402) = 141,577 \text{ KN}$

$$\text{Niveau2} : Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 18,268 + 0,714 (7 \times 27,402) = 155,2231 \text{KN}$$

$$\text{Niveau1} : Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 18,268 + 0,687 (8 \times 27,402) = 168,8693 \text{KN}$$

$$\text{Niveau RDC} : Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 18,268 + 0,667(8 \times 27,402 + 45,67) = 194,9469 \text{KN}$$

Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux :

NIVEAU	Charges permanentes G (KN)					Surcharges Q (KN)		Efforts normaux (KN)	Sections S (cm <sup>2</sup> )	
	Poids planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>	N=G+Q	$S_{trouvée}$ $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	S <sub>adoptées</sub>
9	86,188	24,243	0	110,431	110,431	18,268	18,268	128,699	85,799	40×40
8	81,453	24,243	4,781	110,477	220,908	27,402	45,67	266,578	177,718	40×40
7	81,453	24,243	4,781	110,477	331,385	27,402	73,072	404,457	269,638	40×40
6	81,453	24,243	4,781	110,477	441,862	27,402	100,474	542,336	361,557	40×40
5	81,453	24,243	4,781	110,477	552,339	27,402	127,876	680,215	453,476	45×45
4	81,453	24,243	4,781	110,477	662,816	27,402	155,278	818,094	545,396	45×45
3	81,453	24,243	4,781	110,477	773,293	27,402	182,68	955,973	637,315	45×45
2	81,453	24,243	4,781	110,477	883,77	27,402	210,082	1093,852	729,234	50×50
1	81,453	24,243	4,781	110,477	994,247	27,402	237,484	1231,731	821,154	50×50
RDC	81,453	24,243	5,046	110,742	1104,98 9	45,67	283,154	1388,143	925,428	50×50

Tableau II-9 : Récapitulatif de la descente de charge

## Remarque :

Les sections adoptées sont nettement supérieure aux sections trouvées pour les raisons suivant :

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres (RPA99/Modif2003-Art 7.6.2).
- Pour une meilleure disposition des armateurs
- Pour tenir compte de l'effet des sollicitations dynamiques (l'effet du séisme).

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40×40	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 40 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < b/h < 4$	$\frac{1}{4} < b/h = 40/40 = 1 < 4$	
45×45	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 45 > 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < b/h < 4$	$\frac{1}{4} < b/h = 45/45 = 1 < 4$	
50×50	$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min(b, h) = 50 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min(b, h) \geq h_e/20$	$h_e(\text{RDC})/20 = 323/20 = 16,15 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$	
		$h_e(\text{E.service})/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$	
		$h_e(\text{E.courant})/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$	
$\frac{1}{4} < b/h < 4$	$\frac{1}{4} < b/h = 50/50 = 1 < 4$		

Tableau II-10 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99/2003

## II-7-Vérification relative aux coffrages :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (Art 7.4.1/ RPA 99. Version 2003)

- **Conclusion :**

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

**a) Vérification au flambement :**

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement. Cette instabilité dépend de la longueur de flambement, la section (caractéristiques géométriques) et la nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

$\lambda$ : Elancement du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0.7 l_0$ ).

$L_0 = h_e$ : Longueur libre du poteau.

$i$ : Rayon de giration ( $i = \sqrt{I/S}$ )

$I$ : Moment d'inertie du poteau :  $I = b \times h^3/12$

$S$  : section transversal du poteau  $S = b \times h$

Niveaux	b(cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	i(cm)	L <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	$\lambda$	Condition
9	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	condition vérifiée
8	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	condition vérifiée
7	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	condition vérifiée
6	40	40	213333.33	1600	11.55	306	214.2	18.54	condition vérifiée
5	45	45	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.50	condition vérifiée
4	45	45	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.50	condition vérifiée
3	45	45	341718.75	2025	12.99	306	214.2	16.50	condition vérifiée
2	50	50	520833.33	2500	14.43	306	214.2	14.84	condition vérifiée
1	50	50	520833.33	2500	14.43	306	214.2	14,84	condition vérifiée
RDC	50	50	520833.33	2500	14.43	323	226,1	15,67	condition vérifiée

**Tableau II-2 :** Verification du flambement des poteaux

**Conclusion :** On conclue que la condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

**II-8-Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux et une partie des charges verticales. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) qui préconise la condition :  $L \geq 4a$ .

Avec :

$a$  : épaisseur des voiles,

$L$  : longueur minimale des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm ( $a \geq 15$ [cm]).

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}\right)$$

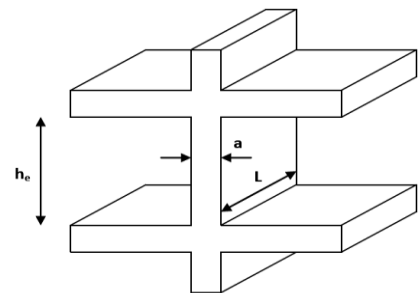
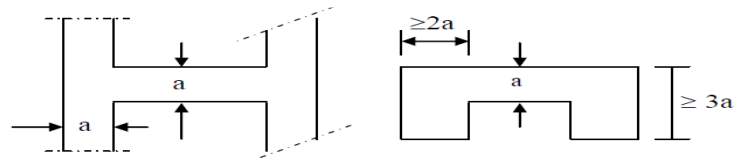


Figure II-8: Coupe de voile en élévation

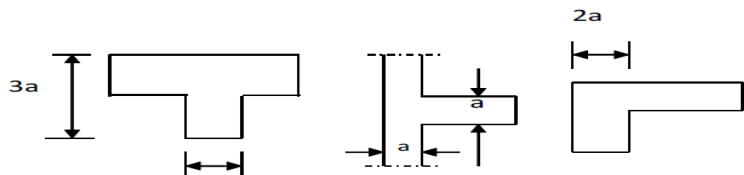
**1<sup>er</sup> cas :**

$$\left(a \geq \frac{h_e}{25}\right)$$



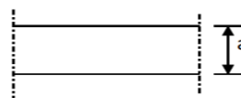
**2<sup>ème</sup> cas :**

$$\left(a \geq \frac{h_e}{22}\right)$$



**3<sup>ème</sup> cas :**

$$\left(a \geq \frac{h_e}{20}\right)$$



Dans notre cas :

Figure II-9: Coupe de voiles en plan

$$(a \geq \max(e_{min}; \frac{h_e}{20})$$

$$a > \frac{h_e}{20}$$

**Avec:**  $h_e = h - ep$  : Hauteur de plancher.

✓ **Pour le RDC :**  $h_e = h - ep = 323 - 20 = 303 \text{ cm}$

✓ **Pour l'étage courant :**  $h_e = h - ep = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{303}{20} = 15,15 \text{ cm.}$$

$$a \geq 15,15 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm.}$$

$$a \geq 14,3 \text{ cm}$$

**On prend :**  $a = 20 \text{ cm}$  pour tous les voiles.

- **Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1)**

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{min} \geq 4 \times 0,20 = 0,80 \text{ m} \iff \text{Condition vérifiée.}$$

**Avec :**

$L_{min}$ : La portée minimale d'un voile.

$a$  : Epaisseur du voile

## II-9-Conclusion :

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- Hauteur du plancher  $h_t = 20 \text{ cm}$  soit un plancher de  $16 + 4 \text{ cm}$ .
- Section des poutres principales  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Section des poutres secondaires  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .
- Sections des poteaux: **RDC, étage du service, 2 : 50 x 50**  
**3, 4, 5 : 45 x 45**  
**6, 7, 8, 9 : 40 x 40**
- Epaisseur des voiles :  $ep = 20 \text{ cm}$ .
- Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

# Chapitre III

**Calcul des éléments secondaires**

### III-1-Introduction :

Les éléments secondaires, ou les éléments non-structuraux sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul de ces éléments de la structure qui sont : l'acrotère, les planchers, les balcons, les escaliers ainsi que la salle machine.

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91 (modifié 99) et le RPA (version 2003)**.

#### III-1-1-Calcul des escaliers :

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

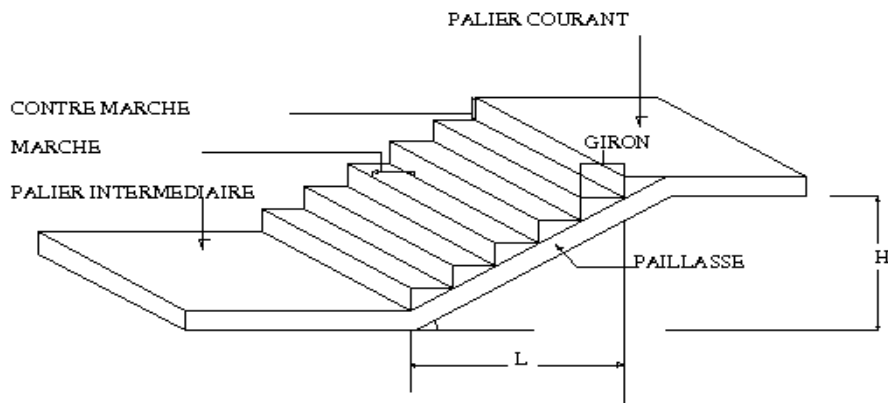


Figure III-1: Coupe verticale de l'escalier

### III-1-2-Pré dimensionnement des escaliers :

Dans cette partie, nous allons étudier les escaliers d'étage courant qui comporte deux volées identiques d'une hauteur  $H = 1.36$  m avec un palier intermédiaire.

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités :

#### a) Calcul de $n$ , $h$ et $g$ :

$n$  : le nombre des contres marches

$g$  : la hauteur de la marches ( $h$ ), giron ( $g$ ).

L'épaisseur de la paillasse ( $e$ )

Pour le confort, on vérifie la condition de **BLONDEL**, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

#### ✓ Hauteur des contre marches :

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que :  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

On adopte :  $h = 17$  cm.

#### ✓ Nombre de contre marche :

La hauteur de l'étage courant  $h = 3,06$  m.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8 \text{ Contre marches}$$

#### ✓ Nombre de marche :

On aura alors :  $m = n - 1 = 8 - 1 = 7$  marches réparties sur une volée.

✓ **Le giron :**

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

La ligne de foulée  $L$  représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier. Sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (8-1) = 210 \text{ cm.}$$

$$G = L / (n-1) = 210 / (8 - 1) = 30 \text{ cm .}$$

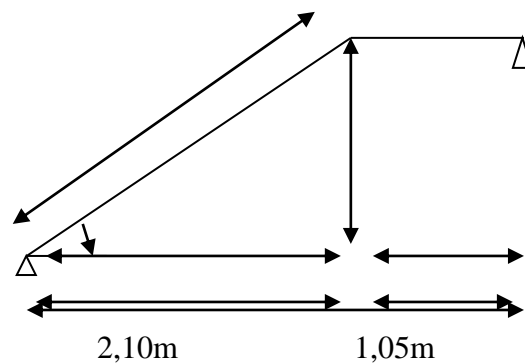
Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$$g+ 2h = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III-1-3-Pré dimensionnement de la pailasse et du palier :

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



**Figure III-2:** Schéma statique de l'escalier

$$\tan(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{136}{210} = 0,64 \rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L} \rightarrow L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{210}{\cos 32,51} = 2,5 \text{ m}$$

$$L_0 = 2,5 + 1,05 = 3,55 \text{ m}$$

$$\frac{355}{30} \leq ep \leq \frac{355}{20}$$

$$11,83 \leq ep \leq 17,75 \quad \text{on prend } ep = 15 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la paillasse et du palier est: 15 cm.

### III-2-Détermination des charges et surcharges :

#### III-2-1-Charges permanentes :

- Palier :

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle	$25 \times 0,15 = 5$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	$0,36 + 0,4 + 0,4 + 0,2 = 1,36$
- charge permanente totale	$G_1 = 5,15$

Tableau III-1 : Charge permanente du palier.

- Volée :

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 4,46$
- Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	0,2
- Charge permanente totale.	$G_2 = 5,11$

Tableau III-2 : Charge permanente de la volée.

#### III-2-2-Charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

**III-2-3-La charge concentrée :**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur intérieur.

$$G_m = \rho (H - e) = 1.30 (1.36 - 0.15) = 1.573 \text{ KN/ml.}$$

Avec :

$\rho$  : Poids volumique du mur intérieur.

H : hauteur du mur.

e : épaisseur du palier.

**III-2-4-Combinaison de charges :**

L'état limite ultime (ELU) :  $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

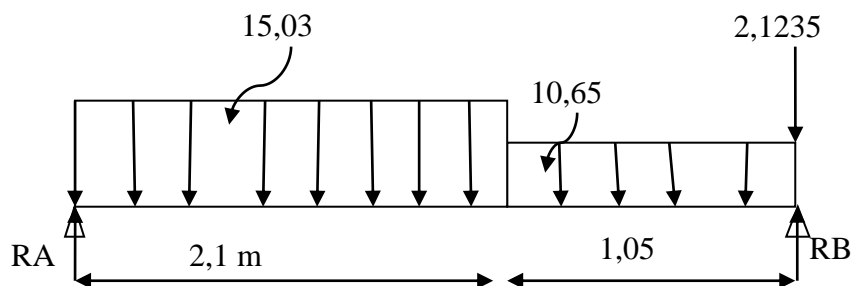
- **La volée:**  $q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8,355 + 1,5 \times 2,5) = 15,03 \text{ KN/ml.}$
- **Le palier :**  $q_u = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5,11 + 1,5 \times 2,5) = 10,65 \text{ KN/ml.}$
- **Le mur:**  $q_u = 1.35 \times 1,573 = 2,1235 \text{ KN}$

L'état limite de service (ELS) :  $q_s = G + Q$

- **La volée :**  $q_s = G_v + Q_v = (8,355 + 2,5) = 10.835 \text{ KN/m.}$
- **Le palier :**  $q_s = G_p + Q_p = (5,11 + 2,5) = 7,61 \text{ KN/m.}$
- **Le mur :**  $q_s = 1 \times 1,573 = 1,573 \text{ KN.}$

**III-3-Calcul des efforts internes :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.



**Figure III-3:** Schéma statique de calcul à l'ELU

**III-3-1-Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F = 0 \rightarrow RA + RB = (15,03 \times 2,10) + (10,65 \times 1,05) + 2,1235 = 44,869 \text{ KN.}$$

$$RA + RB = 44,869 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\begin{aligned} -RB \times 3,15 + 15,03 \times 2,1 \times 2,1/2 + 10,65 \times 1,05 \times (2,1 + 1,05/2) + 2,1235 \times 3,15 \\ = 33,14115 + 29,354 + 6,70 = 3,15 RB \end{aligned}$$

$$RB = 21,86 \text{ KN.}$$

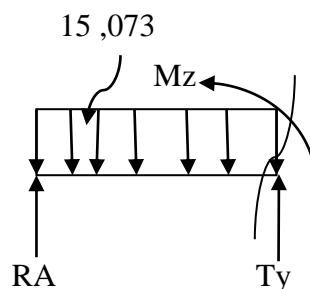
$$RA = 44,869 - 21,86 = 22,90 \text{ KN}$$

**Donc : RB = 21,86 KN.**

**RA = 22,90 KN.**

**III-3-2-Efforts tranchants et moments fléchissant :**

- 1er tronçon :  $0 \leq x \leq 2,10 \text{ m}$  :



- ✓ Efforts tranchants :

$$\Sigma F/yy' = 0 \rightarrow Ty = 15,03x - 22,90$$

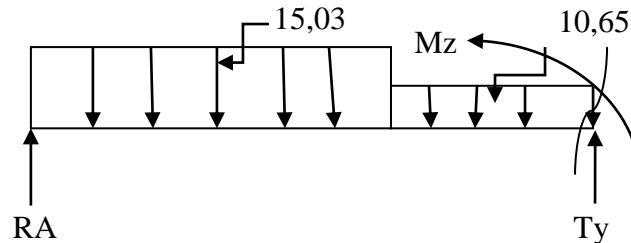
$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow Ty = -22,90 \text{ KN.} \\ x = 2,10 \text{ m} \rightarrow Ty = 8,663 \text{ KN.} \end{cases}$$

- ✓ Moments fléchissant :

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow Mz = 22,90x - 15,03 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,10\text{m} \rightarrow M_z = 14,94\text{KN.m} \end{cases}$$

- 2er tronçon :  $2,10\text{m} \leq x \leq 3,15\text{m}$  :



- ✓ Efforts tranchants :

$$\Sigma F/yy' = 0 \rightarrow T_y = 15,03(2,10) + 10,65(x - 2,10) - 22,90$$

$$T_y = 31,563 + 10,65x - 22,365 - 22,90$$

$$T_y = -10,65 + 13,70x$$

$$\begin{cases} x = 2,10\text{m} \rightarrow T_y = 8,665 \text{ KN.} \\ x = 3,70\text{m} \rightarrow T_y = 19,847 \text{ KN.} \end{cases}$$

- ✓ Moments fléchissant :

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow M_z = 22,90x - 15,03(2,10) \left(x - \frac{2,1}{2}\right) - 10,65/2 (x - 2,1)^2$$

$$M_z = 22,90x - 31,5063 (x - 1,05) - 5,325 (x - 2,1)^2$$

$$\begin{cases} x = 2,10\text{m} \rightarrow M_z = 14,95 \text{ KN m} \\ x = 3,15\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN m} \end{cases}$$

### III-3-3-Calcul du moment maximal $M_{z\text{max}}$ :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule d'où :

$$T_y = 15,03x - 22,90 = 0 \rightarrow x = 22,90/15,03 = 1,526$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,526 \text{ m}$ .

$$\text{Donc : } M_z \text{ max} = 22,90(1,526) - 15,03 \frac{1,526^2}{2}$$

$$Mz \text{ max} = 34,945 - 17,468 = 17,47$$

$$Mz \text{ max} = 17,47 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment aux niveaux de l'appui ( $M = 0,3M_{t\text{max}}$ ) et en travée ( $M = 0,85M_{t\text{max}}$ ), ce qui donne le diagramme suivant :

- **Aux appuis:**

$$M_{ua} = -0,3 Mz \text{ max} = -0,3 \times 17,47 = -5,241 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

$$M_{ut} = 0,85 Mz \text{ max} = 0,85 \times 17,47 = 14,84 \text{ KN.m}$$

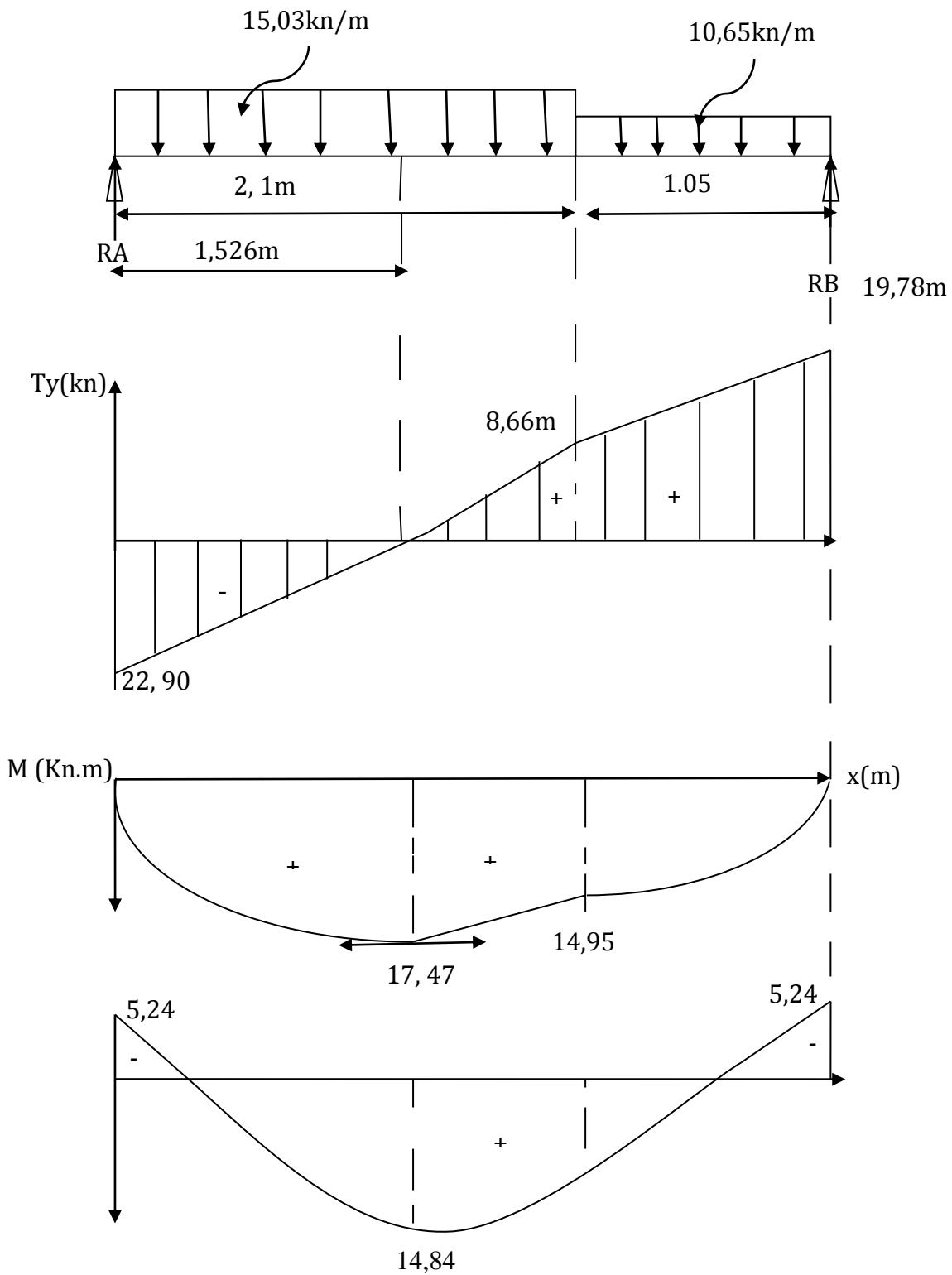


Figure III-4: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

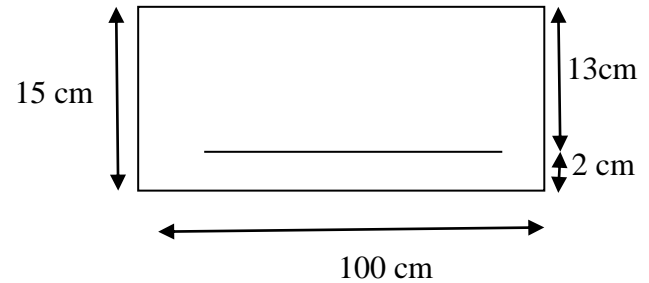
### III-4-Calcul du ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$B = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $c=2 \text{ cm}$ ;  $d= 13 \text{ cm}$

$$F_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} =$$

$$14,2 \text{ MPa } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$



- Aux appuis :  $M_{ua} = 5,241 \text{ KN.m}$
- Armatures principales :

$$U_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,241 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ ).

$$U_a = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,241 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3,92 cm<sup>2</sup>; avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

En travée :  $M_{ut} = 14,84 \text{ KN.m}$

- Armatures principales

$$U_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,84 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,061 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$U_t = 0,061 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,84 \times 10^3}{0,968 \times 13 \times 348} = 3,38 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 20cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 25cm.

### III-5-Vérifications des contraintes à l'ELU :

#### III-5-1-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}, 23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

#### III-5-2-Répartition des barres :

➤ Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Auxappuis : St = 20cm} \\ \text{En travées : St = 20 cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Armatures de répartition :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Auxappuis : St = 25cm} \\ \text{En travées : St = 25 cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

#### III-5-3-Vérification de l'effort tranchant (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :

La fissuration est peu préjudiciable, donc :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{22,90 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,176 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III-5-4-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,313/BAEL91) :

- Influence sur le béton :

$$V_{\max} < \bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ avec : } a=0,9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,117 \times 25}{1,5} = 780 \text{ kn}$$

$$V_{\max} = 22,90 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur les armatures longitudinales :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 22,90 + \frac{0,0524}{0,9 \times 130} \right) = 0,065$$

$$A_a = 3,92 \geq 0,065 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III-5-5-Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \sum U_i}$$

$\psi = 1,5$  pour les aciers HA

$\sum u$  : Périmètre utile des aciers

Aux appuis :

$$\sum U = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm} ; n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,90 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 1,24 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\Sigma U = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm} ; n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,90 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,038 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1,038 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

### III-5-6-Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{sc}}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \phi$$

### III-6-Calcul des moments et efforts tranchants à L'ELS :

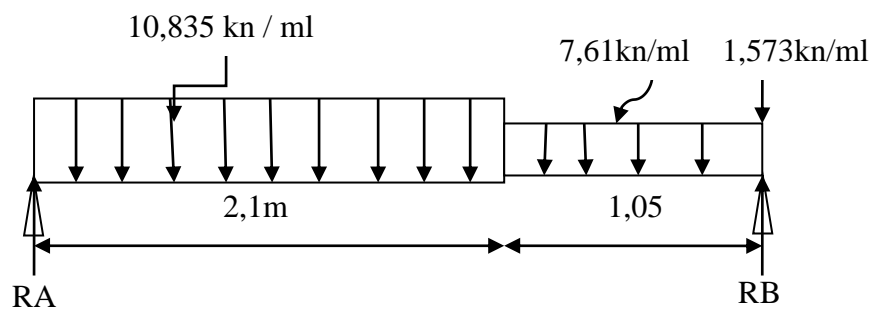


Figure III-5: Schéma statique de calcul à l'ELS

#### III-6-1-Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F = 0 \rightarrow RA + RB = (10,83 \times 2,10) + (7,61 \times 1,05) + 1,573 = 32,317 \text{ KN.}$$

$$RA + RB = 32,317 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$-R_B \times 3,15 + 10,83 \times 2,1 \times \frac{2,1}{2} + 7,61 \times 1,05 \times \left(2,1 + \frac{1,05}{2}\right) + 1,573 \times 3,15 =$$

$$23,891 + 20,975 + 4,955 = 3,15 R_B$$

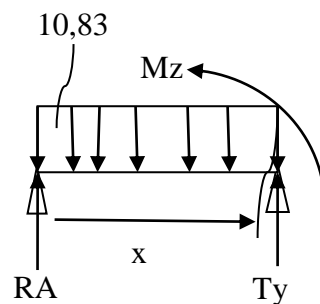
$$R_B = 15,816 \text{ KN.}$$

$$R_A = 32,317 - 15,816 = 16,501 \text{ KN}$$

$$R_A = 16.501 \text{ KN.}$$

### Efforts tranchants et moments fléchissant :

- 1er tronçon :  $0 \leq x \leq 2,10\text{m}$  :



#### ✓ Efforts tranchants :

$$\Sigma F/yy' = 0 \rightarrow T_y = 10,835x - 16.50$$

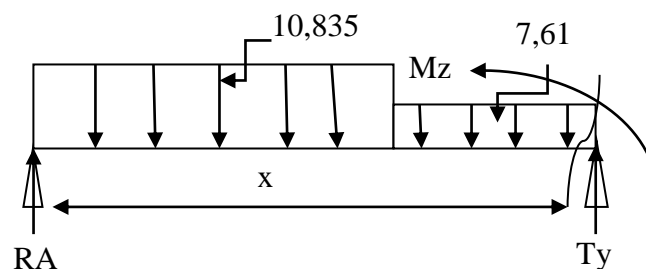
$$\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow T_y = -16.50 \text{ KN.} \\ x = 2,10\text{m} \rightarrow T_y = 6,253 \text{ KN.} \end{cases}$$

#### ✓ Moments fléchissant :

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow M_z = 16,50x - 10,32 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.M.} \\ x = 2,10\text{m} \rightarrow M_z = 10,75 \text{ KN.M} \end{cases}$$

- 2er tronçon :  $2,10\text{m} \leq x \leq 3,15\text{m}$  :



✓ **Efforts tranchants :**

$$\Sigma F/yy' = 0 \rightarrow T_y = 10,835(2,10) + 7,61(x - 2,10) - 16,5$$

$$\begin{cases} x = 2,10\text{m} \rightarrow T_y = 6,253 \text{ KN.} \\ x = 3,15\text{m} \rightarrow T_y = 14,244 \text{ KN.} \end{cases}$$

✓ **Moments fléchissant :**

$$\Sigma \frac{M}{A} = 0 \rightarrow M_z = 16,5x - 10,835(2,10) \left(x - \frac{2,1}{2}\right) - 7,61/2 (x - 2,1)^2$$

$$M_z = 16,5x - 22,753(x - 1,05) - 3,805 (x - 2,1)^2$$

$$\begin{cases} x = 2,10\text{m} \rightarrow M_z = 10,758 \text{ KN m} \\ x = 3,15\text{m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN m} \end{cases}$$

**III-6-2-Calcul du moment maximal  $M_{z\max}$  :**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule d'où:

$$T_y = 10,835x - 16,5 = 0 \rightarrow x = 16,5/10,835 = 1,522$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,522$  m.

$$\text{Donc: } M_z \max = 16,50(1,522) - 10,835 \frac{1,522^2}{2}$$

$$M_z \max = 12,563 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment aux niveaux de l'appui ( $M = 0,3M_{t\max}$ ) et en travée ( $M = 0,85M_{t\max}$ ), ce qui donne le diagramme suivant :

- Aux appuis:

$$M_{ua} = -0,3 M_z \max = -0,3 \times 12,563 = -3,77 \text{ KN. M}$$

- En travées :

$$M_{ut} = 0,85 M_z \max = 0,85 \times 12,563 = 10,77 \text{ KN.M}$$

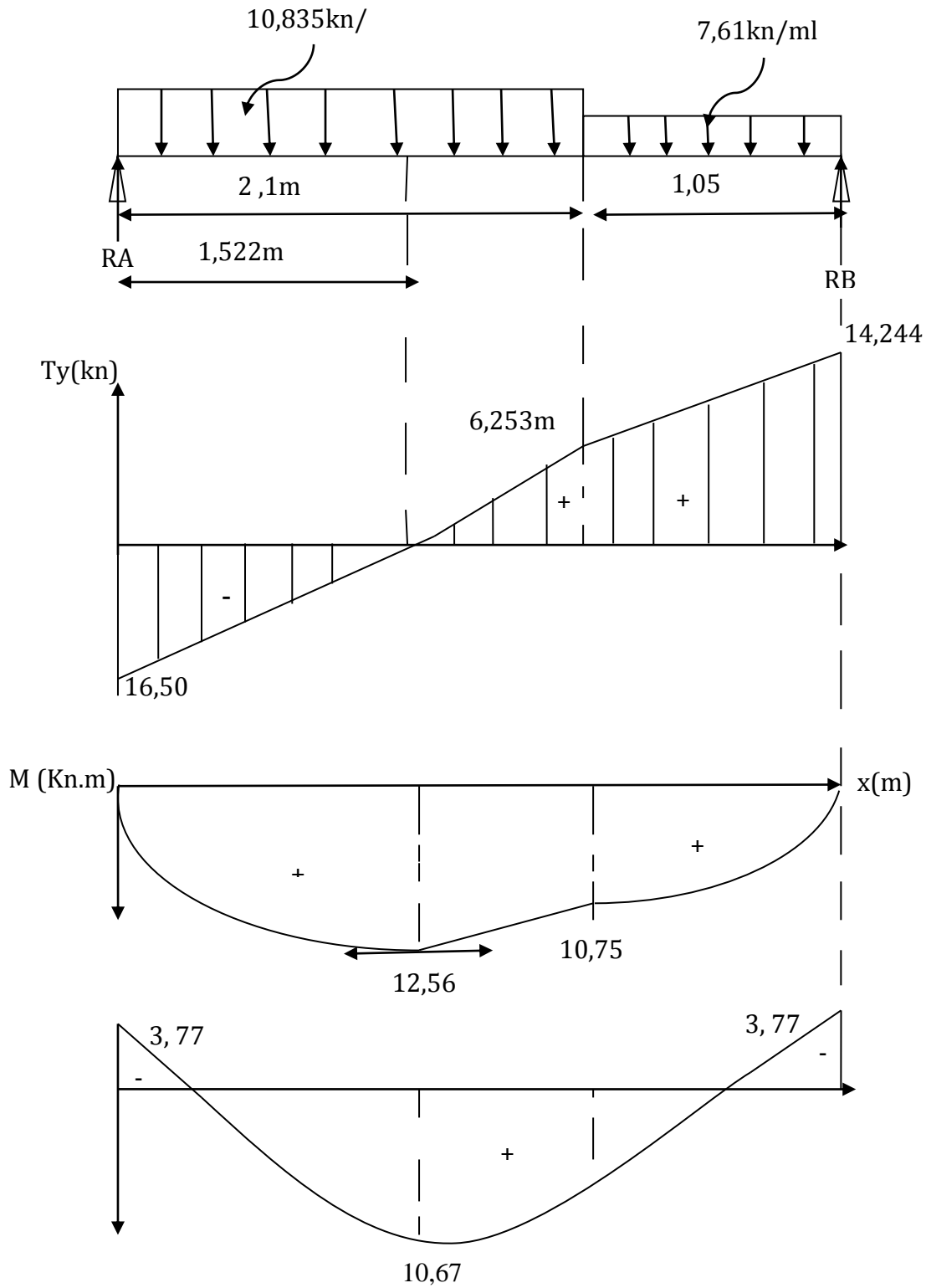


Figure III-6: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS.

**III-7-Vérification à L'ELS :**

Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15MPa.$$

En travée :

$$\text{On a : } M_s = 10,678K \text{ N.m} \quad \text{et } A_t = 5.65\text{cm}^2$$

$\beta_1$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ .

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434$$

$$\rho = 0,434 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,899 \\ K = 34,50 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{10,678 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,56} = 164,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{164,32}{34,50} = 4,76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4,76 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_s = - 3,77 \text{ KN.M} ; A_a = 3.92\text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0.301$$

$$\rho = 0,301 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,913 \\ K = 42,47 \end{cases} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3,77 \times 10^3}{0,913 \times 13 \times 3,92} = 81,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{81,02}{42,47} = 1,90 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,90 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 32)**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

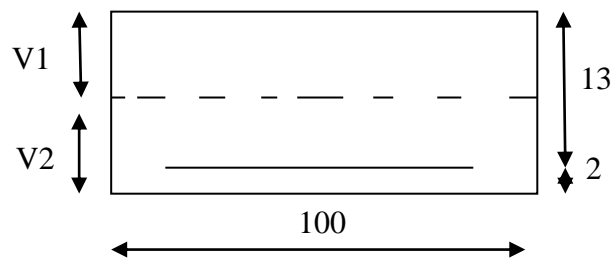
$$\text{A) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \quad \text{c) } \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{315} = 0,047 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{10,678}{12,56} = 0,085 \text{ Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche

**Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_s l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500} = 0,63$$



**Figure III-7:** Section droite des escaliers.

Avec :

$M_s$  : Moment fléchissant maximal.

$f$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : moment d'inertie fictif de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$V_1$  : position de l'axe neutre.

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + (15 \times 5,65 \times 13) = 12351,75 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5,65) = 1584,75 \text{ cm}^2$$

**Position du centre de gravité :**

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12351,40}{1584,75} = 7,80 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 7,80 = 7,20 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((7,80)^3 + (7,20^3)) + 15 \times 5,65 \times (7,2 - 2)^2$$

$$I = 32653,44 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients :**

$$\rho_1 = \frac{A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \longrightarrow \beta = 0,899$$

$\rho$  : le rapport des aciers tendus a calcul de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho(2+\frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.899(2+\frac{3 \times 100}{100})} = 0.009$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{10,67 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5,65} = 164,32 \text{ MPa}$$

**Donc :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0,434 \times 164,32) + 2.1} = 0.987$$

**Calcul de l'inertie fictive  $I_f$  :**

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1.1 \times 32653,44}{1 + 0.009 \times 0,987} = 35602,52$$

**Au final :**

$$fv = \frac{M_s l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{10,678 \times (315)^2 \times 10^5}{10 \times 10818.87 \times 35602,52 \times 10^2} = 0,275$$

$fv = 0,275 < \bar{f} = 0,63 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes. Donc on adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux le ferrailage retenu est le suivant :

- **En travée :**

Armatures principales : 5HA 12 ; St = 20 cm.

Armatures de répartition : 4HA 8 ; St = 25 cm.

- **Aux appuis :**

Armatures principales : 5HA 10 ; St = 20 cm.

Armatures de répartition : 4HA 8 ; St = 25 cm.

### III-8-Calcul de la poutre palière :

#### III-8-1-Définition :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ( $b \times h$ ), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids de mur et la réaction du palier

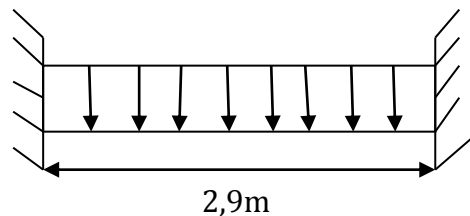


Figure III-8: Schéma statique de la poutre palière

#### III-8-2-Pré dimensionnement :

$L = 2,90\text{m}$ , Portée libre de la poutre

- **Hauteur**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad h_t : \text{Hauteur de la poutre.}$$

$$19,33\text{cm} \leq h_t \leq 29\text{cm.}$$

Compte tenu des exigences du RPA99/2003 ( $h_t \geq 30\text{cm}$ ) on opte pour  $h_t = 30\text{cm}$

- **Largeur**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $b = 25\text{cm}$

- **Vérification des conditions sur RPA 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 25\text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 30/25 = 1,2 \leq 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 30)\text{ cm}^2$

#### III-8-3-Les charges revenant à la poutre

Son poids :  $G = 25 \times 0,3 \times 0,25 = 1,875\text{ KN/ml.}$

Réaction du palier (ELU)  $R_B = 28,80 \text{ KN/ml}$ .

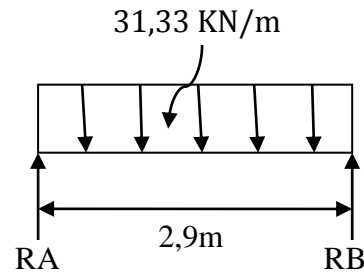
Réaction du palier (ELS)  $R_B = 20,813 \text{ KN/ml}$ .

### III-8-4-Combinaison à considérer

ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_u.$$

$$q_u = 1,35 \times (1,875) + 28,80 = 31,33 \text{ KN/ml}.$$



#### a) Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{31,33 \times 2,9}{2} = 45,42 \text{ KN}$$

#### b) Calcul des moments isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{31,33 \times 2,9^2}{8} = 32,93 \text{ KN.M}$$

Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{31,33 \times 2,9}{2} = 45,42 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{ua} = -0,3M_0 = -0,3 \times 32,93 = -9,879 \text{ KN.M}$$

$$M_{ub} = 0,85M_0 = 0,85 \times 32,93 = 28 \text{ KN.M}$$

c) Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

- ELU

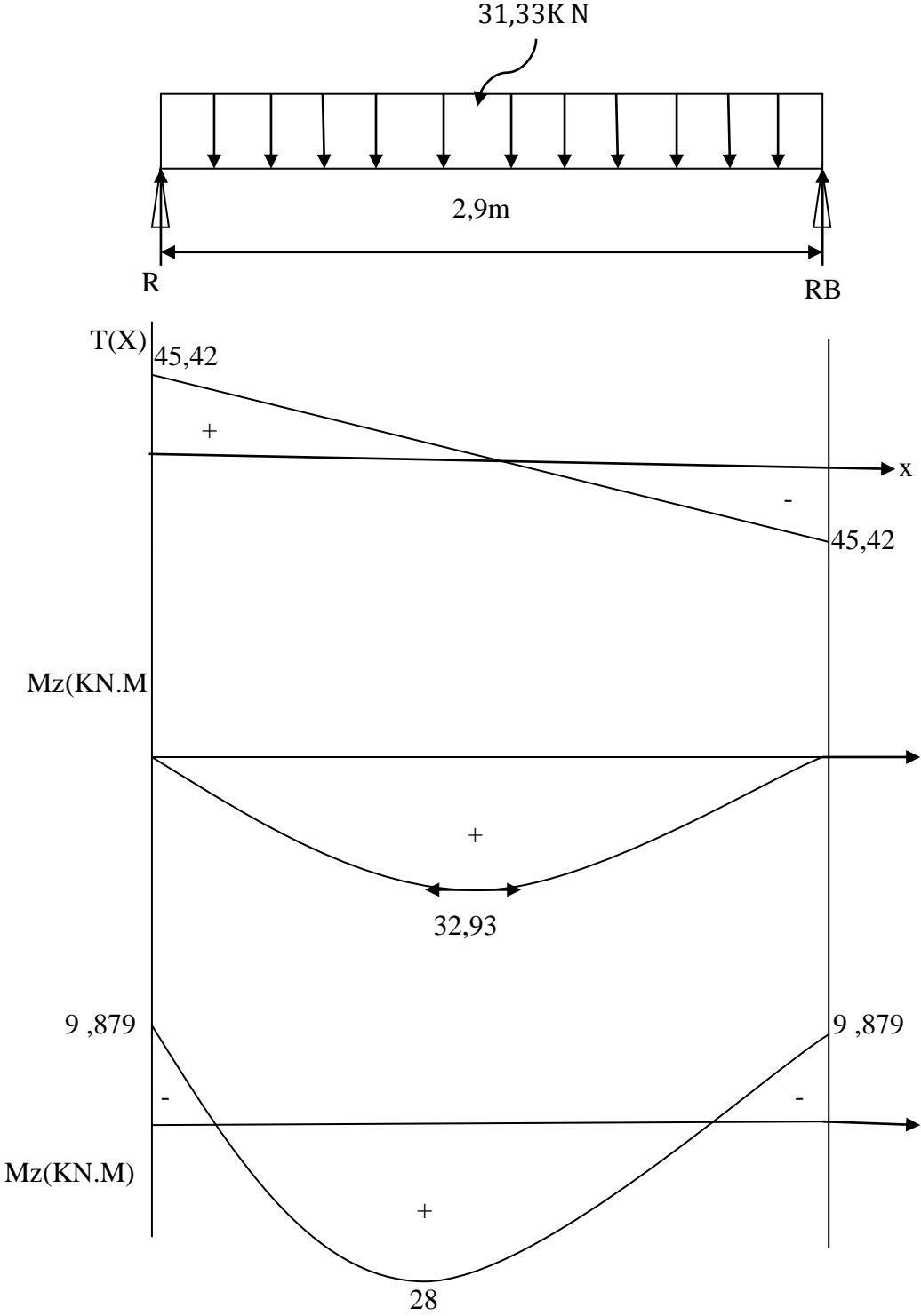


Figure III-9: Les diagrammes des moments et efforts tranchants

**III-8-5-Calcul des armatures :**

**a) En traves:**

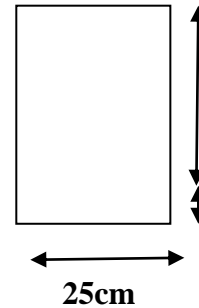
$h = 30 \quad d = h - c = 30 - 2 = 28 \quad B = 25$

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28,00 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14.2} = 0,100$$

$u_b < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$

$u_b = 0,100 \Rightarrow \beta = 0,947$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28,00 \times 10^3}{0,947 \times 28 \times 348} = 3,03 \text{ cm}^2$$



Soit  $A_t = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$ .

**b) Aux appuis:**

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,879 \times 10^6}{250 \times (280)^2 \times 14.2} = 0,036$$

$u_b = 0,036 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

$u_b = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,982$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,879 \times 10^3}{0,982 \times 28 \times 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

**III-8-6-Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :**

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

• **Aux appuis :**

$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  condition vérifiée.

**b) Vérification de la contrainte tangentielle (art. A.5,1.1/BAEL91modifiées 99) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{45,42 \times 10^3}{0,28 \times 0,25 \times 10^6} = 0,648 < 3,33MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :(BAEL91Art5.132) :****• Influence des aciers :**

$$A_u = \frac{T_{max}}{\sigma_{st}} \leq A_{uapp}$$

$$A_u = \frac{45,42 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1,30cm^2 < A_{uapp} = 3,39cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**• Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} = 45,42KN \leq 0,4 \times 0,9 \times 280 \times 250 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 420 KN$$

$$T_u^{\max} = 45,42 KN < 420 KN \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**d) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :**

On doit vérifier :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s = 1,5$  pour les barres à haute adhérence (HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{U \max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times (3,14) \times 14 = 131,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{45,21 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,08} = 1,375 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 1,375 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \rightarrow \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 49,38 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 50 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA à la travée et aux appuis est :

$$L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

**f) Calcul des armatures transversales :**

• **Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,4 \right\} = 8,5 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ;  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :**

$$St \leq St_{\max} = \min \{0,9 \times d; 40 \text{ cm}\} = \min \{25,2; 40 \text{ cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

**Zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm.}$$

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

**Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}.$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**g) Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

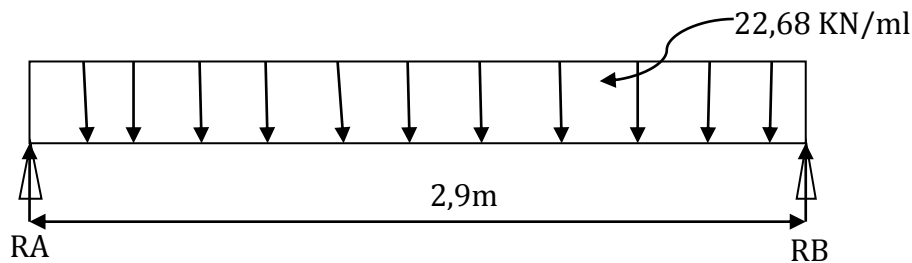
$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III-8-7-Vérification à l'ELS :

**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = 1,875 + 20,81 = 22,68 \text{ KN/ml}$$



**b) Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{qu \times l}{2} = \frac{22,68 \times 2,9}{2} = 32,88 \text{ KN}$$

**c) Calcul des moments isostatique :**

$$M_u = \frac{qu l^2}{8} = \frac{22,68 \times 2,9^2}{8} = 23,84 \text{ KN.M}$$

**Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{22,68 \times 2,9}{2} = 32,88 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{ua} = -0,3M_0 = -0,3 \times 23,84 = -7,15 \text{ KN.M}$$

$$M_{ut} = 0,85M_0 = 0,85 \times 23,84 = 20,26 \text{ KN.M}$$

d) Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

- ELS

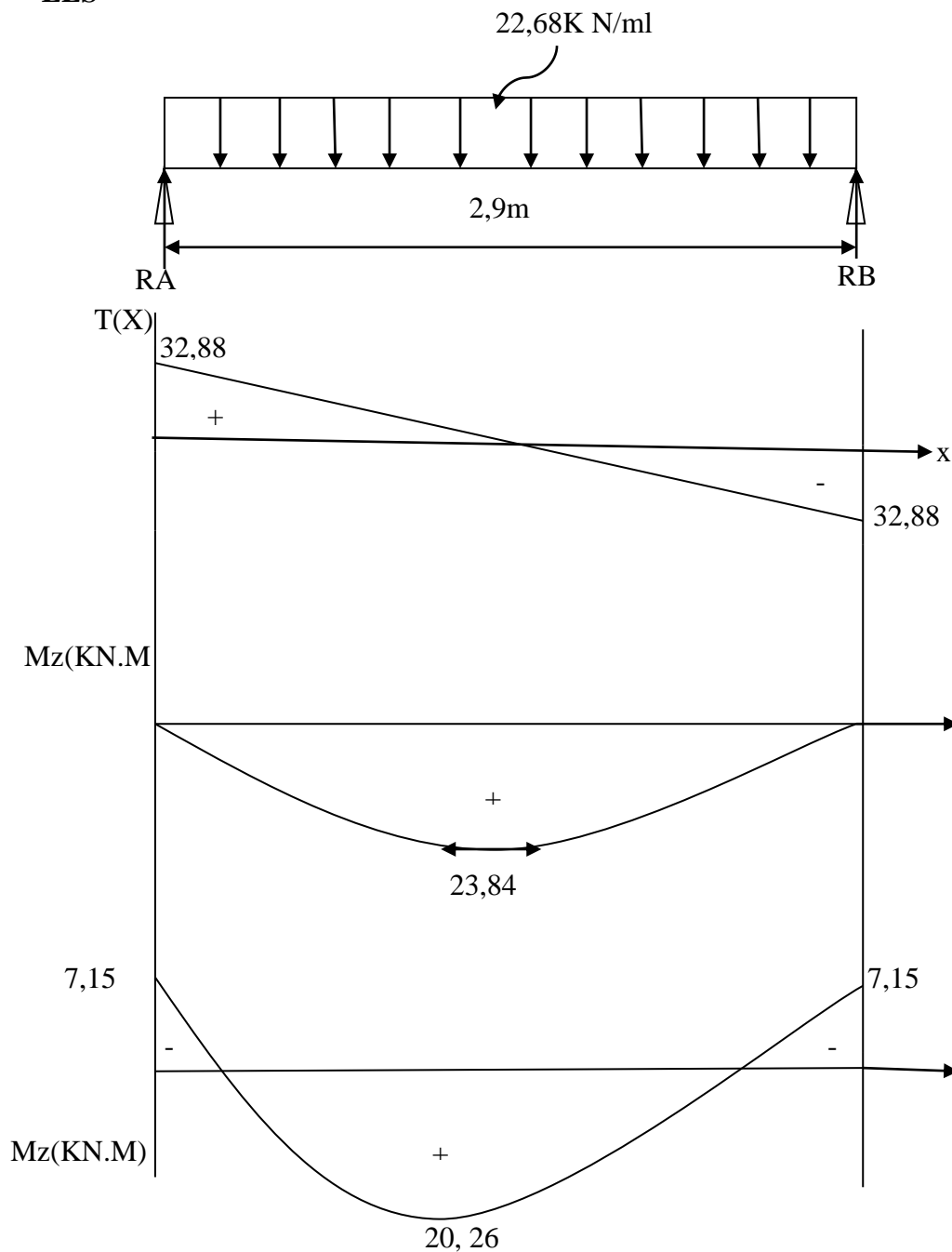


Figure III-10: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

## e) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

## • Etat limite de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

## ✓ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0.484 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 32,62 \Rightarrow K = \frac{1}{32,62} = 0.0306 \\ \beta_1 = 0,895 \end{cases}$$

## ➤ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7,15 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 84,163\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

## ➤ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,030 \times 84,163 = 2,58 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ✓ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 27,02 \Rightarrow \kappa = 0,037 \\ \beta_1 = 0,881 \end{cases}$$

## ➤ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{20,26 \times 10^3}{0,881 \times 28 \times 4,62} = 177,77\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

## ➤ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,037 \times 177,77 = 6,579 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III-8-8-Etat limite de déformation: (Art B.6.5.2/BAEL99)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0,103 > \frac{20,26}{10(23,84)} = 0,084 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

**III-8-9-Conclusion :**

Après calcul et vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis :** 3 HA12 = 3,39cm<sup>2</sup>.
- **Travée :** 3 HA 14 = 4,62cm<sup>2</sup>.
- **Armature transversale:** 4 HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>

**III-9-L'acrotère :****III-9-1-Définition:**

L'acrotère est un élément de protection qui au niveau supérieur du bâtiment, elle est assimilée à une anode (élément isostatique) à travailler à la flexion composée, puisqu'il est soumis à l'action verticale, permanent due au poids propre et a une flexion résultante de la charge horizontale, surcharge de la main courante, en plus de l'effet du séisme.

- **Le rôle de l'acrotère :**
  - ✓ Empêche l'écoulement de l'eau.
  - ✓ A un aspect esthétique.
  - ✓ Protection des personnes.

**III-9-2-Présentation:**

L'acrotère sera donc calculé comme une encastree à la base, elle sera soumise à la main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers. En plus des efforts dus au séisme et au

vent qui ne seront pas pris en compte car le calcul donne des sections d'acier faibles on raison de la petite hauteur de l'élément

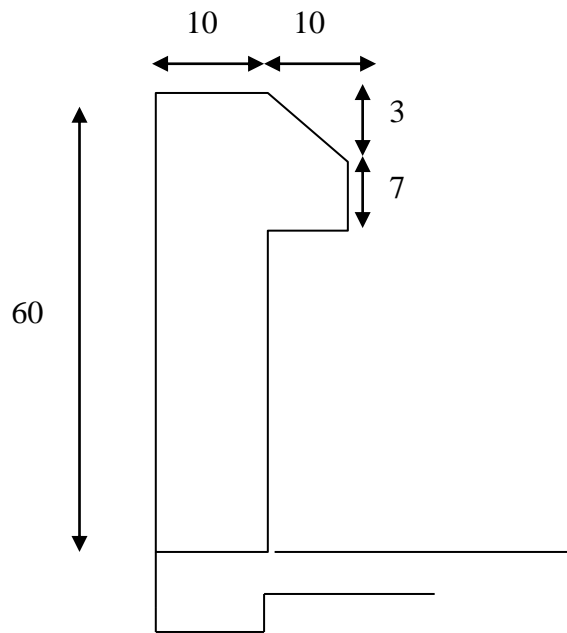


Figure III-11: Coupe verticale de l'acrotère.

III-9-3-Schéma statique de l'Acrotère :

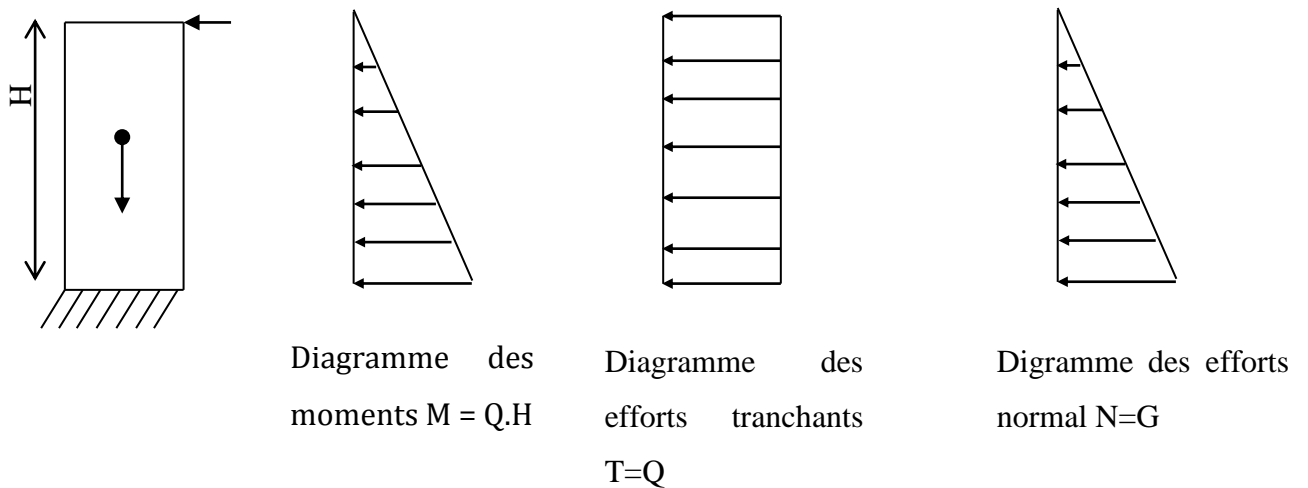


Figure III-12: Diagrammes des efforts internes.

**III-9-4-Détermination des sollicitations :**

- **Poids propre :**  $G = \rho \times s$

Avec :

$\rho$ : Masse volumique du béton.

$s$ : Section longitudinale de l'acrotère.

$$St = (0,10 \times 0,10) + (0,50 \times 0,10) + (0,10 \times 0,07) + \left(\frac{0,03 \times 0,10}{2}\right) = 0,0685$$

$$G = \rho \times s = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN.M}$$

- **La surcharge d'exploitation horizontale :**  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

**Calcul des sollicitations :**

✓ Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,7125 \text{ KN}$

✓ Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

✓ Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge  $Q$  :

$$M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,60 \text{ KN.M}$$

**III-9-5-Combinaisons de charge :**

- **ELU :  $1,35G + 1,5Q$**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7125 = 2,3118 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.M.}$$

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

- **ELS:  $G+Q$**

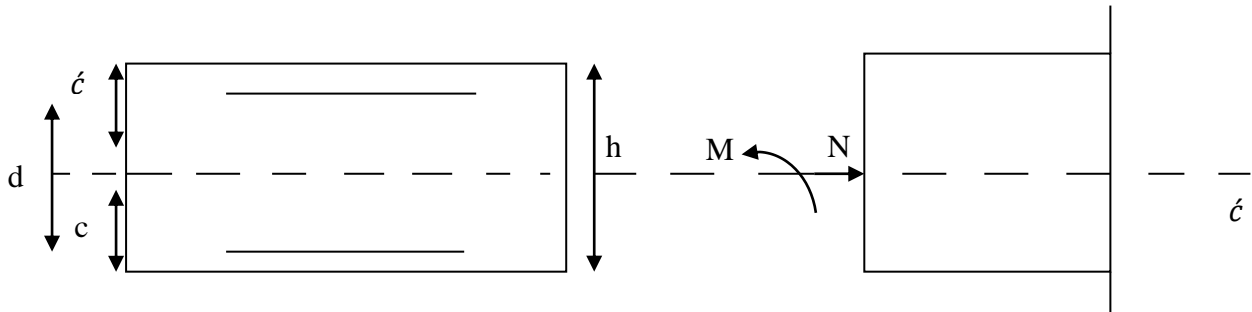
$$N_s = G = 1,7125 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 0,60 \text{ KN.m.}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

**III-9-6-Ferrailage de l'acrotère :**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « $N$ » et un moment de renversement « $M$ ».



**Figure III-13:** Schéma statique de calcul de l'acrotère.

$h$  : Epaisseur de la section : 10 cm.

$b$  : Largeur de la section : 100 cm.

$c$  et  $c'$  : Enrobage : 3 cm.

$d = h - c$  : Hauteur utile.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures des armatures tendues.

**III-9-6-1-Calcul des armatures à L'ELU:**

- **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,3118} = 0,389\text{m} = 39\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{cm}$$

Avec

$M_u$  : moment dus à la compression.

$N_u$  : effort de compression.

$e_u$ : excentricité

$e_u > \frac{h}{2} - c \longrightarrow$  Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

### III-9-6-2-Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = Nu \times g = Nu \times (e_u + \frac{h}{2} - c)$$

Avec :

$g$  : distance entre (CP) et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$M_f = Nu \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2,31 \times (0,39 + 0,05 + 0,03) = 0,9471 \text{KN.M}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,947 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \text{ La section est simplement armée (S.S.A)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

$$\mu_u = 0,014 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

Armatures fictives :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{d \times \beta \times \sigma_{st}} = \frac{0,947 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

### III-9-6-3- Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,31}{34,8} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0 \longrightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

On opte pour une section d'armature **4HA8**  $\longrightarrow$  **Ar = 2,01cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement **St = 25 cm**

### III-9-6-4-Vérification à l'ELU :

- **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  **$A_{st} \geq A_{min}$** .

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,45 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \quad \text{Avec } es = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 35 \text{ cm}$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot \frac{2,1}{400} \left[ \frac{35 - 0,455 \times 8}{35 - 0,185 \times 8} \right]$$

$$A_{min} = 0,798 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales:

$A_{st} = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,798 \text{ cm}^2$  La section n'est pas vérifiée

Donc on adopte une section :  $A = A_{min} = 0,798 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8  $\Rightarrow$   $A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{mL}$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 2,01/4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA8}/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

- **Vérification au cisaillement (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence des barres (art A.6.1,3 BAEL91) :**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

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

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec

$\sum U_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

$$D'où : \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

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

• **Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit «  $L_s$  »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,83} = 28,219 \text{ cm}$$

$$L_s = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié99) :**

✓ Armatures principales :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Armatures de répartition :  $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 40 \text{ cm}$

$$St = 30 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures sont convenablement réparties.

**III-9-6-5-Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\text{La contrainte dans les aciers } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{La contrainte dans le béton } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

- Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 , 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6 , 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,916 \Rightarrow K_1 = 44,52$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 46,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44,52} \times 46,55 = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99version 2003/ Art 6.2.3) :**

L'action des forces horizontales  $F_p$ , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante  $Q$

L'action des forces horizontales  $F_p$ , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante  $Q$

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment  $\Rightarrow A = 0,15$

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit :  $C_p = 0,8$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = G = 1,712 \text{ KN}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712 = 0,821 \text{ KN}$$

### III-9-6-6-CONCLUSION :

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- Armatures principales : **4 HA 8, St = 25 cm.**
- Armatures de répartitions : **4 HA 8, St = 30 cm.**

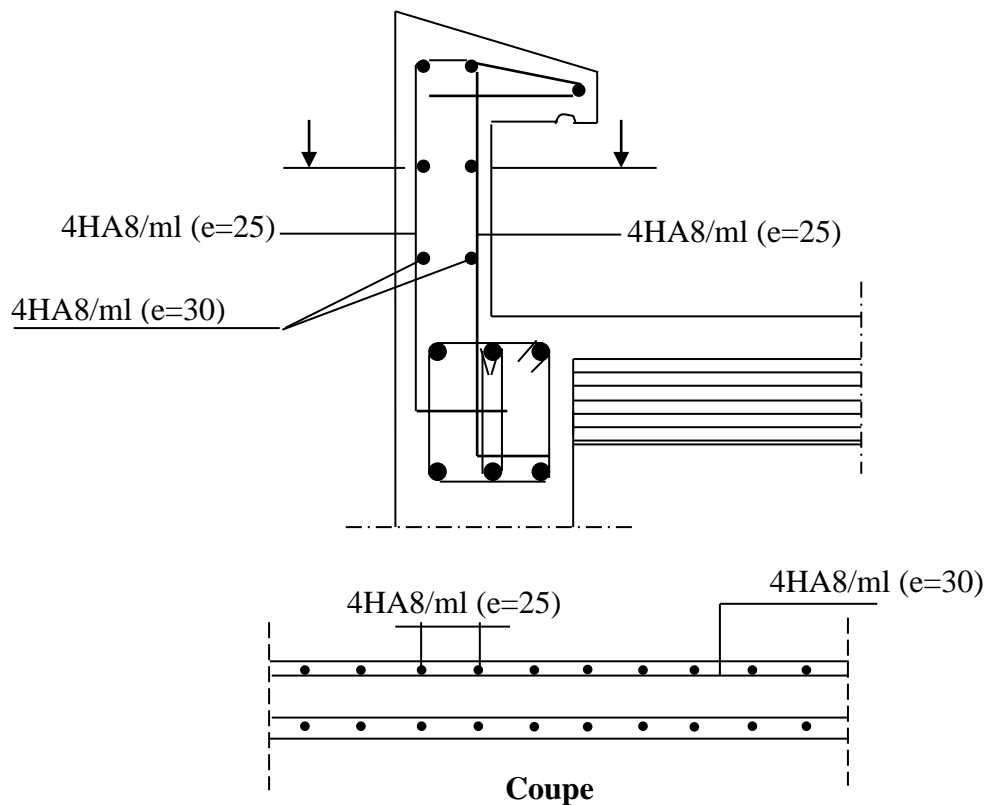


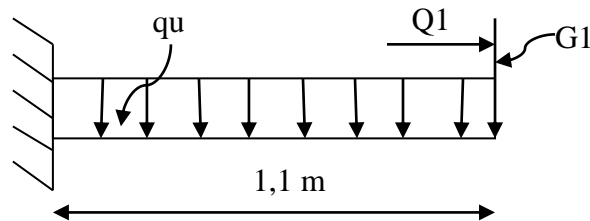
Figure IV.14 : Schémas de ferrailage de l'acrotère

### III-9-7-Etude du balcon

#### III-9-7-1-Introduction :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastree à son extrémité, donc ces éléments de structure vont subir des charges particulières. Par ailleurs ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

Le balcon est réalisé en dalle pleine pour une bande de 1 m de largeur et une travée de 1,1m,



**Figure III-14:** Schéma statique du balcon.

$q_u$  : charge et surcharge pondérée de la dalle.

$G_1$  : charge permanente du garde corps.

$Q_1$  : surcharge du garde corps.

#### III-9-7-2-Dimensionnement :

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{110}{10} = 11 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Avec : } L : \text{ largeur de la console.}$$

On optera pour une épaisseur  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

#### 1. Détermination des sollicitations :

##### a) Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes : On travaille sur une bande de 1,00 m.**

**Poids propre de la dalle :**

- ✓ La charge permanentes du balcon est  $G_1 = 5,51 \text{ KN/m}^2$  (Déjà calculé dans le 2<sup>ème</sup> Chapitre).
- ✓ Poids par mètre linéaire :  $G_1 = 5,51 \times 1 \text{ m} = 5,51 \text{ KN/ml}$ .

**Poids propre du garde corps :**

Désignation	Epaisseur ep	Poids Volumique KN/m3	Poids [KN /m2]
Mur en briques creuses	0,10	9	0,90
Enduit en mortier de ciment	0,02 × 2	18	0,72
Totale	$G_2 = 1,62$		

**Tableau III-3 :** Chargement du grand corps.

Poids par mètre linéaire :  $G_2 = 1,62 \times 1m = 1,62KN/ml$ .

- **Surcharge d’exploitations :**

Surcharge d’exploitation de la dalle :  $Q_1 = 3,5 KN/ml$ . (Donnée par le DTR BC2.2)

Surcharge horizontale due à la main courante :  $Q_2 = 1 KN/ml$ .

- **Combinaisons de charges :**

**A L’ELU :**

Dalle :  $qu_1 = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.51) + 1.5 (3.5)] \times 1m = 12.688KN/ml$

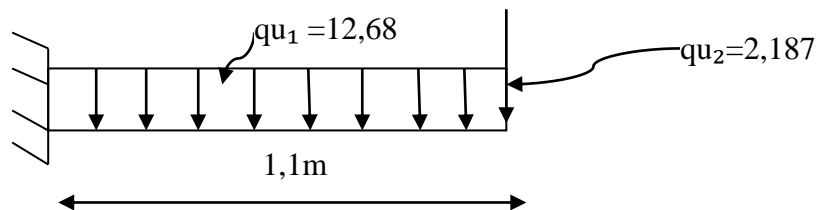
Garde de corps :  $qu_2 = (1.35 \times 1,62) \times 1m = 2,187KN$

**A L’ELS :**

Dalle:  $qs_1 = G + Q = [5.51 + 3.5] \times 1m = 9,01KN/ml$

Garde de corps :  $qs_2 = 1.62 \times 1m = 1.62KN$

**2. Calcul à l’ELU :**



**Figure III-15:** Schéma statique (ELU).

**a) Calcul des moments fléchissant :**

$$Mqu_1 = \frac{qu_1 \times l^2}{2} = \frac{12,68 \times 1,1^2}{2} = 7,67 \text{ kN.m}$$

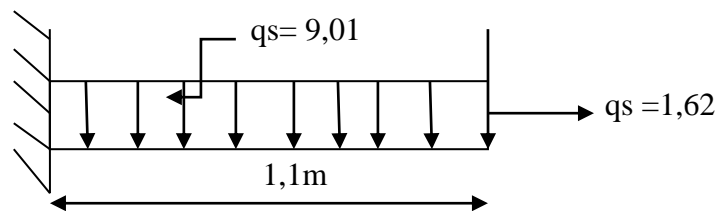
$$Mqu_2 = qu_2 \times l = 2,187 \times 1,1 = 2,4 \text{ kN.m}$$

Le moment total est :

$$Mu = Mqu_1 + Mqu_2 = 7,67 + 2,4 = 10,07 \text{ kN.m}$$

**b) Calcul de l'effort tranchant :**

$$Vu = qu_1 \times l + qu_2 = 12,68 \times 1,1 + 2,187 = 16,135 \text{ KN}$$

**3. Calcul à l'ELS :**

**Figure III-16:** Section des calculs.

**a) Calcul des moments fléchissant :**

$$Mqs_1 = \frac{qs_1 \times l^2}{2} = \frac{9,01 \times 1,1^2}{2} = 5,45 \text{ kN.m}$$

$$Mqs_2 = qs_2 \times l = 1,62 \times 1,1 = 1,78 \text{ kN.m}$$

Le moment total est :

$$Ms = Mqs_1 + Mqs_2 = 5,45 + 1,78 = 7,232 \text{ kN.m}$$

**b) Calcul de l'effort tranchant :**

$$Vs = qs_1 \times l + qs_2 = 9,01 \times 1,1 + 1,62 = 11,53 \text{ KN}$$

**4. Ferrailage à l'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la distance dangereuse est située au niveau d'encastrement.

$$b = 100\text{cm} ; c = 3\text{cm} ; d = ep - c = 15 - 3 = 12\text{cm} ; \sigma_{st} = 348\text{ MPa} ; f_{bu} = 14,2\text{ MPa}$$

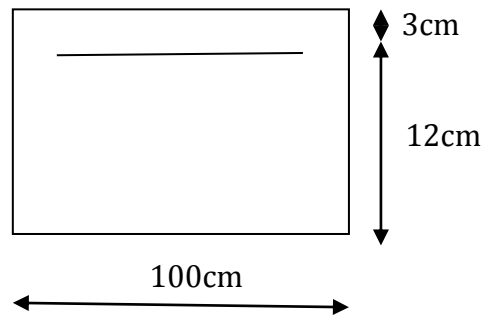


Figure III-17 : Schéma statique (ELS).

### a) Armatures principales

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,07 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,049 < \mu_l = 0,392 \text{ la section est simplement armée}$$

$$\mu = 0,049 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \times \sigma_{st}} = \frac{10,07 \times 10^3}{0,974 \times 12 \times 348} = 2,47\text{ cm}^2$$

Soit : Armatures principale **4HA10/ml** → 3,14 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement **St=100/4=25cm**

### b) Armatures de répartition :

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

Choix des barres :

Armatures de répartition **4HA8/ml** → 2,01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement **St= 25cm**

## 5. Vérifications à l'ELU :

### a) Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91 modifier 99)

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23(100) \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_{st} = 3,14 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.

Aux appuis:  $A_a = 2,01 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.

**b) Espacement des barres :(Art. A.8.2.42/BAEL91 modifier 99) :**

- Armature principale :  $St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (45, 33) = 33 \text{ cm}$

$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

- Armature de répartition:  $St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = \min (60, 45) = 45 \text{ cm}$

$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

Donc les armatures sont convenablement réparties.

**c) Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 150,7 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{16,135 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,07} = 0,99 \text{ MPa}$$

$\Psi$ : Coefficient de scellement.

$U_i$  : Périmètre utile de la barre « i ».

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

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  condition vérifiée.

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

**d) Vérification de l'effort tranchant (A.5.1,21/BAEL91 modifié 99) :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de température, l'eau, neige,... etc)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{16,135 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,134 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{25}{1,5}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,134 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1,313/BAEL91) :**

$$V_{max} < 0,4 ba \frac{f_{c28}}{\delta b}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 0,12 = 0,108 \text{ m}$$

$$0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\delta b} = 0,4 \times 1000 \times 0,108 \times \frac{25}{1,15} = 939,13 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 16,135 < 939,13 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Ancrage des barres (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\sigma_s}{4\tau_s} \text{ Avec : } \tau_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,2 \text{ mm} = 45 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 \longrightarrow L_c = 18 \text{ cm}$$

**6. Vérifications à l'ELS :**

- Les contraintes dans le béton et l'acier:
- ✓ Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26$$

$$\rho_1 = 0.26 \rightarrow \beta_1 = 0.919 \rightarrow k_1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{7,23 \times 10^3}{0.919 \times 3.14 \times 12} = 208,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{208,79}{46,73} = 4,46$$

$$\sigma_{bc} = 4,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 A_s d} = \frac{7,23 \times 10^3}{0.919 \times 3.14 \times 12} = 208,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 208,79 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas

Nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0.136 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0.136 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{7,23}{10 \times 10,07} = 0,071 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

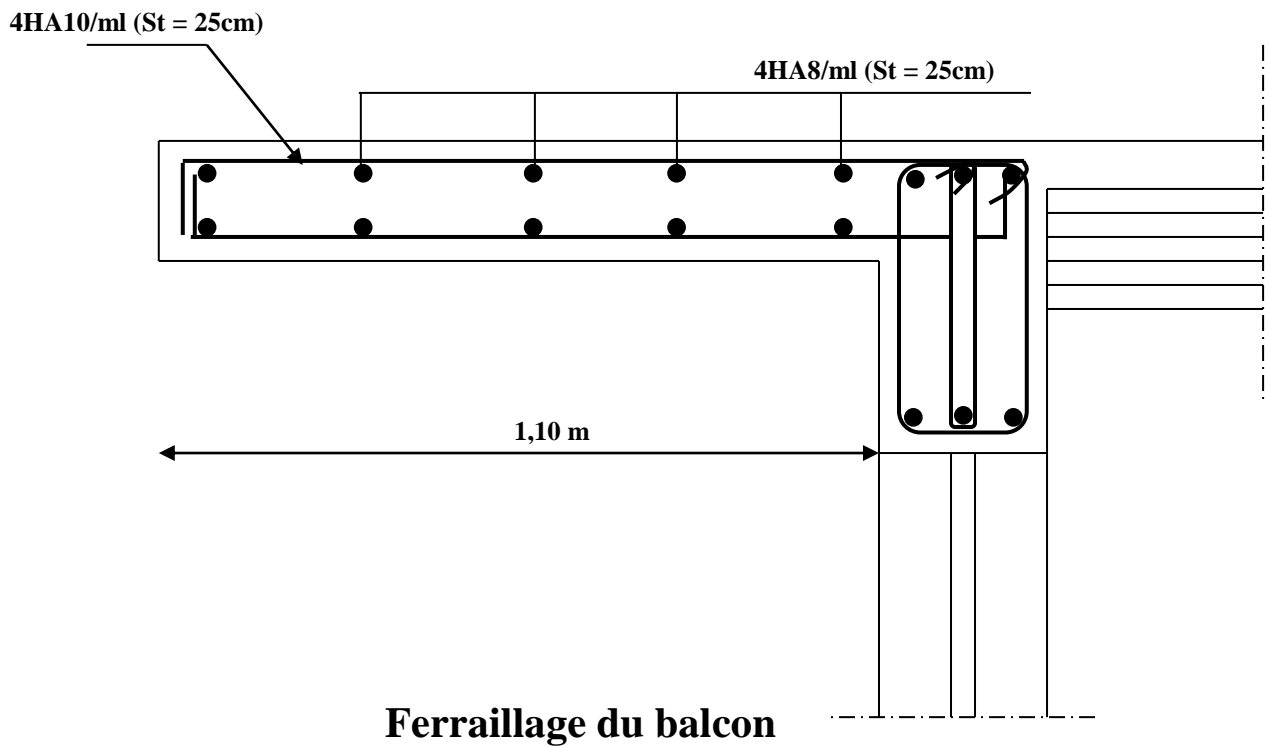
Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### 7. Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

**Armatures principales:**  $4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de **25 cm**

**Armatures de répartition:**  $4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de **25cm**



### III-10-Poutre de chaînage :

#### III-10-1-Introduction :

La poutre de chaînage est une poutre horizontale en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et les poutres qui servent de porte à faux, elle repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du balcon et le poids de la cloison.

#### III-10-2-Pré dimensionnement de la poutre :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes

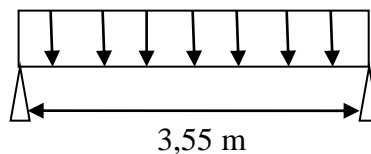
$$\text{La hauteur : } \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

Avec

ht : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre (entre nus d'appuis).

$$L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$



**Figure III-18 :** Schémas statique de la poutre de chaînage.

$$\frac{355}{15} \leq ht \leq \frac{355}{10} \rightarrow 23,60 \text{ cm} \leq ht \leq 35,5 \text{ cm}$$

On prend : **ht = 35 cm** (pour que la condition du RPA soit vérifiée et aussi pour des raisons constructives).

$$\text{La largeur : } 0,4ht \leq b \leq 0,7ht$$

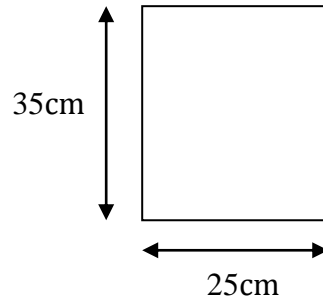
$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **b = 25 cm**

- **Vérification aux exigences du RPA: (Art 7.5.1 RPA99 Version 2003)**

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \rightarrow 25 > 20 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35 > 30 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.} \end{cases}$$

Alors on opte pour une poutre de chaînage, une section de **(25 x 35) cm<sup>2</sup>**.



**Figure III-18: Dimensions de la poutre de chaînage.**

### III-10-3-Détermination des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes :**

- ✓ Poids propre de la poutre .....  $G_{pch} = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,187 \text{ kn/ml}$ .
- ✓ Poids du mur .....  $G_{mur} = \rho_{mur} (h_0 - \frac{ht}{2}) = 2,36 (3,06 - \frac{0,35}{2}) = 6,80 \text{ kn/ml}$ .
- ✓ Poids de la planche .....  $G_p = 5,16 \times \frac{0,65}{2} = 1,677 \text{ Gtotal} = 2,187 + 6,8 + 1,677 = 10,66 \text{ kn/ml}$

- **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \times \frac{0,65}{2} = \frac{0,812 \text{ kn}}{\text{ml}}$$

### III-10-4-Combinaison des charges :

**ELU:**  $q_u = 1.35.G + 1.5Q = 1.35 \times 10,66 + 1.5 \times 0,812 = 15,61 \text{ KN/ml}$ .

**ELS:**  $q_s = G + Q = 10,66 + 0,812 = 11,41 \text{ KN/ml}$ .

## III-10-5-Etude de la poutre à l'ELU :

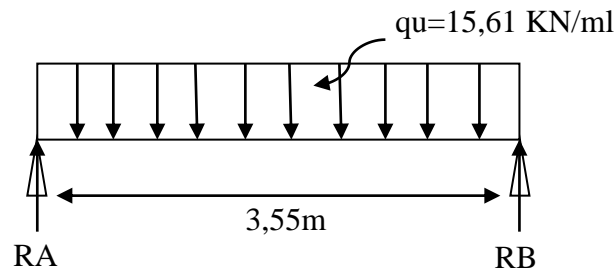


Figure III-19: Schéma statique de la poutre.

- **Calcul des efforts internes :**

- ✓ Les moments :

Le moment isostatique est donné par la formule suivante :  $M_0 = \frac{qu l^2}{8}$

$$M_0 = \frac{15,61 \times 3,55^2}{8} = 24,57 \text{ kN.M}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 24,57 = 20,88 \text{ kN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 M_0 = 0.3 \times 24,57 = -7,37 \text{ kN.m}$$

- ✓ Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{qu l}{2} = \frac{15,61 \times 3,55}{2} = 27,70 \text{ kn}$$

- ✓ Effort tranchant :

$$T_u = \frac{qu l}{2} = \frac{15,61 \times 3,55}{2} = 27,70 \text{ kn}$$

$$T(x) = -15,61x + 27,70 \text{ Pour } \begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 27,70 \text{ kN} \\ x = 3,55 \rightarrow T(x) = -27,70 \text{ kN} \end{cases}$$

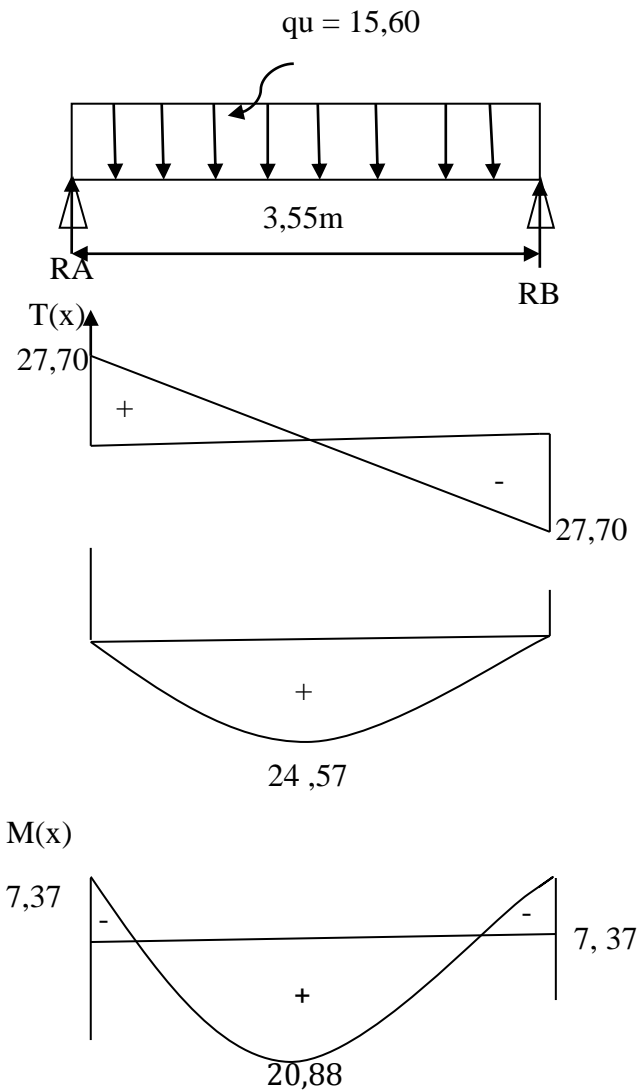


Figure III-20: Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

✓ Calcul des armatures :

- Les armatures longitudinales :

$h = 35\text{cm} \quad b = 25\text{cm} \quad d = 33\text{cm} \quad c = 2\text{cm}$

• Aux appuis :

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,37 \times 10^6}{250 \times (330)^2 \times 14.2} = 0,019$$

$u_b = 0,019 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

$u_b = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,37 \times 10^3}{0,990 \times 33 \times 348} = 0,648\text{cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3\text{HA}10 = 2,35\text{cm}^2$

- **En travée :**

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,88 \times 10^6}{250 \times (330)^2 \times 14.2} = 0,054$$

$$u_b < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0,054 \Rightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,88 \times 10^3}{0,972 \times 33 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

### III-10-6-Vérification à l'ELU :

- a) **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99) :**

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- b) **Vérification à l'entraînement des barres : (BAEL 91, modifié 99/Art. A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :  $\psi_s = 1,5$  pour les barres à haute adhérence (HA).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{U_{\max}}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times (3,14) \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,70 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113,04} = 0,825 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 0,825 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification de la contrainte tangentielle (art. A.5,1.1/BAEL91modifiées 99) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{27,70}{33 \times 25} = 0,033 < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) **Les armatures transversales :**

• **Section des armatures :**

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

$\Phi$  : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{35}, \frac{25}{10}, 1,2 \right\} = 10 \text{ mm}$$

Donc on adopte 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

• **Espacement des armatures transversales : (BAEL 91 ; Art. A.7.51.22)**

$$S_t \leq S_{t_{\max}} = \min \{ 0,9 \times d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 29,7; 40 \text{ cm} \} = 29,7 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 30 \text{ cm}$

✓ **Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

**Zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 10\phi; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1; 30 \right\} = 8,75 \text{ cm.}$$

Soit  $S_t = 9 \text{ cm.}$

Zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

Soit  $S_t = 18 \text{ cm.}$

• **La quantité d'armatures :**

Selon le RPA 99, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la

Formule suivante :  $At \geq A_{min} = 0.003.S. b$

$$A_{min} = 0,003 \times 18 \times 25 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq At = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont encrées sur une

Longueur :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \longrightarrow \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 42,33 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles de (BAEL91/Art. A.6.1 ,221) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers HA

$$L_c = 0,4.L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

**III-10-7-Etude de la poutre à l'ELS :**

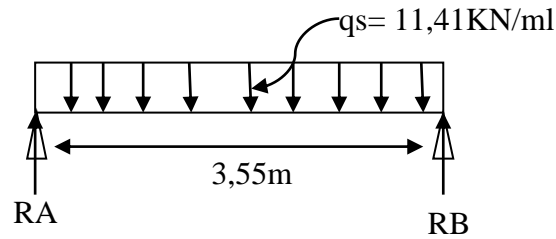


Figure III-21 : Schéma statique de la poutre à l'ELS.

- **Calcul des efforts internes :**

- ✓ **Les moments :**

Le moment isostatique est donné par la formule suivante :  $M_s = \frac{q_s l^2}{8}$

$$M_s = \frac{11,41 \times 3,55^2}{8} = 17,97 \text{ kN.M}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

- **En travée :**

$$M_{ts} = 0,85 M_s = 0,85 \times 17,97 = 15,27 \text{ kN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{as} = -0,3 M_s = -0,3 \times 17,97 = -5,39 \text{ kN.m}$$

- ✓ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{11,41 \times 3,55}{2} = 20,25 \text{ kn}$$

- ✓ **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{11,41 \times 3,55}{2} = 20,25 \text{ kn}$$

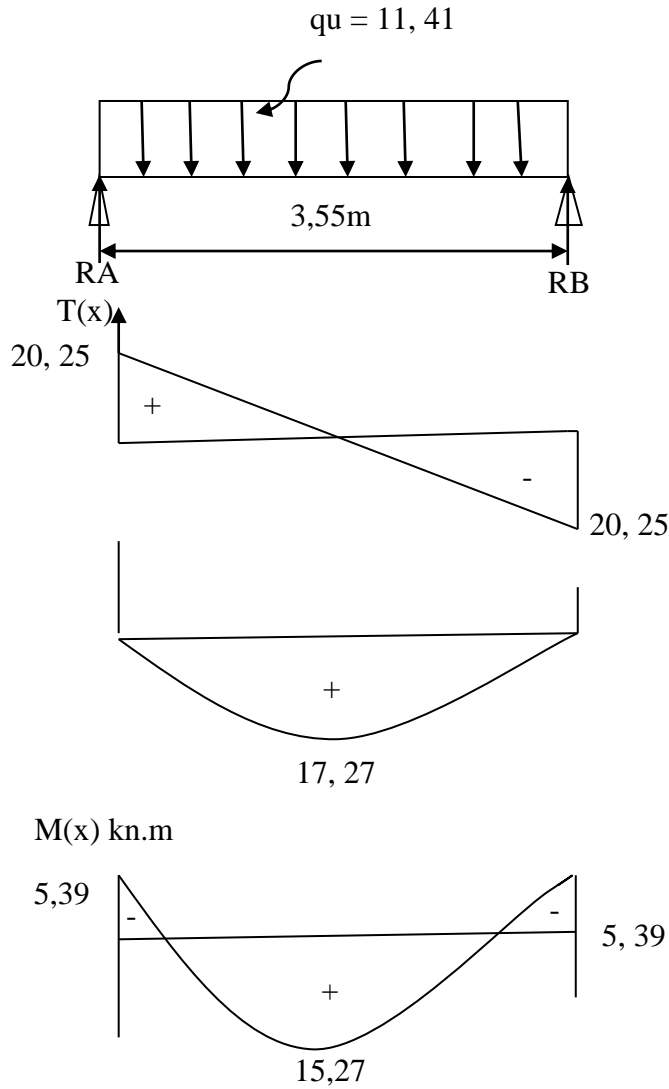


Figure III-22: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

**III-10-8-Vérifications à l'ELS :**

**a) Vérification de la résistance du béton à la compression**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Pour une poutre soumise à la flexion simple :  $\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a}$

$\beta_1 ; K_1$  Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ ; qui égale à  $\rho =$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 33} = 0,284 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 44,52 \Rightarrow K = \frac{1}{44,52} = 0,02246 \\ \beta_1 = 0,916 \end{cases}$$

- ✓ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{St} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5,39 \times 10^3}{0,916 \times 33 \times 2,35} = 75,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

- ✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{St} = 0,02246 \times 75,87 = 1,70 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,410 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 35,50 \Rightarrow \kappa = 0,028 \\ \beta_1 = 0,901 \end{cases}$$

- ✓ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{St} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{15,27 \times 10^3}{0,901 \times 33 \times 3,39} = 151,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

- ✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,028 \times 151,49 = 4,24 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est à effectuer parce qu'il s'agit d'une fissuration peu nuisible.

**c) Vérification de la flèche :**

Avant s'opter a la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{355} = 0,098 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{355} = 0,098 > \frac{15,27}{10(17,97)} = 0,084 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,001 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III-10-9-CONCLUSION :

Après calcul et vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis** : 3 HA10 = 2,35cm<sup>2</sup>.
- **Travée** : 3 HA 12 = 3,39cm<sup>2</sup>.
- **Armature transversales** : 4 HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>

### III-11-LES PLANCHERS :

#### III-11-1-Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- ✓ Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- ✓ Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- ✓ Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520)

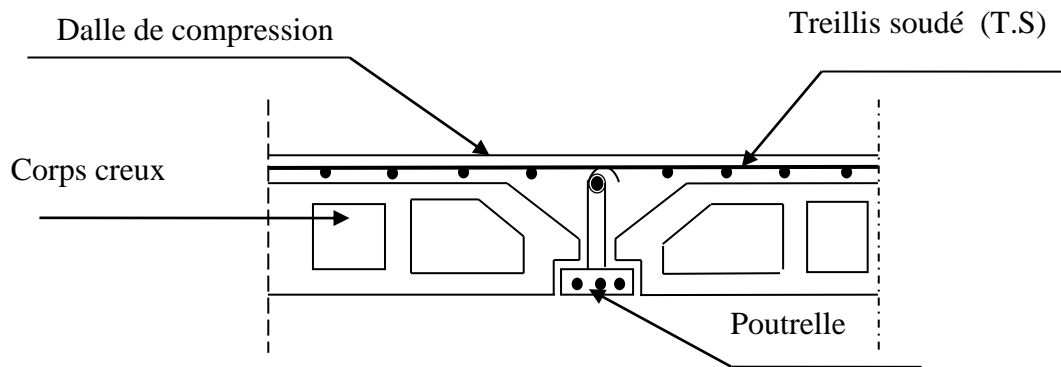


Figure III-23 : Coupe transversale du plancher.

### III-11-2-Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armée, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance TLE 520, avec une limite d'élasticité  $f_e = 520$  MPa, ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423) :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

#### ❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L'}{f_e}$$

Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur :  $50 \leq L \leq 80$  cm.

$A_{\perp}$  : Section d'armatures [ $\text{cm}^2/\text{ml}$ ]

$L'$  : Entre axes des poutrelles, exprimé en [cm]

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en MPa.

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit:  $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $St = 20\text{cm}$

Avec :  $St$  : distance entre les armatures.

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

Soit  $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5x5x200x200) mm<sup>2</sup>.

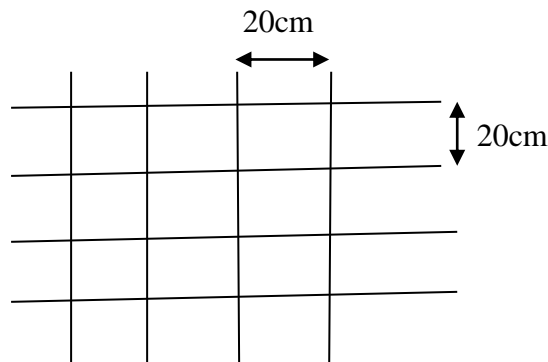


Figure III-24 : ferrailage de la dalle de compression.

**III-11-3-Etude des poutrelles :**

a) **Dimensionnement de la poutrelle :**

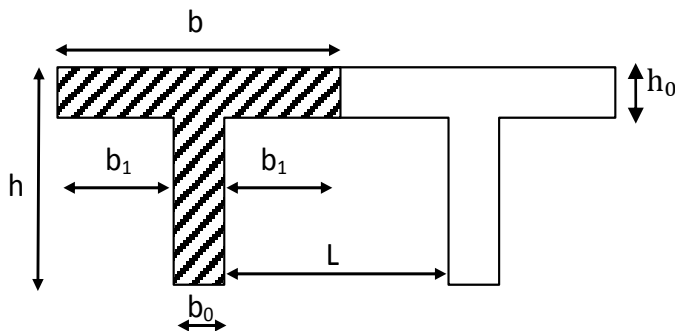


Figure III-25: Poutrelles d'une section Té.

$L_1$ : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, ( $L = 65 - 12 = 53$  cm)

$L$ : longueur de la plus grande travée. ( $L_1 = 450$  cm)

$b_0$ : largeur de la nervure. ( $b_0 = 12$  cm)

$h_0$ : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm).

$$b_1 \leq \left( \frac{l}{2}; \frac{l_1}{10}; 8h_0 \right) \rightarrow b_1 \leq (26.5; 45; 32) \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$b$ : La largeur de la dalle de compression ( $b = 65$  cm)

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$h$ : La hauteur de la poutrelle est de ( $h = 20$  cm).

$c$ : Enrobage ( $c = 2$  cm)

$d$ : La hauteur utile ( $d = 18$  cm)

#### b) Etude des poutrelles:

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

##### • 1<sup>ère</sup> étape : avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

- Poids propre :  $G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12$  KN/ml.

- Poids du corps creux :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62$  KN/ml.

- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1$  KN/ml.

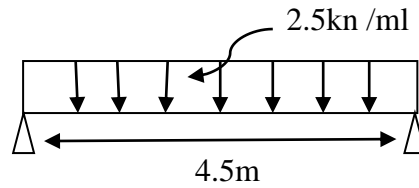
- La charge permanente :  $G = 0,74$  KN/ml

- Charge d'exploitation :  $Q = 1$  KN/ml

##### ✓ Combinaison de charges :

- à L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml} \Rightarrow q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$



- à L'ELS:

$$q_s = G + Q = 0.74 + 1 = 1.74 \text{ kN/ml} \Rightarrow q_s = 1.74 \text{ kN/ml}$$

✓ **Calcul des efforts tranchants et moments max en travée :**

à L'ELU :

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.5^2}{8} = 6.32 \text{ kN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4.5}{2} = 5.62 \text{ kN}$$

**Ferraillage :**

La poutrelle travaille en flexion simple.

Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries, le calcul se fait à L'ELU car la fissuration est considérée comme peu nuisible (Fissuration Peu Préjudiciable).

$$M_u = 6.32 \text{ kN.m} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

D'après l'organigramme

de flexion simple on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.32 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.27$$

$$\mu_e < \mu_{bu} \Rightarrow 0.392 < 9.27 \Rightarrow \text{La section est doublement armée (A' } \neq 0)$$

**Remarque :**

Comme la section du béton est trop faible il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage pour soulager la poutrelle.

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

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

- ✓ **Détermination des sollicitations et combinaisons de charge :**

- 1) Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 5.46 \times 0.65 = 3.549 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.}$$

- **A l'ELU :**  $q_u = 1,35G + 1.5Q = 1,35 \times 3,549 + 1,5 \times 0,65 = 5,76 \text{ KN/ml}$
- **A l'ELS :**  $q_s = G + Q = 3.549 + 0.65 = 4.199 \text{ KN/ml}$

- 2) Plancher étage courant à usage d'habitation :**

$$G = 5.16 \times 0.65 = 3.354 \text{ KN/ml.}$$

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

- **A l'ELU:**  $q_u = 1,35G + 1.5Q = 1,35 \times 3,354 + 1,5 \times 0,975 = 5,9904 \text{ KN/ml.}$
- **A l'ELS :**  $q_s = G + Q = 3,354 + 0,975 = 4.329 \text{ KN/ml.}$

- 3) Plancher étage courant et RDC :**

$$G = 5.16 \times 0.65 = 3.354 \text{ KN/ml.}$$

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

- **A l'ELU :**  $q_u = 1,35G + 1.5Q = 1,35 \times 3,354 + 1,5 \times 1,625 = 6,9654 \text{ KN/ml}$
- **A l'ELS :**  $q_s = G + Q = 3,354 + 1,625 = 4.975 \text{ KN/ml}$

- 4) Plancher de l'étage courant (usage commercial) :**

$$G = 5.16 \times 0.65 = 3.354 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml.}$$

- A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,354 + 1,5 \times 2,275 = 7,9404 \text{ KN/ml}$ .
- A l'ELS :  $q_s = G + Q = 3,354 + 2,275 = 5,629 \text{ KN/ml}$

Il n'y a pas de différence significative entre les chargements appliqués. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable.

### III-11-4-Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

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

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

#### III-11-4-1-Méthode forfaitaire :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- La méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitations modérées, c'est le cas des constructions courantes. La surcharge d'exploitation est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/ m}^2$ .

$$Q = 2,275 \text{ KN /ml} \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN /ml}\}$$

$$2 \times G = 2 \times 3,354 = 6,708 \text{ KN /ml.}$$

$$Q = 2,275 \text{ KN /ml} \leq \max \{6,708 ; 5 \text{ KN /ml}\} = 6.708 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\longrightarrow$  condition vérifiée
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3.65}{2.4} = 1.5 \text{ non vérifiée}$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{2.4}{3.5} = 0.68 \text{ non vérifiée}$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3.5}{3.8} = 0.92 \text{ condition vérifiée}$$

- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable  $\longrightarrow$  Condition vérifiée

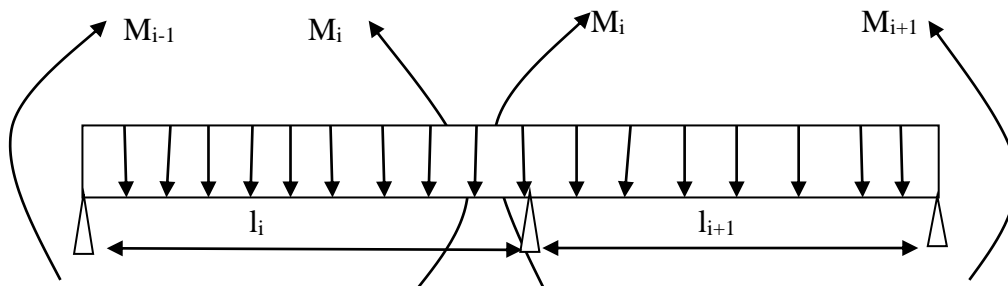
**Conclusion :**

Nous ne pouvons pas appliquer la méthode forfaitaire, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

**III-11-4-2-Méthode des trois moments :**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis et en travées.



**Figure III-26:** Exposition de la méthode des trois moments.

- **Moments aux appuis :**

$$M_{i-1} \times l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \times l_{i+1} = - \left[ \frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

- **En travée:**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \times \frac{x}{l_i} \dots \dots \dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots \dots \dots (2)$$

$\mu(x)$  Moment isostatique tel que :

La position du moment maximum  $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Avec:  $M_{i-1}$ ,  $M_i$ ,  $M_{i+1}$  sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis :  $i-1$  ;  $i$  ;  $i+1$ .

$l_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$l_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

$q_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$q_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Dans notre cas nous avons la même charge ( $q_i = q_{i+1}$ ).

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i \rightarrow T(i) = \frac{qL_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i+1 \rightarrow T(i+1) = -\frac{q.L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

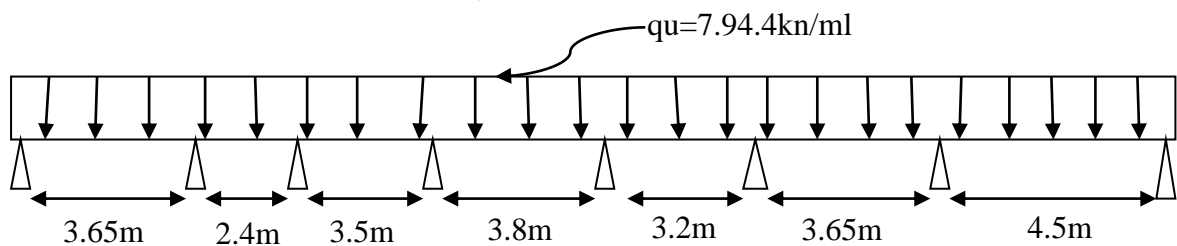


Figure III-27: Schéma statique de la poutrelle.

III-11-5-Calcul des moments aux appuis :

Appuis	$L_i$ (m)	(m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN)	$M_{i-1}.L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}.L_{i+1} = -\frac{q_i.L_i^3 + q_{i+1}.L_{i+1}^3}{4}$	$M_i$ (KN.M)
0	0	3.65	7.94	$7.3M_0 + 3.65M_1 = -96.52$	-10.165
1	3.65	2.4	7.94	$3.65M_0 + 12.1M_1 + 2.4M_2 = -123.965$	-6.114
2	2.4	3.5	7.94	$2.4M_1 + 11.8M_2 + 3.5M_3 = -112.54$	-5.366

3	3.5	3.8	7.94	$3.5M_2+14.6M_3+3.8M_4 = -194.031$	-9.871
4	3.8	3.2	7.94	$3.8M_3+14M_4+3.2M_5 = -173.97$	-8.191
5	3.2	3.65	7.94	$3.2M_4 +13.7M_5+3.65M_6 = -161.57$	-6.806
6	3.65	4.5	7.94	$3.65M_5 +16.3 M_6 +4.5M_7 = -277.40$	-11.538
7	4.5	0	7.94	$4.5 M_6+9M_7 = -180.89$	-14.329

**Tableau III-4 : Moments aux appuis à l'ELU**

**NB :** La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel MATLAB

**Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

- **Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_0 = (-10.165) - (1/3) \times (-10.1655) = -6.77 \text{ KN.M}$$

$$M_1 = (-6.114) - (1/3) \times (-6.114) = -4.076 \text{ KN.M}$$

$$M_2 = (-5.366) - (1/3) \times (-5.366) = -3.577 \text{ KN.M}$$

$$M_3 = (-9.871) - (1/3) \times (-9.871) = -6.580 \text{ KN.M}$$

$$M_4 = (-8.191) - (1/3) \times (-8.191) = -5.461 \text{ KN.M}$$

$$M_5 = (-6.806) - (1/3) \times (-6.806) = -4.537 \text{ KN.M}$$

$$M_6 = (-11.538) - (1/3) \times (-11.538) = -7.692 \text{ KN.M}$$

$$M_7 = (-14.329) - (1/3) \times (-14.329) = -9.553 \text{ KN.M}$$

- **Moment aux travées :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{L}$$

$x_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation

suivante :  $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Travées	L (M)	qu (KN.M)	M <sub>i</sub> (KN.M)	M <sub>i+1</sub> (KN.M)	X (m)	U(x)	Mt (x) (KN.M)
0-1	3.65	7.94	-6.77	-4.07	1.91	13.18	7.83
1-2	2.4	7.94	-4.076	-3.57	1.227	5.714	1.892
2-3	3.5	7.94	-3.57	-6.58	1.64	12.11	7.125
3-4	3.8	7.94	-6.58	-5.46	1.93	14.32	8.31
4-5	3.2	7.94	-5.46	-4.53	1.63	10.15	5.169
5-6	3.65	7.94	-4.53	-7.69	1.71	13.17	7.155
6-7	4.5	7.94	-7.69	-9.55	2.19	20.08	11.47

**Tableau III-5** : Les moments en travée à l'ELU

- **Calcul des efforts tranchants**

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans tableau ci –après

Travées	L(m)	qu KN/m	M <sub>i</sub> KN.M	M <sub>i+1</sub> (KN.M)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
0-1	3.65	7.94	-6.77	-4.076	15.23	-13.75
1-2	2.4	7.94	-4.07	-3.57	9.73	-9.32
2-3	3.5	7.94	-3.57	-6.58	13.46	-14.75

3-4	3.8	7.94	-6.58	-5.46	15.38	-14.79
4-5	3.2	7.94	-5.46	-4.53	12.99	-12.41
5-6	3.65	7.94	-4.53	-7.69	13.62	-15.35
6-7	4.5	7.94	-7.69	-9.55	17.45	-18.28

Tableau III-6 : Les efforts tranchants à l'ELU

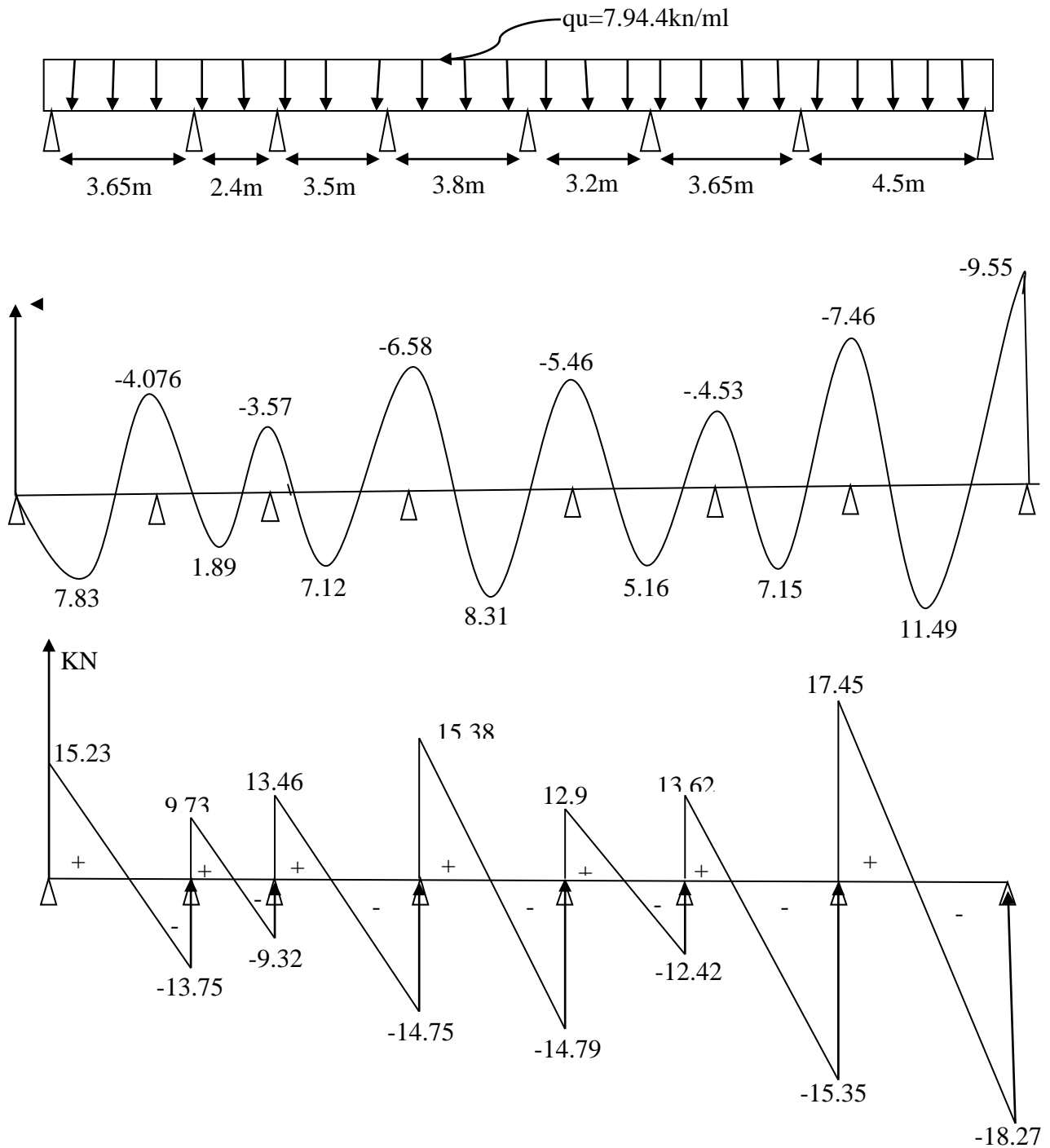


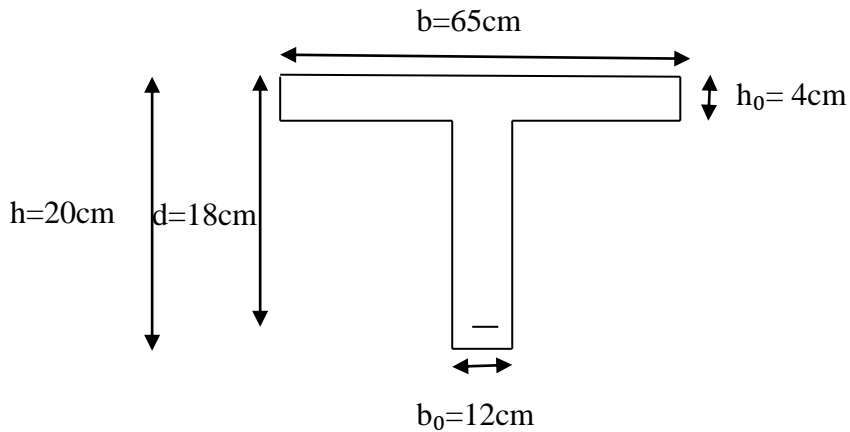
Figure III-28: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

**III-11-6-Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivants :

$$b = 65\text{cm}; \quad b_0 = 12\text{cm}; \quad h = 20\text{cm}; \quad h_0 = 4\text{cm}; \quad d = 18\text{cm}$$



**Figure III-29:** Disposition des armatures en section en T

- **Conclusion :**

$$M_t^{\max} = 11,47 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^{\max} = 9,55 \text{ KN .m.}$$

$$V_u^{\max} = 18,279 \text{ KN.}$$

- ✓ **Calcul des armatures longitudinales :**

- **En travées :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,07 \text{ KN.M}$$

$$M = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11,47 < M = 59,07 \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.47 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,038$$

$\mu = 0,038 < 0,392 \rightarrow S.S.A \longrightarrow$  La section est simplement armée donc ( $A_{sc} = 0$ ).

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :

$$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.47 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$b_0 = 12\text{cm}$ ;  $c = 2\text{cm}$ ;  $h = 20\text{cm}$ ;  $d = 18\text{cm}$

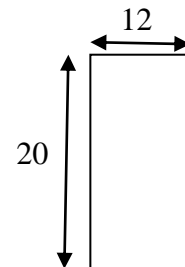
Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.55 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,172 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,172 \rightarrow \beta = 0,905$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.55 \times 10^3}{0,905 \times 18 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$



### III-11-7-Vérifications à L'ELU:

a) **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL99)**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant (Art. A5.1.1/BAEL 91 modifié 99)**

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18.279 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,846 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \Leftrightarrow \min \left( 0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \right) \text{ MPa} \Leftrightarrow \min(3,33; 5) \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,846 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

**(B.A.E.L 91/ Art.6.1.3):**

Il faut vérifier cette condition :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre des barres

• En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.279 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,4} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.279 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75.3} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right) = 0,57 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } 2 \text{ HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$

**e) Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)**

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

$$S_t \leq \min(16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 15.75 \text{ cm}$$

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

**f) Longueur de scellement droit : (BAEL91/ Art 6.1, 221):**

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (HA)}$$

$$\tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.31 \text{ cm}$$

On prend  $L_s = 45 \text{ cm}$

Vu que la longueur de scellement est importante, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

**g) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5. 1. 313)**

- **Sur le béton :**

$$\overline{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$\overline{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 194,40 \text{ KN}$$

$$V_u = 18,27 \text{ KN} < \overline{V}_u = 194,40 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée.**

- **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_{\max}^a}{0,9 d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \cdot 10 \left( 18,27 + \frac{-9,55}{0,9 \times 0,18} \right) = -1,65 < 0$$

$\Rightarrow$  Les armatures calculées sont suffisantes.

**III-11-8-Calcul à l'ELS :**

Les efforts à l'ELS sont calculés en suivant les mêmes étapes que

Précédemment dans le calcul à l'ELU, les résultats sont les suivants :

- **A l'ELS :**  $q_s = G + Q = 3,354 + 2,275 = 5,629 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des moments aux appuis :**

Appuis	$L_i$ (m)	$L_{i+1}$ (m)	$q_i =$ $q_{i+1}$ (KN)	$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -\frac{q_i L_i^3 + q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}$	$M_i$ (KN.M)
0	0	3.65	7.94	$7.3M_0 + 3.65M_1 = -68.44$	-7.20
1	3.65	2.4	7.94	$3.65M_0 + 12.1M_1 + 2.4M_2 = -87.895$	-4.33
2	2.4	3.5	7.94	$2.4M_1 + 11.8M_2 + 3.5M_3 = -79.80$	-3.80
3	3.5	3.8	7.94	$3.5M_2 + 14.6M_3 + 3.8M_4 = -137.57$	-6.99
4	3.8	3.2	7.94	$3.8M_3 + 14M_4 + 3.2M_5 = -123.35$	-5.80
5	3.2	3.65	7.94	$3.2M_4 + 13.7M_5 + 3.65M_6 = -114.56$	-4.82
6	3.65	4.5	7.94	$3.65M_5 + 16.3 M_6 + 4.5M_7 = -196.69$	-8.18
7	4.5	0	7.94	$4.5 M_6 + 9M_7 = -128.258$	-10.16

Tableau III-7 : Moments aux appuis à l'ELS

**NB :** La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel MATLAB

**Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

- **Calcul des moments corrigés aux appuis**

$$M_0 = (-7.20) - (1/3) \times (-7.20) = -4.80 \text{ KN.M}$$

$$M_1 = (-4.33) - (1/3) \times (-4.33) = -2.89 \text{ KN.M}$$

$$M_2 = (-3.80) - (1/3) \times (-3.80) = -2.53 \text{ KN.M}$$

$$M_3 = (-6.99) - (1/3) \times (-6.99) = -4.66 \text{ KN.M}$$

$$M_4 = (-5.80) - (1/3) \times (-5.80) = -3.87 \text{ KN.M}$$

$$M_5 = (-4.82) - (1/3) \times (-4.82) = -3.22 \text{ KN.M}$$

$$M_6 = (-8.18) - (1/3) \times (-8.18) = -5.45 \text{ KN.M}$$

$$M_7 = (-10.16) - (1/3) \times (-10.16) = -6.77 \text{ KN.M}$$

- **Moment aux travées :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{L}$$

$x_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :  $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times l_i}$

Travées	L (M)	qu (KN.M)	M <sub>i</sub> (KN.M)	M <sub>i+1</sub> (KN.M)	X (m)	U(x)	Mt (x) (KN.M)
0-1	3.65	5.63	-4.80	-2.89	1.91	9.35	5.55
1-2	2.4	5.63	-2.89	-2.53	1.227	4.05	1.34
2-3	3.5	5.63	-2.53	-4.66	1.64	8.58	5.05
3-4	3.8	5.63	-4.66	-3.87	1.93	10.16	5.89
4-5	3.2	5.63	-3.87	-3.22	1.63	7.20	3.66
5-6	3.65	5.63	-3.22	-5.44	1.71	9.34	5.07
6-7	4.5	5.63	-5.44	-6.77	2.19	14.24	8.168

**Tableau III-8 :** Les moments en travée à l'ELS

- **Calcul des efforts tranchants**

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans tableau ci –après

Travées	L(m)	q <sub>u</sub> KN/m	M <sub>i</sub> KN.M	M <sub>i+1</sub> (KN.M)	V(x)(KN)	
					x = 0	x = L
0-1	3.65	5.63	-4.80	-2.89	10.79	-9.75
1-2	2.4	5.63	-2.88	-2.53	6.90	-6.61
2-3	3.5	5.63	-2.53	-4.66	9.24	-10.46
3-4	3.8	5.63	-4.66	-3.87	10.90	-10.48
4-5	3.2	5.63	-3.87	-3.22	9.21	-8.80
5-6	3.65	5.63	-3.22	-5.44	9.66	-10.88
6-7	4.5	5.63	-5.44	-6.77	12.37	-12.96

Tableau III-9 : Calcul des efforts tranchant à l'ELS.

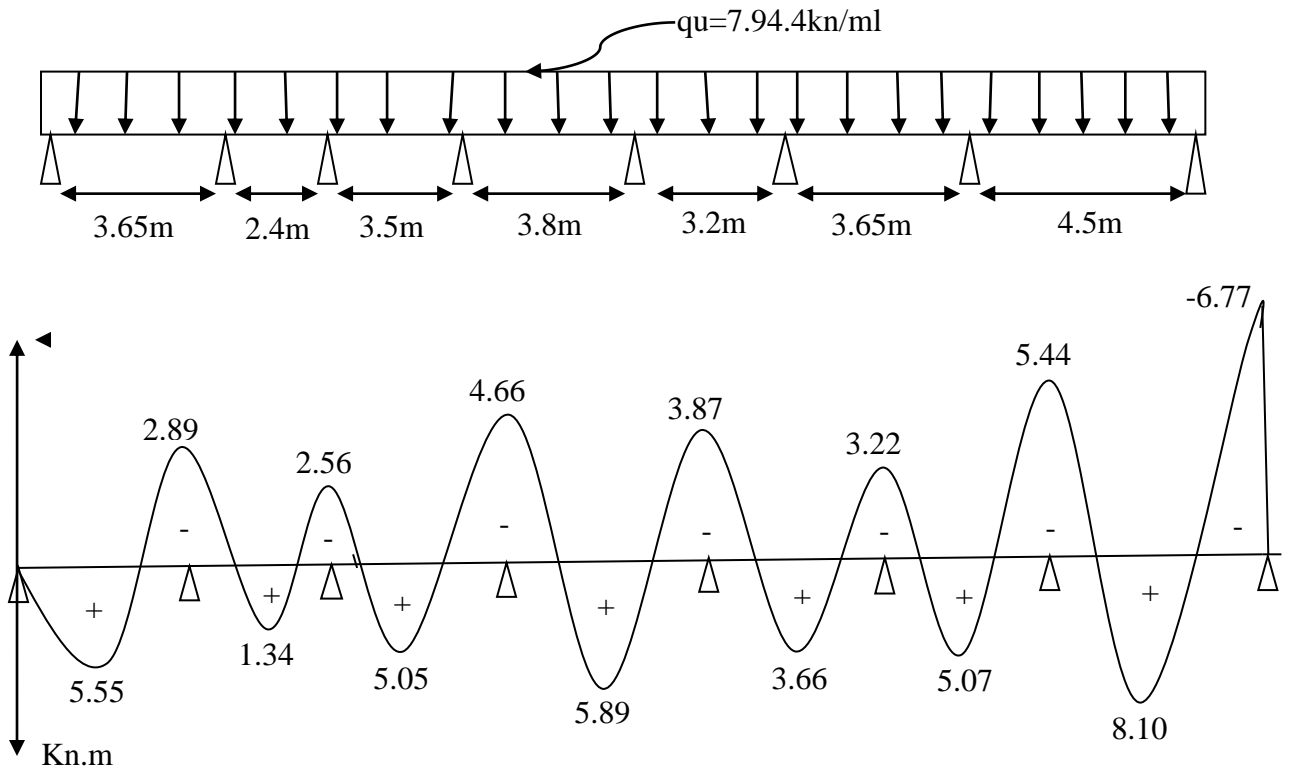


Figure III-30: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

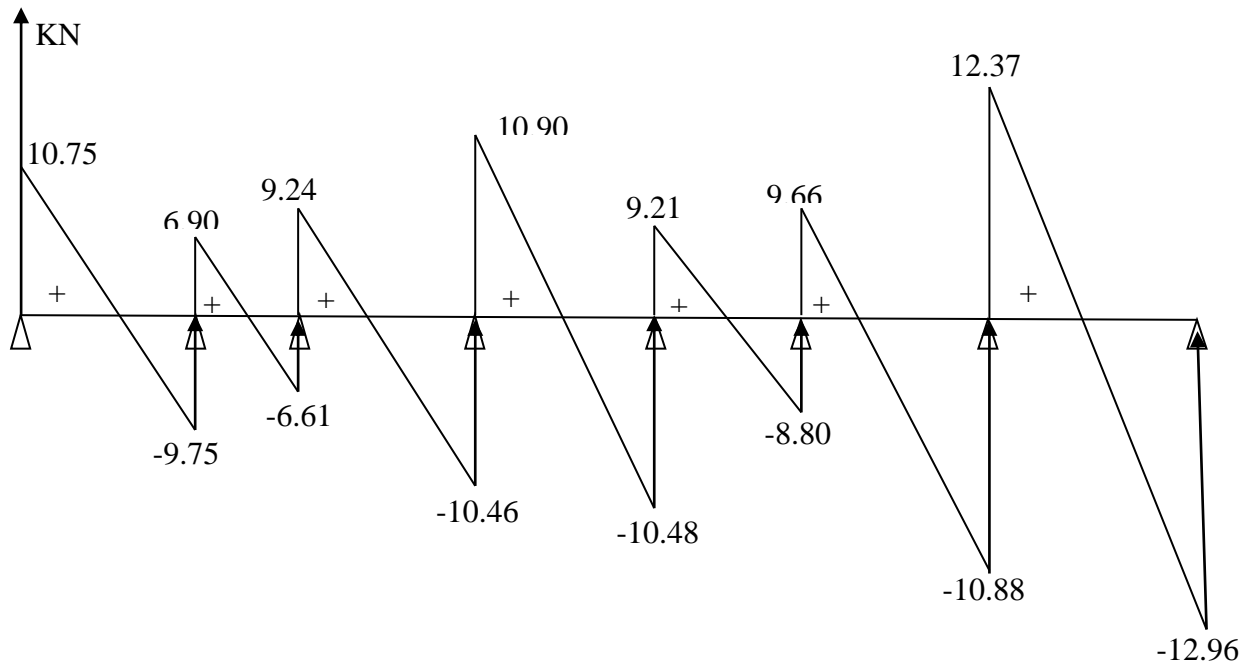


Figure III-31: Diagramme des efforts tranchant.

### III-11-9-Vérification à L'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- **État limite de compression du béton (BAEL91:Art A.4.5, 2) :**

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \text{ par interpolation } (\beta_1=0.858, K_1=20.21)$$

a) **La contrainte dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\text{Avec: } M_{sa}^{max} = 6.77 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{6.77 \times 10^3}{0,858 \times 18 \times 2.26} = 194.04 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 194.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  .... condition vérifiée.

**b) La contrainte dans le béton :**

La fissuration est peut nuisible donc elle doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{194.04}{20.21} = 9.60 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 9.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression

**- En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56 \text{ par interpolation } (\beta_1 = 0.837 ; k_1 = 15.67)$$

**c) La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec:  $M_{st}^{max} = 8.16 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{8.16 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3.39} = 159.92 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 159.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  ... .. condition vérifiée.

**d) La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{159.92}{15.67} = 10.20 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 10.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Section vérifiée vis-à-vis de la compression.

**CONCLUSION :**

La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire (Article A.4.5, 32 du BAEL91).

- **Etat limite de déformation : (BAEL91. Art B.6.8, 424)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de **BAEL (art B.6.5.1)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{\ell} > \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \frac{A_{st}}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section (20cm).

l: portée libre maximale.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

M<sub>0</sub>: moment max de la travée isostatique.

A<sub>s</sub> : section des armatures.

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\checkmark \frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

• **Calcul de la flèche : (Art. B.6.5, 2/ BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différée

$$(E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{MPa})$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène.

$M_t$  : Moment fléchissant maximal.

$U$  = coefficient d'équivalence acier- béton

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à l'axe xx passant par la fibre extrême supérieure  $S_{xx}$  :

$$S'_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \times d$$

$$S'_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{cm}^3$$

- **Aire de la section homogénéisée B0 :**

$A_t$  : section d'armatures tendues

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 14 + (15 \times 3.39) = 502.85 \text{ cm}^2$$

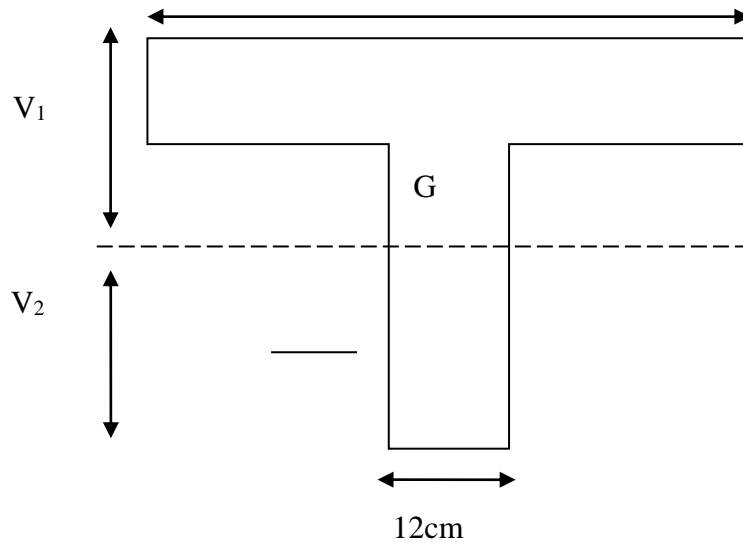


Figure III-32: Schéma statique de calcul.

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm ; donc : } V_1 = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.56 \text{ cm ; Donc : } V_2 = 12.56 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + V_1 - \frac{h_0}{2} \right] + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[ \frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2 =$$

$$I_0 = 21770.15 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.978$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d A_t} = \frac{8.16 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 3.39} = 136.73 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 136.73 + 2.1} = 0.661 > 0$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_o}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{12}{65}\right) 0.016} = 1.05$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 21770.15}{1 + (0.661 \times 1.028)} = 18856.03 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche:**

$$f = \frac{8.16 (4500)^2 \times 10}{10 \times 10818.87 \times 18856.03} = 0.80 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ mm}$$

$f < \bar{f}$   $\longrightarrow$  condition vérifiée

**Conclusion :**

Le ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

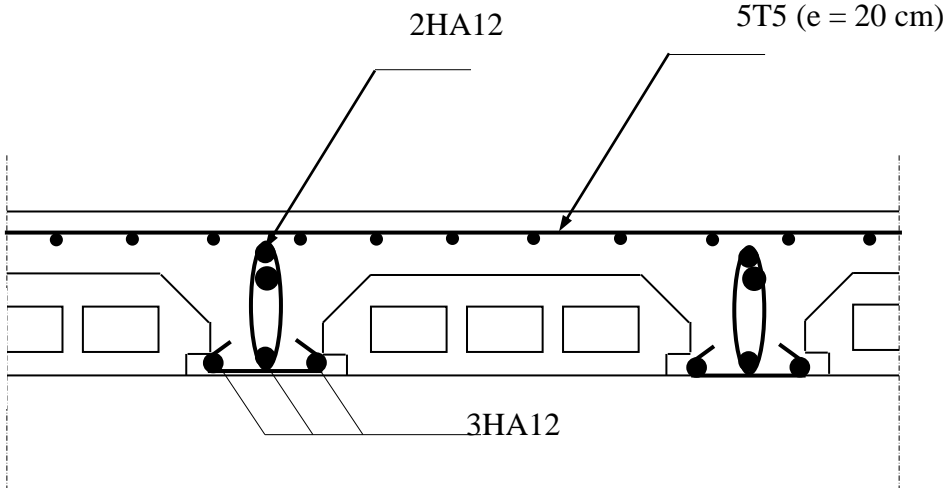
- **Armatures longitudinales :**

En travée : 3HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>.

Aux appuis : 2HA12= 2.26cm<sup>2</sup>.

- **Les armatures transversales :**

Etrier : 2HA8 = 1.00 cm<sup>2</sup>; St = 15 cm.



Plan de ferrailage du plancher

### III-12-La salle machine

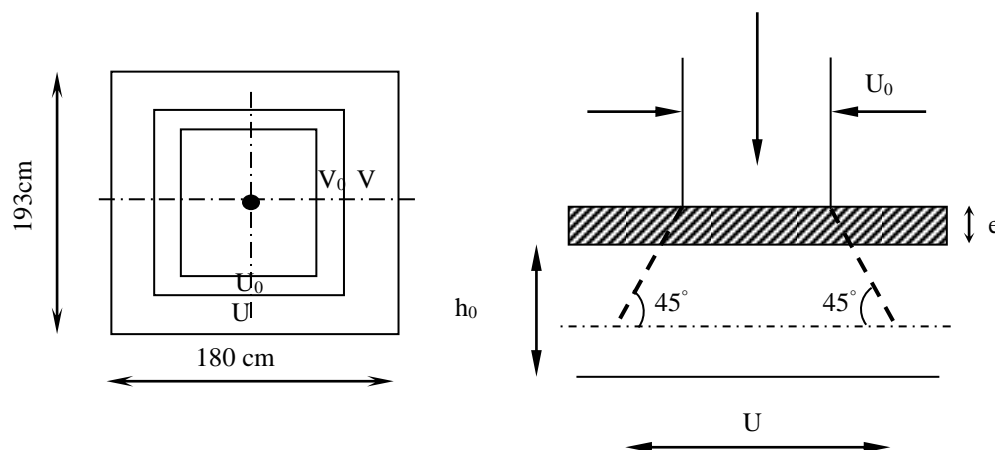
#### III-12-1-Introduction :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V = (1\text{m/s})$  dont la surface de la cabine est de  $3.47\text{ m}^2$  ( $1.60 \times 1.40$ ) pouvant chargé 8 personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

#### III-12-2-Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

L'étude des dalles reposantes librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.



**Figure III-33:** Diffusion de charges dans le feuillet.

$(U_0 \times V_0)$  : Surface de contact ( $U_0 = V_0 = 80\text{ cm}$ )

$(U \times V)$  : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

$h_0$  : hauteur de la dalle.

$e$  : Epaisseur de revêtement

$$\begin{array}{l}
 U = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi.e\right) \\
 V = V_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi.e\right)
 \end{array}
 \longrightarrow
 \text{Revêtement en béton } (\xi = 1) \Rightarrow
 \begin{cases}
 U = U_0 + 2.e_0 + h_0 \\
 V = V_0 + 2.e_0 + h_0
 \end{cases}$$

$$U = U_0 + 2.e_0 + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + 2.e_0 + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

### III-12-3-Dimensionnement :

- **Hauteur de la dalle :**

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

$$ht \geq \frac{Lx}{30} = \frac{140}{30} = 4.66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{on opte pour } ht = 15 \text{ cm}$$

Avec : ht qui doit être au moins égale à 12cm [RPA99 version 2003].

### III-12-4-Détermination des sollicitations :

#### A l'ELU :

qu = 1,35G + 1,5Q (Charge uniformément répartie sur une bande de 1 m.)

pu = 1,35P (Charge concentrée due au système de levage.)

- **Poids propre de la dalle :**  $G = (25 \times ht + 22 \times e) = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) =$

$$4,85 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation :**  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors :

$$qu = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN/ml}$$

$$pu = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

#### A l'ELS :

$$qs = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$Ps = P = 90 \text{ KN}$$

## III-12-5-Calcul des moments

## a) moment dû au système du levage

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$M_x = qu(M_1 + \nu.M_2)$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$\nu = 0$  à ELU

$\nu = 0,2$  à ELS

$$M_y = qu(M_2 + \nu.M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients déterminés à partir des rapports ( $U/L_x$ ) ; ( $V/L_y$ ) dans les abaques de Pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{1.60} = 0.87$$

$0.4 \leq \rho = 0.8 \leq 1 \longrightarrow$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0,7 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{160} = 0,6 \end{array} \right\} \text{Après interpolation } (M_1 = 0.082 ; M_2 = 0.055)$$

à l'ELU :  $\nu = 0$

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 121.5 \times (0,082) = 9.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 121.5 \times (0.055) = 6.68 \text{ KN.m}$$

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les

Sens xx et yy , dues à la charge concentrée.

P : intensité de la charge concentrée.

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0.721 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0488 \times 8.05 \times (1.4)^2 = 0.769 \text{ KN.m}$$

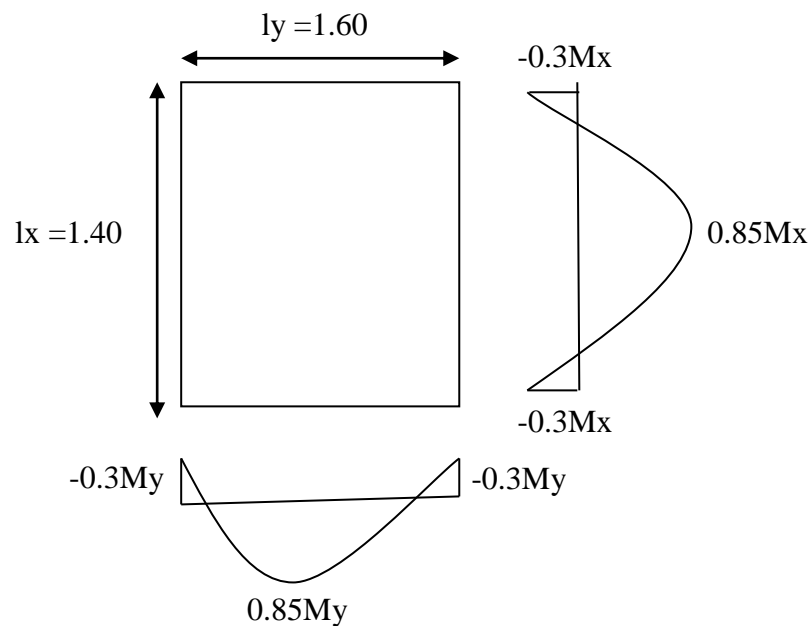
$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.721 \times 0.769 = 0.55 \text{ KN.m}$$

**b) Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.96 + 0.769 = 10.729 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.68 + 0.55 = 7.23 \text{ KN.m}$$

**c) Correction des moments:**



**Figure III-34:** Les moments en travées et aux appuis dans les deux sens ( $L_x$ ,  $L_y$ ).

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue, les moments seront minorés, en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- Dans le sens de la petite portée x-x :

- ✓ En travées :

$$M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 10,72 = 9,112 \text{ KN.m}$$

- ✓ Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3.M_x = 0,3 \times 10,72 = -3,21 \text{ KN.m}$$

- Dans le sens de la grande portée y-y :

- ✓ En travées :

$$M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 7,23 = 6,14 \text{ KN.m}$$

- ✓ Aux appuis :

$$M_y^a = -0,3.M_y = 0,3 \times 7,23 = 2,16 \text{ KN.m}$$

### III-12-6-Ferraillage à l'ELU :

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire tel que :  $b=100\text{cm}$  ;

$$d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm} ; h = 15\text{cm}.$$

- Sens x-x :

- ✓ Aux appuis ;

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,21 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,21 \times 10^3}{0,991 \times 12 \times 348} = 0,775 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 HA 8 soit  $A_x^a = 2,01$ , cm<sup>2</sup> avec  $S_t=25$ cm

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,11 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_t = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,044 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,11 \times 10^3}{0,978 \times 12 \times 348} = 2,23 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 HA 10 soit  $A_x^t = 3,14$ , cm<sup>2</sup> avec  $S_t=25$ cm

• **Sens y-y :**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2,16 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_t = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2,16 \times 10^3}{0,995 \times 12 \times 348} = 0,519 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 HA 8 soit  $A_x^a = 2.01$ ,  $\text{cm}^2$  avec  $S_t=25\text{cm}$

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.14 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0,030 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,030 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.14 \times 10^3}{0,985 \times 12 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 HA 10 soit  $A_x^t = 3.14$ ,  $\text{cm}^2$  avec  $S_t=25\text{cm}$

• **Vérification à l'état limite ultime :**

1) **Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91):**

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspond au taux d'armature suivant:

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2} \leq A_s$$

$\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,008 \text{ ‰}$ )

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,87$$

✓ **Direction secondaire (suivant x-x) :**

$$A_{ax} = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-0,87)}{2} = 1,27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-0,87)}{2} = 1,27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Direction secondaire (suivant y-y) :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{ay} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 2) Diamètre maximal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21) :

On doit vérifier que :  $\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## 3) Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 42) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm :

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Condition vérifiée dans les deux sens.

## 4) Condition de non poinçonnement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.42) :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :  $P_u \leq P_c = \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$  Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4,2 \text{ m}$$

$$P_c = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ Kn}$$

$$P_u = 121,5 \text{ Kn} < P_c = 472,5 \text{ Kn} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.2)

$$\text{On doit vérifier que: } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2U + V} \quad \text{avec } p = 1,35.G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

On a :

$$T_u = \frac{p}{3.V} = \frac{121,5}{3 \times 1,25} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,32 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

### III-12-7-Calcul des moments à l'ELS :

#### a) Moment dû au système du levage

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau.

$$\begin{cases} M_x = qs(M_1 + \nu.M_2) \\ M_y = qs(M_1 + \nu.M_2) \end{cases}$$

$$\text{Avec } \nu = 0,2 \text{ à ELS} \quad M_1 = 0,082 ; M_2 = 0,055 \quad ps = 90 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = Ps (M_1 + 0,2M_2) = 90 \times (0,082 + 0,055 \times 0,2) = 8,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = Ps (M_2 + 0,2M_1) = 90 \times (0,055 + 0,082 \times 0,2) = 6,42 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0559 \\ \mu_y = 0.804 \end{cases}$$

**b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times qs \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times qs \times L_x^2 = 0,0559 \times 5.85 \times (1.4)^2 = 0.640 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.804 \times 0.640 = 0.514 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.37 + 0.64 = 9.01 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.42 + 0.514 = 6.93 \text{ KN.m}$$

**d) Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

• **Dans le sens de la petite portée x-x :**

- **En travées :**

$$M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 9.01 = 7.65 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3.M_x = 0,3 \times 9.01 = -2.7 \text{ KN.m}$$

• **Dans le sens de la grande portée y-y :**

- **En travées :**

$$M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 6.93 = 5.89 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$M_y^a = -0.3.M_y = 0,3 \times 6.93 = 2.07 \text{ KN.m}$$

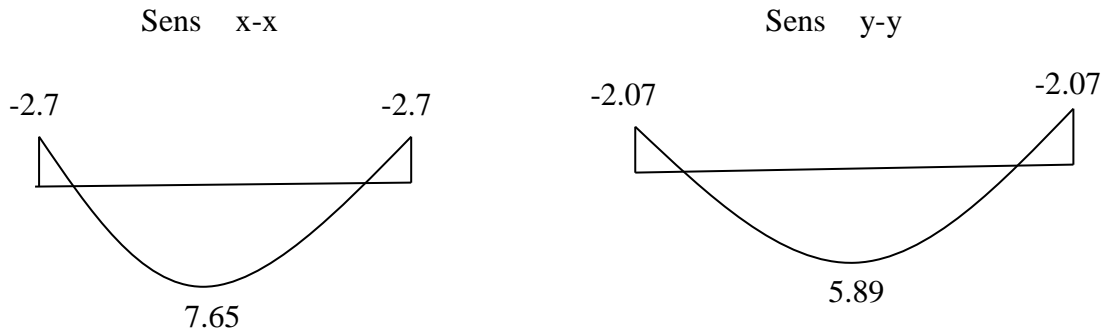


Figure III-35: Les moments dans les deux sens.

**Vérification des contraintes dans le béton**

Il faut vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ ; Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

- 1- La section est rectangulaire.
- 2- La nuance des aciers FeE400.

3-  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ ; Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ .

• **Sens (x-x) :**

✓ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{lx}^s}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{7.65}{1.0,12^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,038 \rightarrow \alpha = 0,0485$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{\frac{9.11}{7.65} - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345$$

$$\left. \begin{matrix} \alpha = 0,0485 \\ g = 0,345 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \alpha < g \text{ conditions vérifier}$$

✓ **Sur appui :**

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.70}{1.0,12^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{3.21}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,344$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0.0176 \\ g = 0.344 \end{array} \right\} \longrightarrow \alpha < g \text{ conditions vérifier}$$

• **Sens (y-y) :**

✓ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ty}^s}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{5.89}{1.0,12^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,028 \rightarrow \alpha = 0,0355$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{6.14}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,271$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0.0355 \\ g = 0.271 \end{array} \right\} \longrightarrow \alpha < g \text{ conditions vérifier}$$

✓ **Sur appui :**

$$\mu_b = \frac{M_{ay}^s}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.07}{1.0,12^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.16}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,271$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0.0126 \\ g = 0.271 \end{array} \right\} \longrightarrow \alpha < g \text{ conditions vérifier}$$

**e) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/modifié 99, Art 4.5.32) :**

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**III-12-8-Conclusion :**

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

- **Sens x-x :**

Appuis :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm.

Travée :  $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm.

- **Sens y-y :**

Appuis :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm.

Travée :  $4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm.

# **Chapitre IV**

**Modélisation de la structure**

## IV-1- L'étude dynamique :

### IV-1-1- Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure est basée essentiellement sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA) c'est-à-dire soumettre la structure à des vibrations ; sans aucune force extérieure, dans le but d'étudier son comportement par le biais de ces caractéristiques dynamiques propre à cette dernière.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi ; on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

#### ❖ Présentation de logiciel de calcul ETABS



On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS**

Pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher
- Les forces sismiques

#### ❖ Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

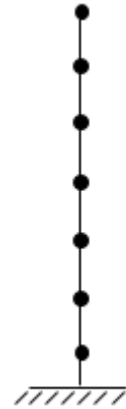
ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

### IV-1-2- Modélisation

#### IV-1-2-1-Modélisation de la structure :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastrée à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois(3) DDL deux translation suivant (x,y) et une rotation suivant (z) .



#### a) Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

#### ❖ Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2-Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3-Définition des différents cas de charges (statique et dynamique).Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,...).
- 5-Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- 6-Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7- Interprétation des résultats.

#### b)- Modélisation des éléments structuraux :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.7.0. Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.

## ❖ La première étape :

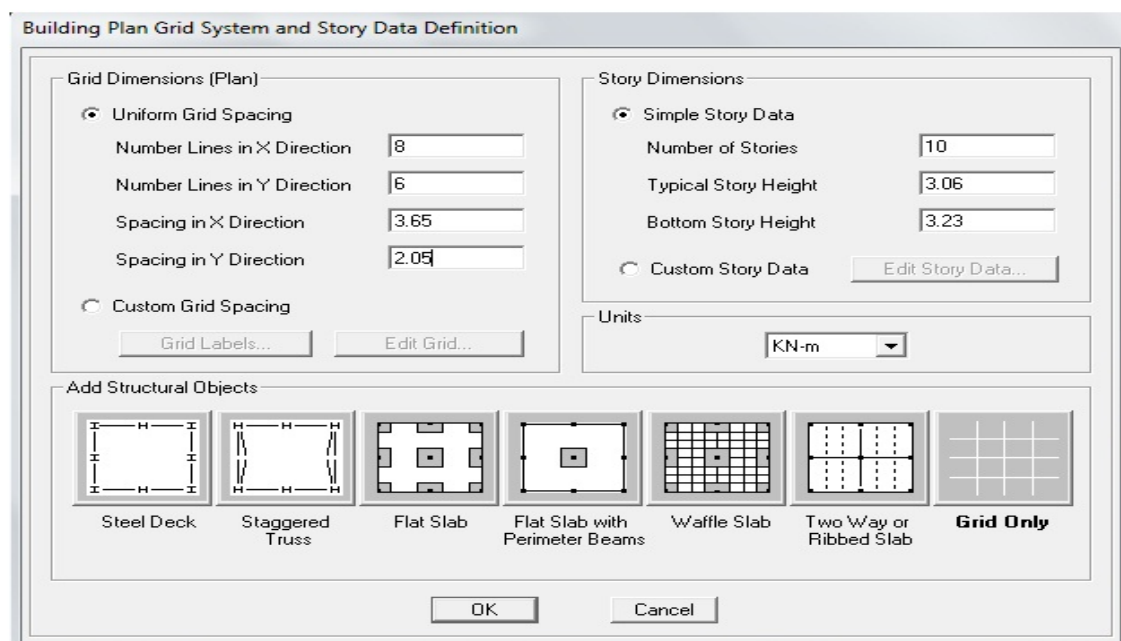
## 1. Introduction de la géométrie du modèle.

a) **Choix des unités** | KN-m | après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN-m** comme unité de base pour les forces et déplacement :

b) **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :

**File** → **New model** → **No**



**Figure IV-1: Géométrie de base.**

- **Numberlines in Y direction** : Le nombre des lignes dans la direction Y.
- **Number of bays along Y** : Nombre de travées dans le sens de Y.
- **Story High** : Hauteur d'étage.
- **Spacing in X direction** : Longueur de travée dans le sens de X (Entre axes).
- **Spacing in Y direction** : Longueur de travée dans le sens de Y (Entre axes).
- **Number of stories** : Le nombre d'étage.
- **Typical story Height** : la hauteur d'étage courant.
- **Bottom story height** : La hauteur de RDC.

2. Modélisation de la géométrie de base :

- Custom Grid Spacing → Edit Grid → pour modifier les lignes de construction suivant x-x, y-y.
- Activer l'option similar story pour les niveaux identiques.

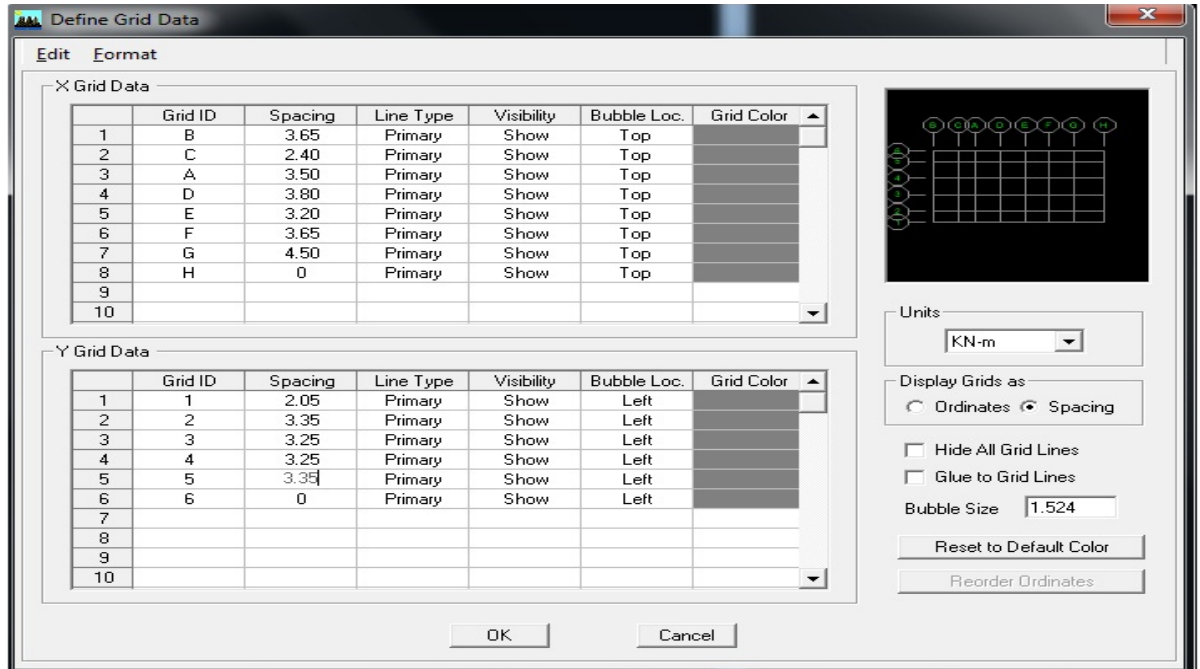


Figure IV-2: Modification des longueurs des trames suivant x-x et y-y.

Pour modifié les hauteurs d'étage :

Edit → Edit Story Data.

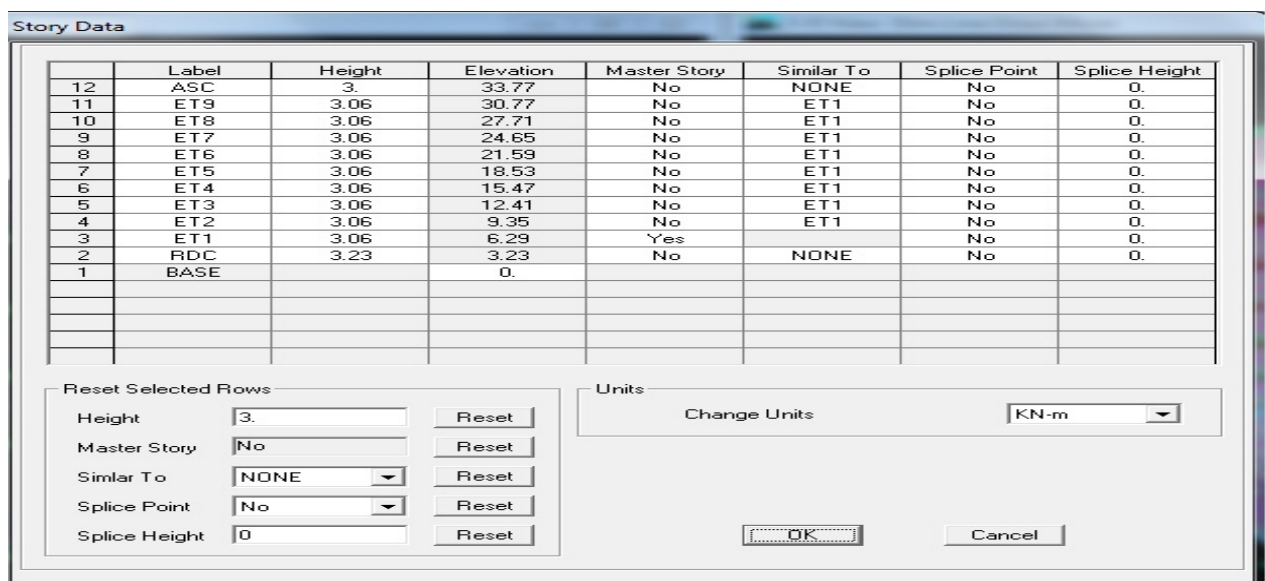
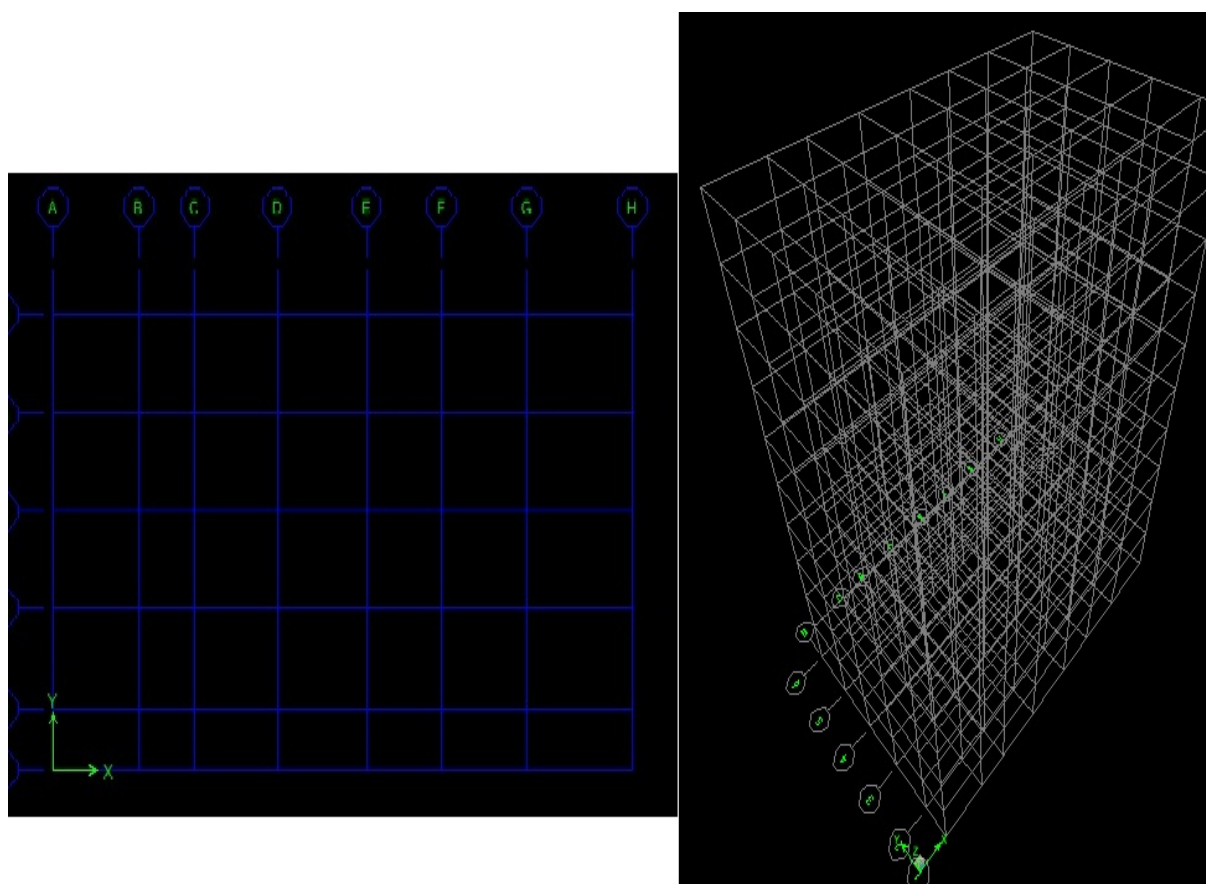


Figure IV-3: Modification des hauteurs d'étage.

**NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.


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.



**Figure IV-4 :** Représentation de la structure en 2D et 3D.

❖ La deuxième étape :

### 3. Définition des propriétés mécanique de matériaux utilise :

- Define → material properties ou  → Add New material béton.

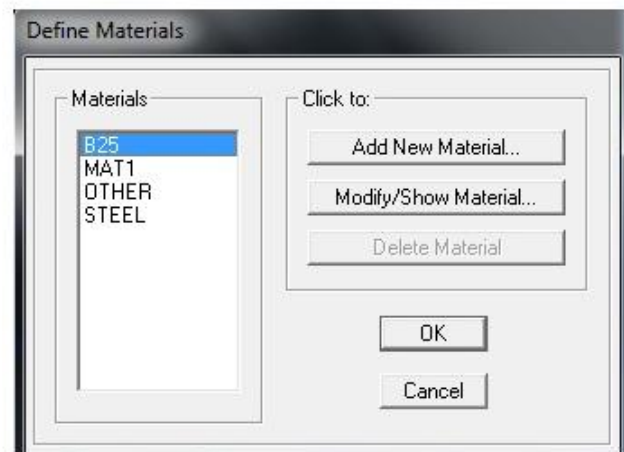


Figure IV-5: définir un nouveau matériau.

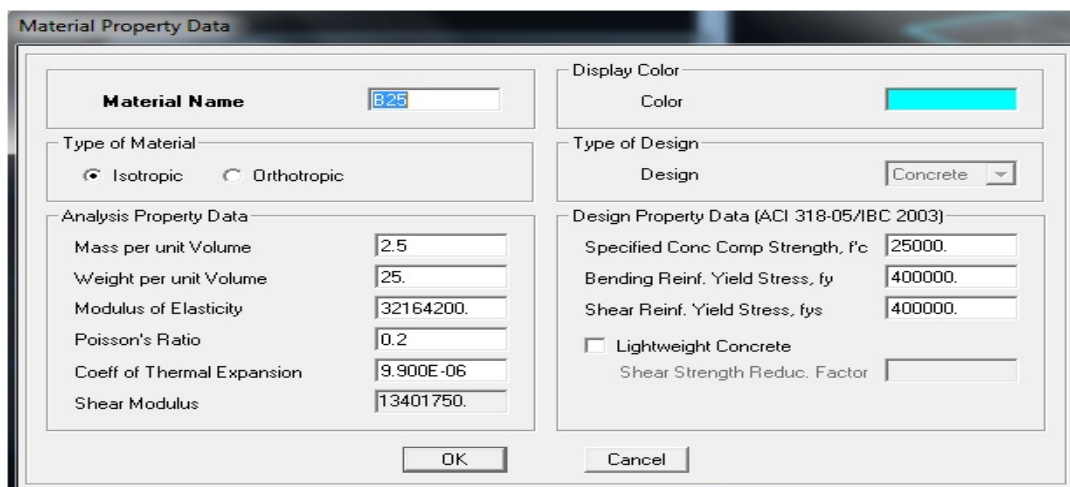



Figure IV-6 : Introduction des propriétés Mécanique du béton.

❖ La troisième étape :

### 4. Définition des caractéristiques géométriques des éléments :

4)- a- les éléments de type frame (élément barre) : poteau, poutre.

Define → frame section ou  → Add Rectangular

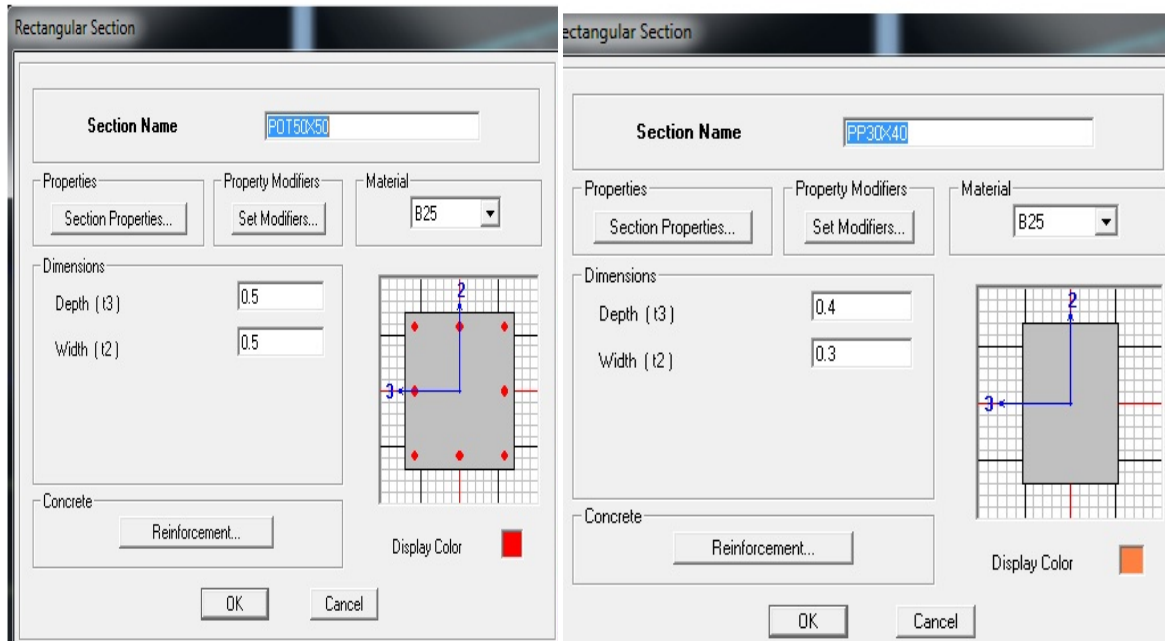


Figure IV-7: Dimension des éléments.

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

4)-b- les éléments de type Area (élément plaque) : voiles, plancher corps creux, dalle pleines.

○ **Dalle pleine :**

Define → wall/ slab / Deck → Add New slab ou .

-Material = béton.

-Membrane = bending = épaisseur.

- Plate : pour les charges verticales.

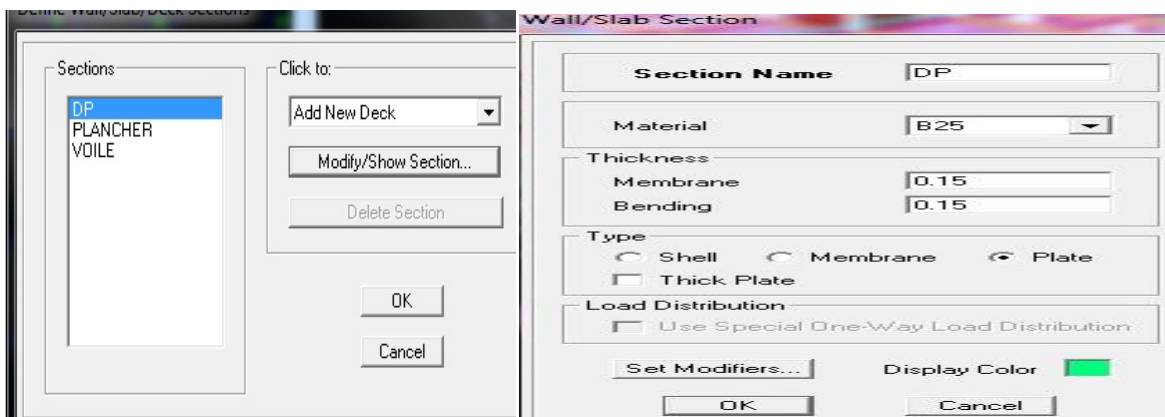
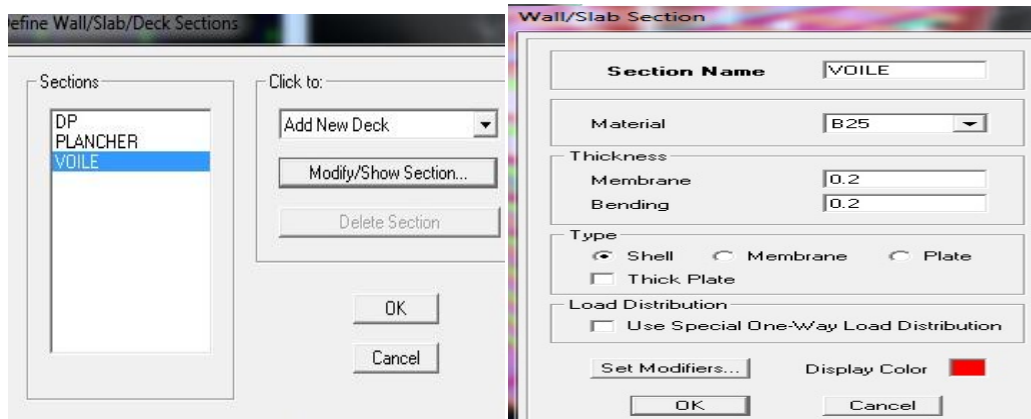


Figure IV-8: Définition de l'épaisseur de Dalle plein.

○ **Voile :**

Define → wall/ slab / Deck → Add New wall.

- Material = béton.
- Membrane = bending = épaisseur.
- Shell : pour les charges verticales + horizontales.



**Figure IV-9:** Définition de l'épaisseur de voile.

○ **Plancher corps creux :**

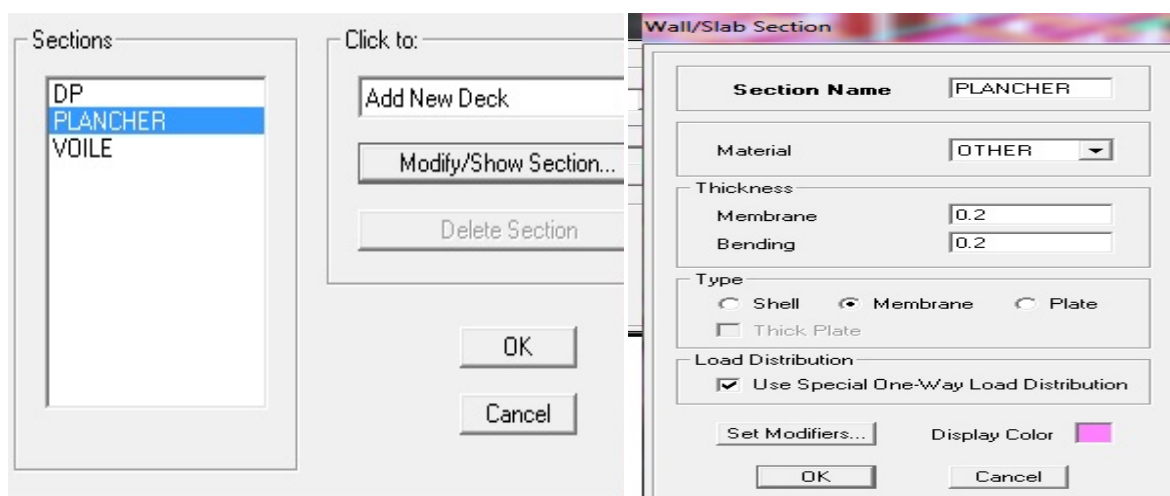
-Slab → créer un panneau virtuel.

-Define → wall/ slab / Dec → Add New slab.

-Material = béton 0.

-Membrane = bending = épaisseur.

-Membrane.



**Figure IV-10:** Définition de l'épaisseur de plancher.

Use special one-way load distribution (un seul sens)

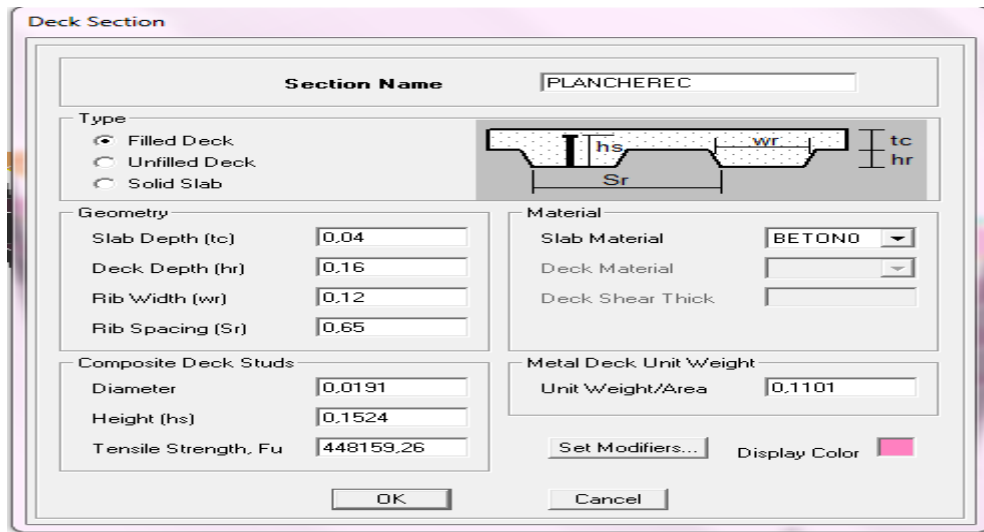



Figure IV-11: Définition de l'épaisseur des éléments plaque.

**5. Affectation des éléments dans le modèle :**

5)-a- les éléments de type frame :

**Poteau:** Draw  $\longrightarrow$  Draw line objets  $\longrightarrow$  create columns in region or at clicks ou .

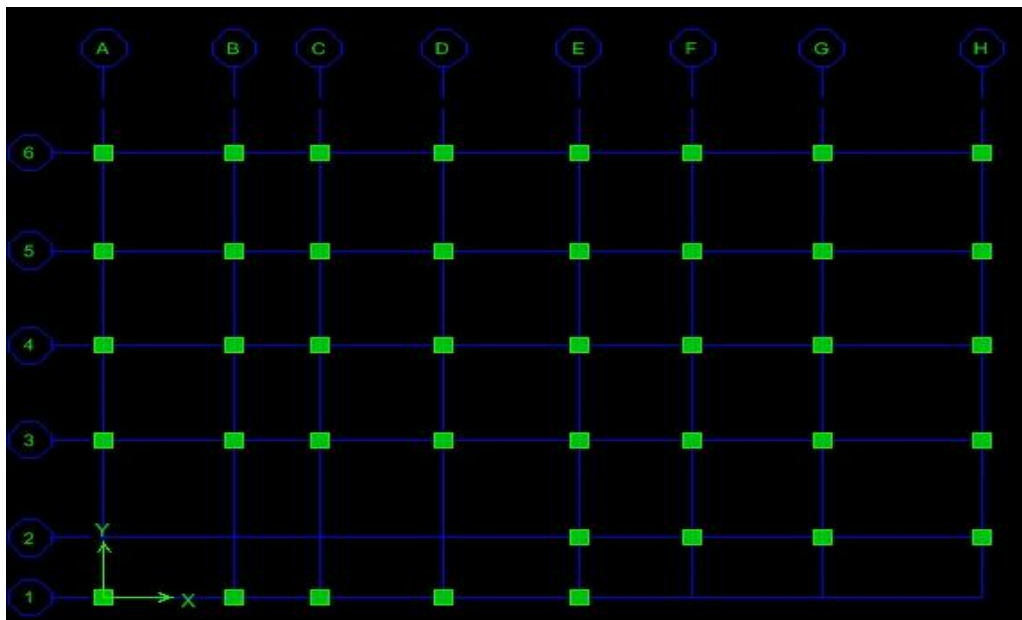



Figure IV-12 :Dessin des poteaux.

**Poutre:** Draw → Draw line objects → create line in region or at clicks ou .

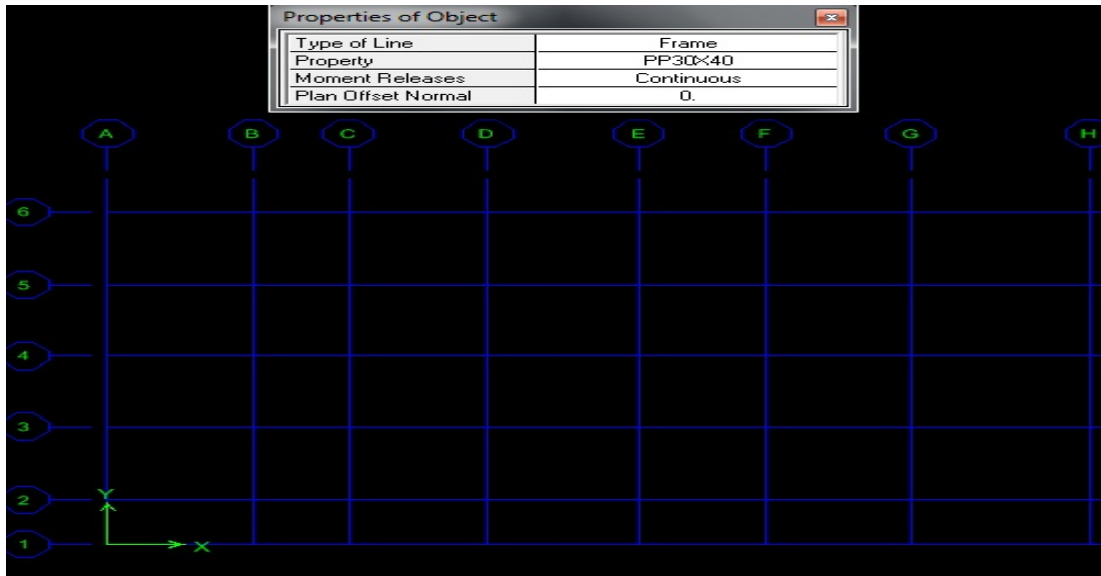



Figure IV-13 :Dessin des poutres.

6)-b- les éléments de type Area :

- **Dalles pleines + planchers:**

Draw → Draw Area objects → create Areas at clicks our .

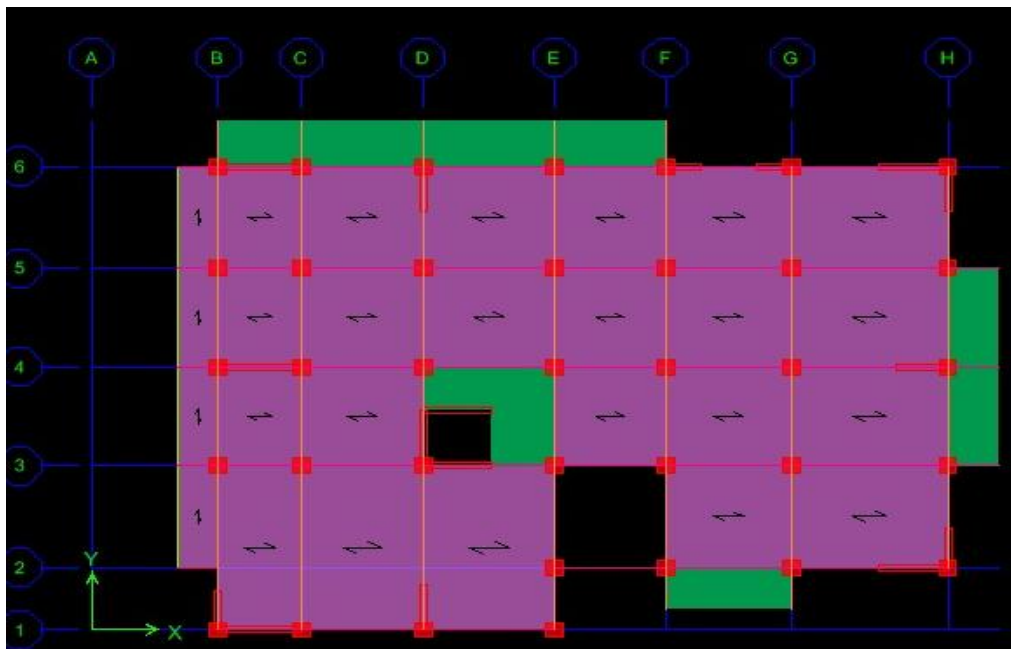



Figure IV-14 :Dessin des dalle pleines et corps creux.

- **Voile:**

Draw → Draw Area objects → create wall in region or at clicks our .

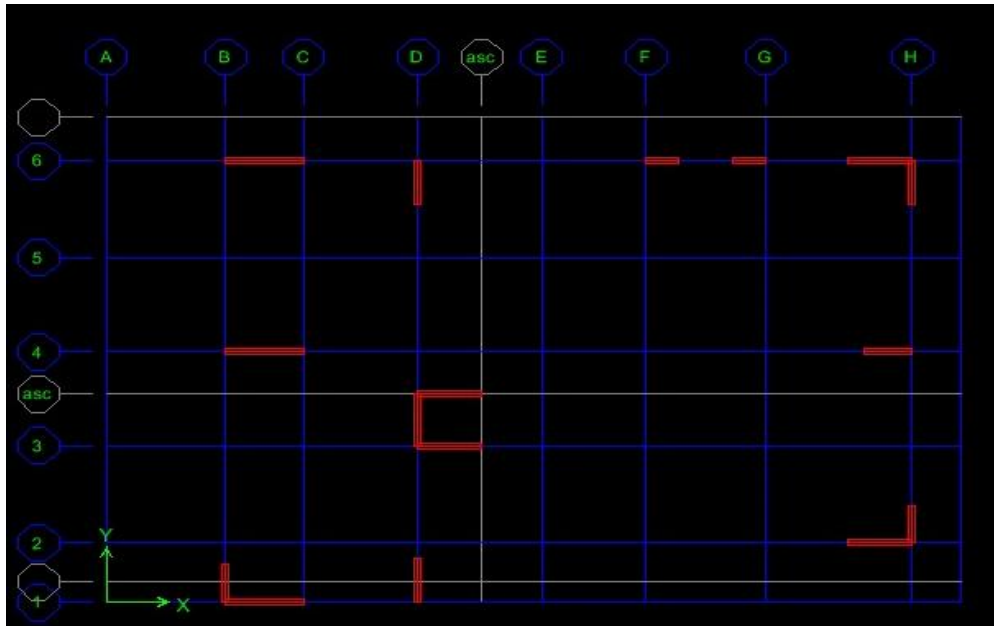


Figure IV-15: Dessin des voiles.

❖ la quatrième étape :

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base de bâtiment.

7. Définition des appuis :

On sélectionne tous les nœuds à la base et on clique sur le bouton de la fenêtre :

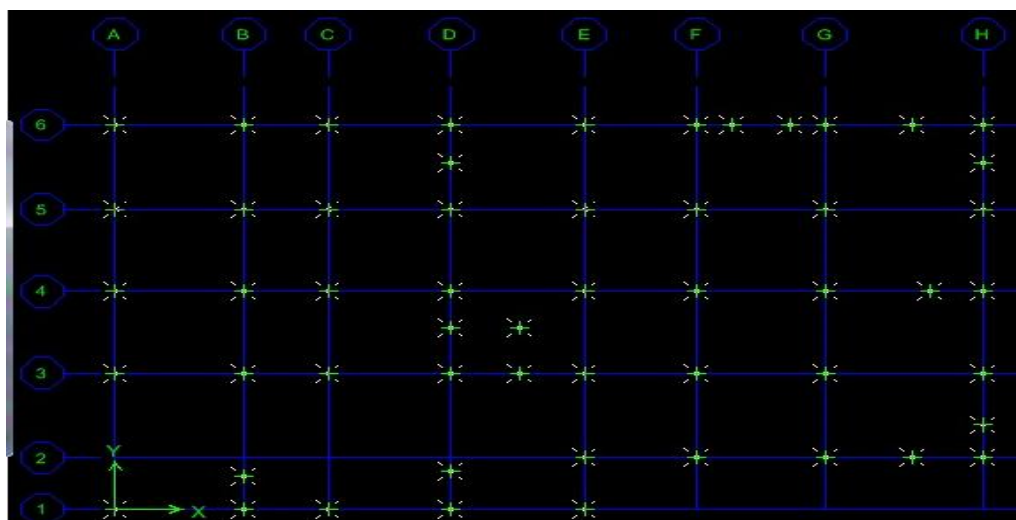
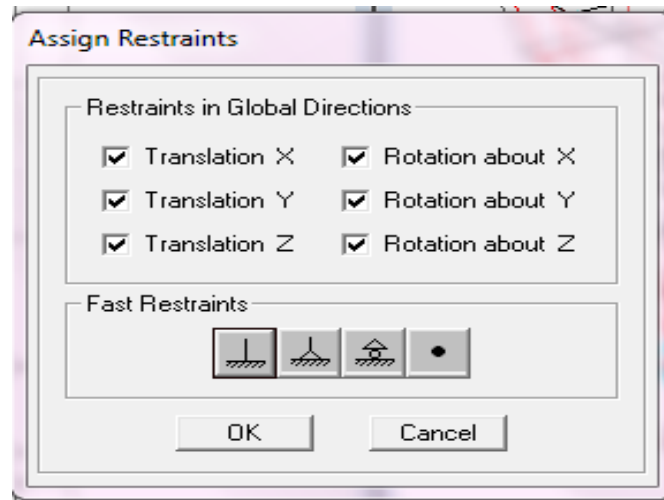


Figure IV-16 : Encastrement de la base de structure.

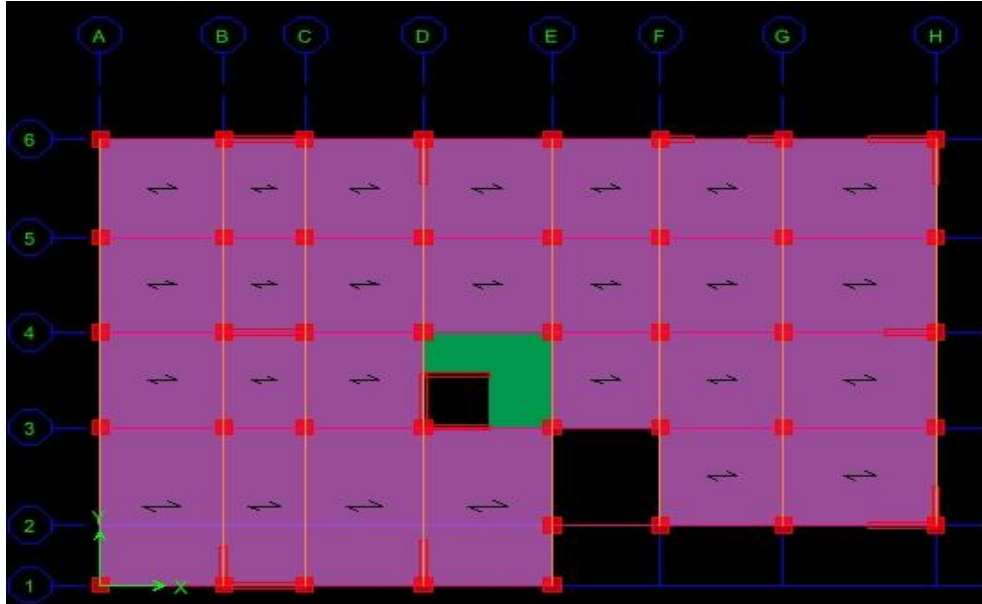
-Assign —→ joint / point —→ Restreints



**Figure IV-17:** Encastrement de la base de structure.

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement a la base des portiques pour les structures en B.A).

A fin de dessiner tout ca on aura sur logiciel :



**Figure IV-18 :** Vue de RDC en plan.

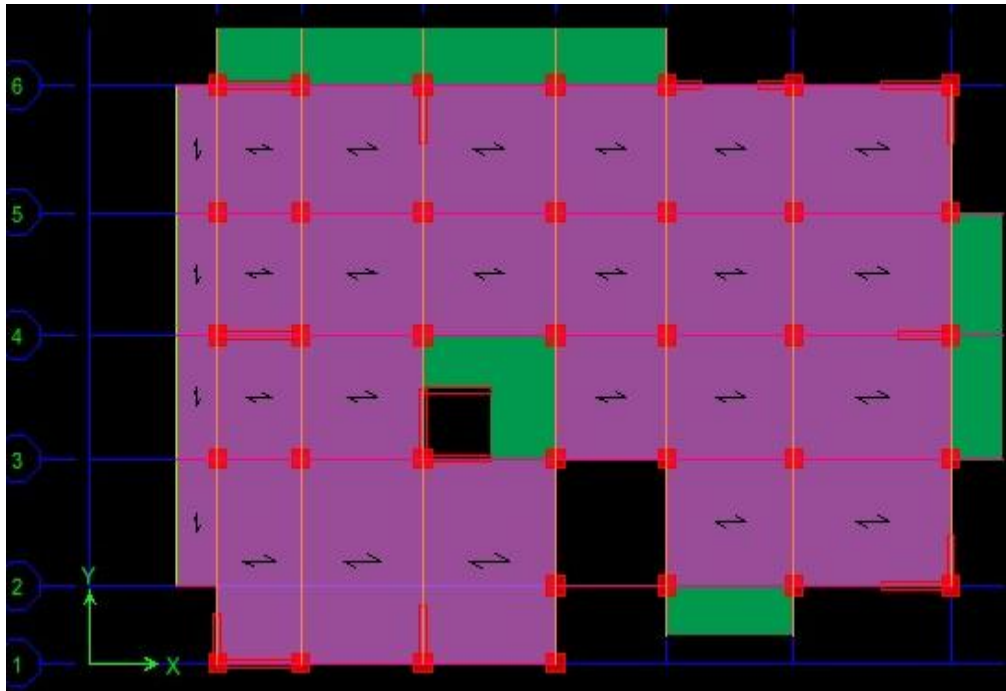


Figure IV-19 : Vue de la structure des étages courants en plan.

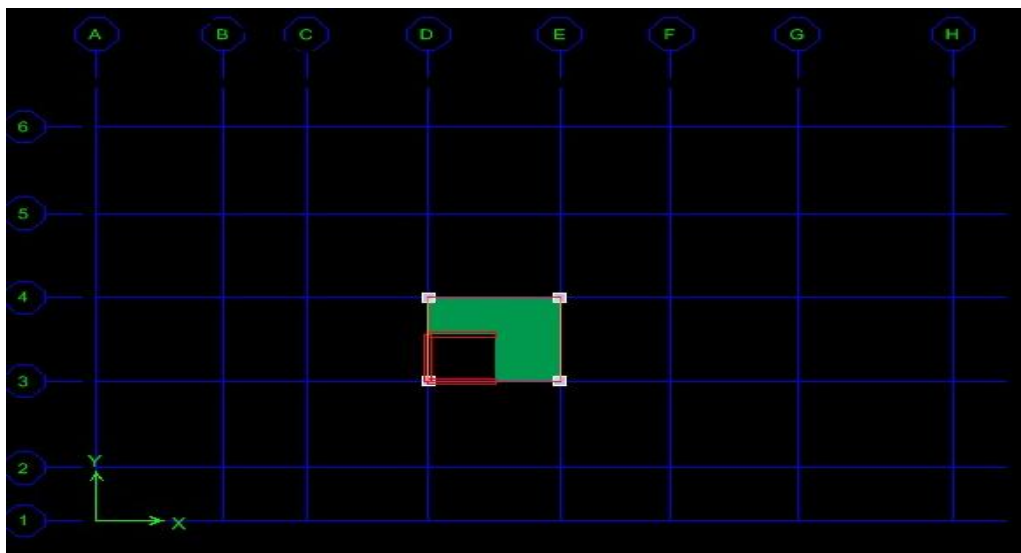


Figure IV-20 : Vue de la structure de la salle machine en plan.

- On obtient schéma final de la structure :

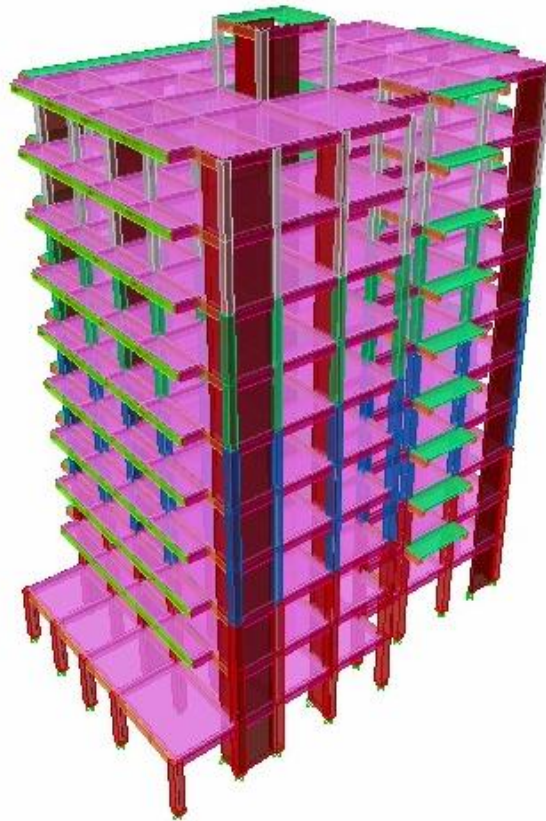


Figure IV-21 : Vue de la structure en 3D.

❖ **liaisons rigides (Diaphragmes) :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

- On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

-Assign → joint / point → Diaphragms  → Add New Diaphragms / D1 → ok.

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D2 ; D3 ;..... ; D9**

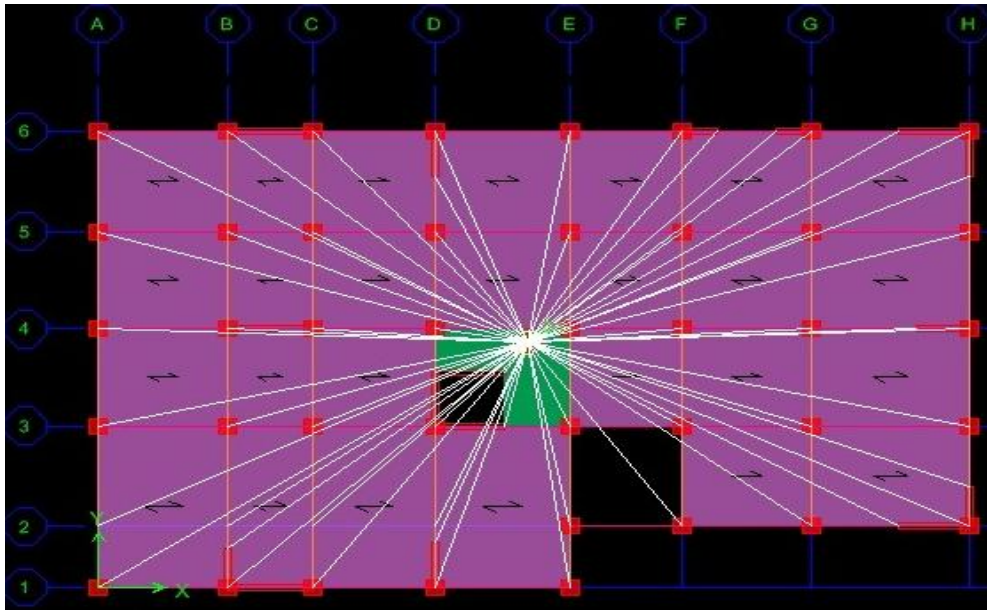


Figure IV-22 : Diaphragmes de RDC.

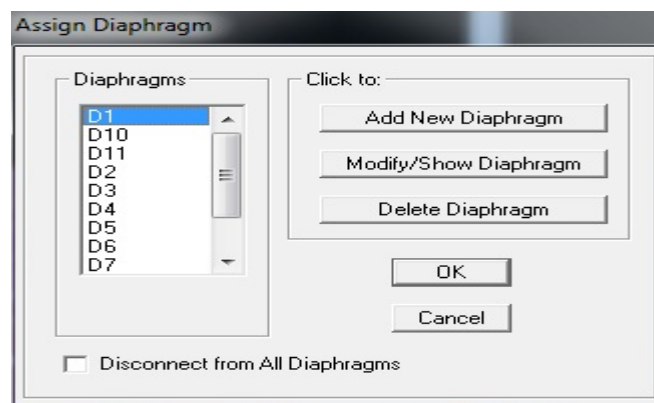


Figure IV-23 : Dessin des diaphragmes.

❖ Verification:

-Analyse → check Model → Model has been checked No Warning message  
(Modèle a été vérifié Aucun message d'avertissement).

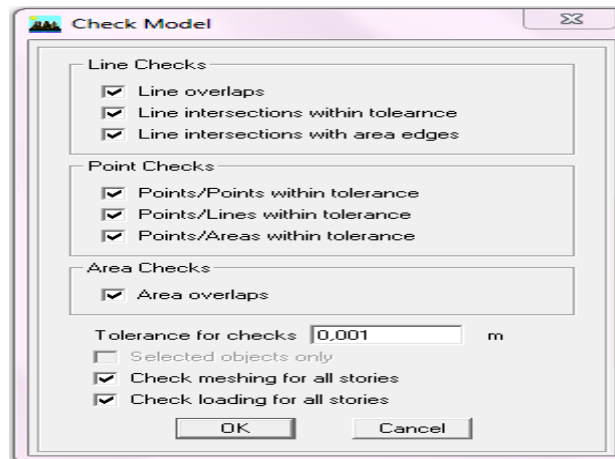


Figure IV-24: Check Model.

❖ La cinquième étape :

8) -Le chargement :

8)-a- Définition de cas de charge :

-Define → Static load cases ou .

Charges statiques (G et Q) :

Load : Nom de la charge (G, Q).

Type : DEAD : permanente.

LIVE : exploitation.

-Self weight multiplié : Coefficient interne poids propre (1 pour G, 0 pour Q).

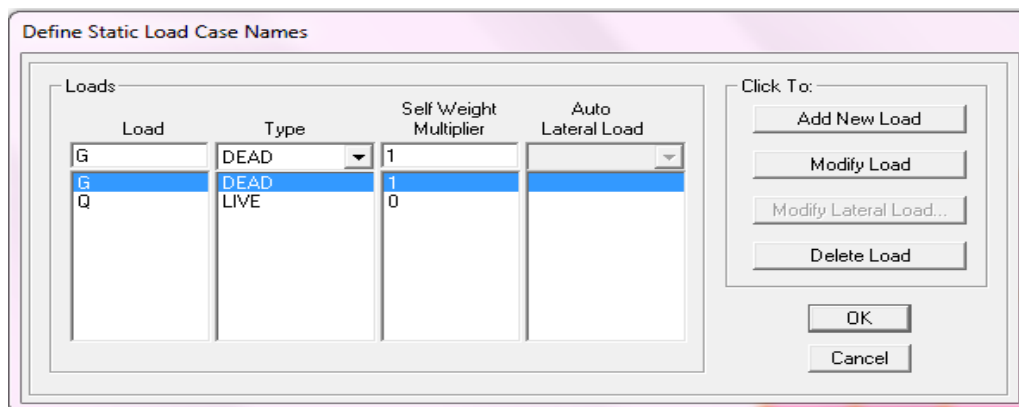


Figure IV-25: Les charges statiques G et Q.

8)-b- Définition de la masse sismique :

-Define → Mass source ou .

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i . \quad \text{et} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}.$$

Avec :

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitations.

$\beta$ : Coefficient de pondération.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure ( $\beta=0.2$  pour notre cas).

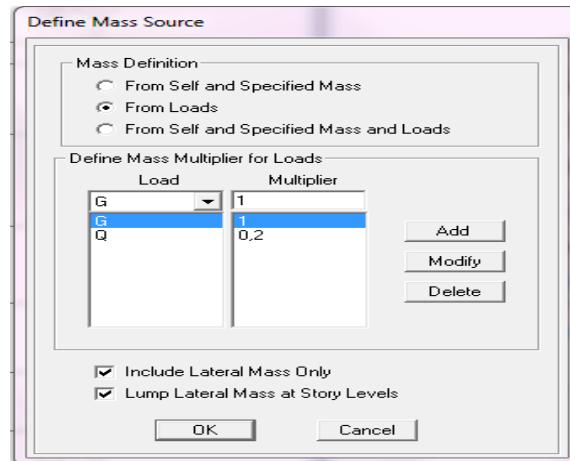


Figure IV-26: Masse source.

8)-c- application des Charges :

Sélectionner les éléments à charger :

☞ pour les charges surfaciques :

-Assign → Shell / Area loads → Uniform.

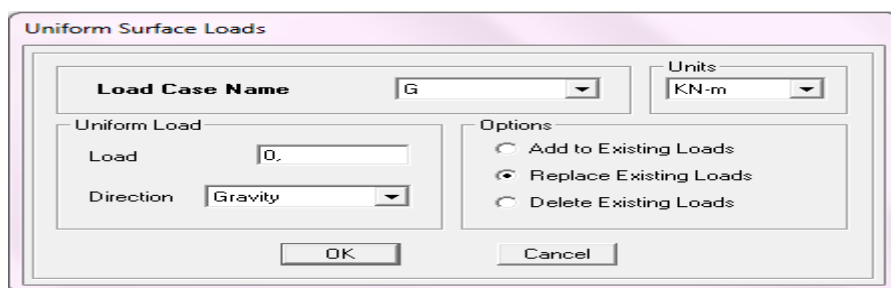


Figure IV-27: Chargement surfacique uniforme.

☞ Pour les charges uniformément répartie sur barre :

Assign → frame/ line loads → Distribution.

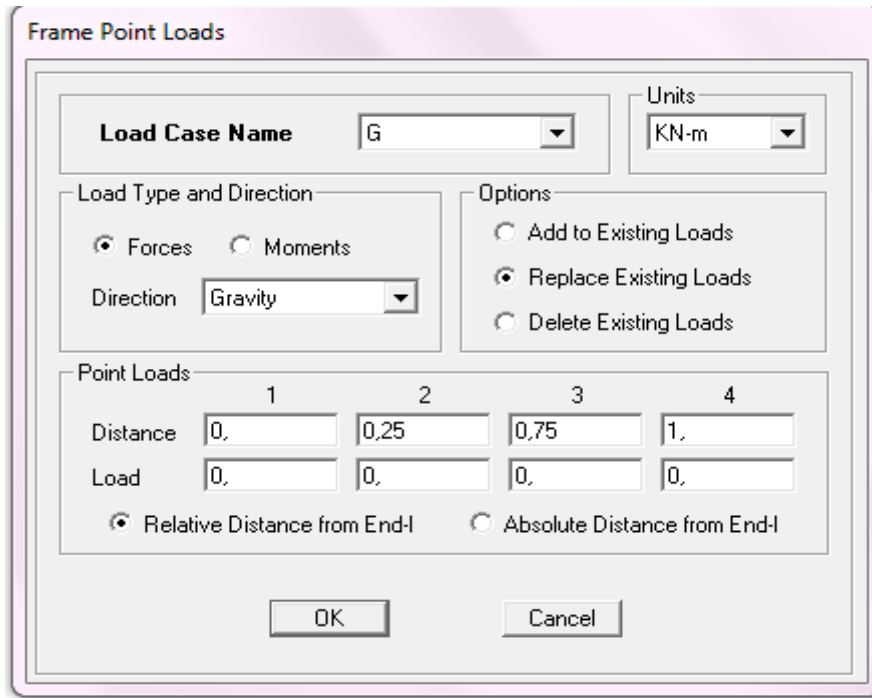
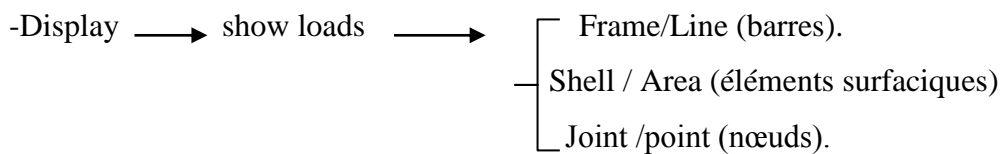


Figure IV-28: Chargement linéaire.

-pour afficher les charges



**9)-Définition des options des calculs :**

9)-a-Analyse sismique :

9)-a-1-Définition de spectre : Avec application RPA 99 modifier 2003.

**Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône suivante : puis on introduit les données suivantes :

**Zone :** (Zone IIa a sismicité moyenne, voir (**Annexe 1 du RPA 2003**)).

**Groupe d'usage :** 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**).

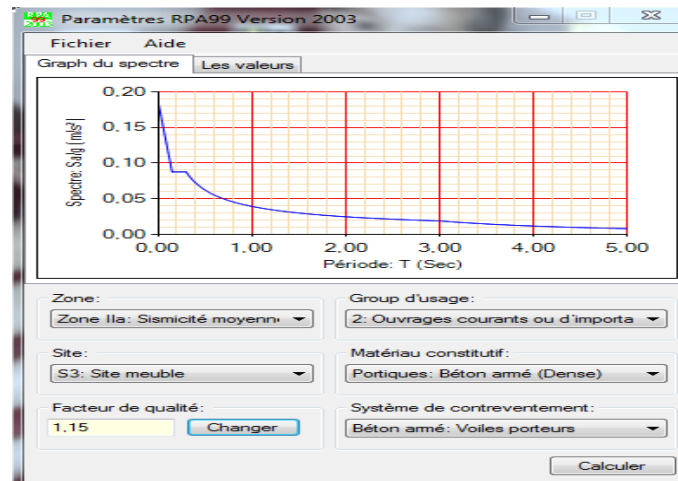
**Coefficient de comportement :  $R=3.5$**  (Mixte portique/voile avec interaction).

**Site : S3** (Site Meuble).

**Le pourcentage de l'amortissement :  $\xi = 10\%$**  fonction du matériau constitutif du Type de structure et de l'importance des remplissages.

**Facteur de qualité (Q)=1,15:** Le facteur de qualité de la structure.


La valeur de **Q** est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$ .

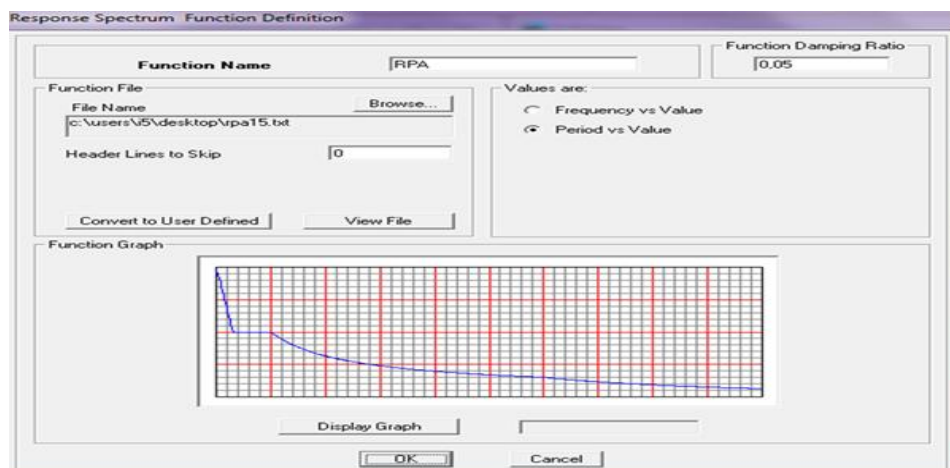


**Figure IV-29:** Le spectre de réponse du RPA.

**9)-b- Définition des fonctions Sismique RPAX et RPAy :**

-Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :


-Define → Response Spectrum function  → Add Spectrum from file.

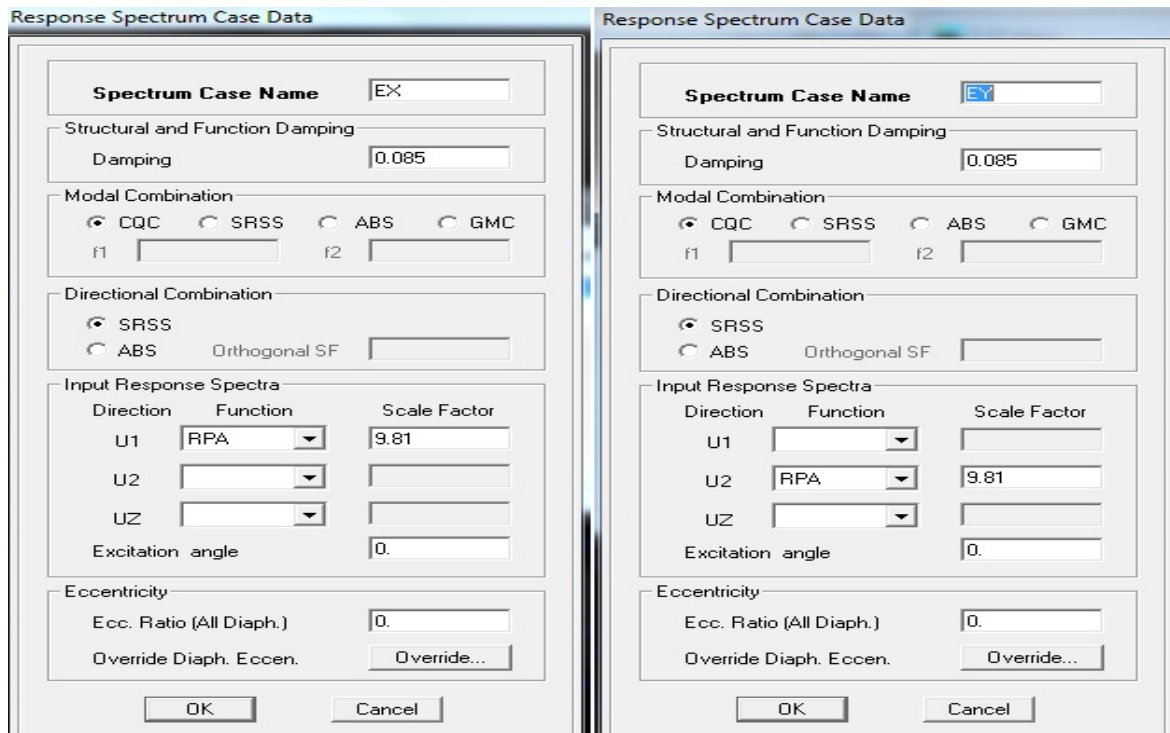


**Figure IV-30:** Le spectre de réponse du RPA.

**Fonction Name (nom du spectre):RPA**, on valide en cliquant sur **OK** Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme) dans les deux directions orthogonales

**9)-c-Définition des actions Sismiques Ex et Ey.**

-Define → Response Spectrum Cases our .



**Figure IV-31 : Définition du chargement EX et EY (séisme).**

❖ **La seizième étape :**

**9)-d-Combinaison de charges :**

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

**-Combinaisons aux états limites :**

ELU :  $1.35G+1.5Q$ .

ELS :  $G+Q$ .

**-Combinaisons accidentelles du RPA 99 modifié 2003:**

GQE :  $G+Q±E$ .

08GE :  $0,8G±E$ .

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define load → combinations Add → New combo ou .

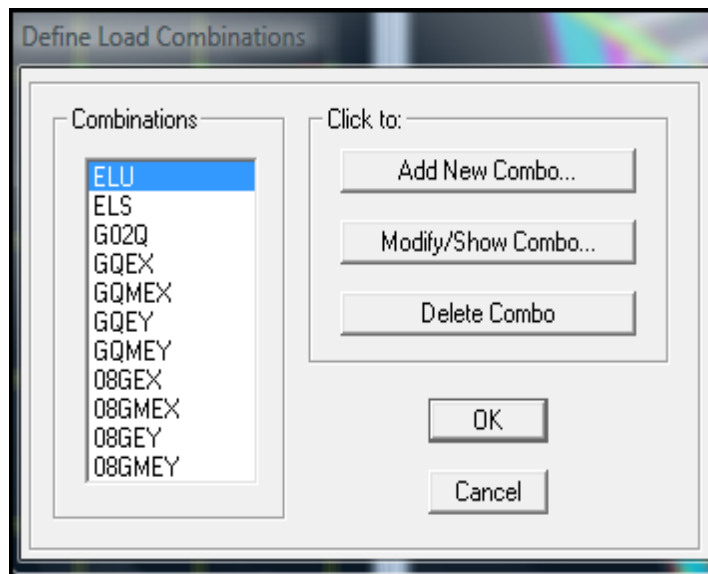


Figure IV-32 :Introduction des combinaisons d'actions.

❖ **La septième étape :**

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

❖ **Analyse modale:**

Analyze → Set Analysis option → Dynamic Analysis → Set Dynamic parameters → Number of modes.

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou c'est écrit (**Number of Modes**) et on valide avec **OK**, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

- Lancement de l'analyse en cliquant sur :**Analyse** → **Run analysis**.

# **Chapitre V**

**Vérification des exigences du RPA**

## V-1-Introduction :

Le séisme peut est un mouvement d'une partie de la surface de la terre, il est provoqué par des processus de déformation et de rupture à l'intérieur de la croûte. Pour cela le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions d'une manière à assurer un degré de protection acceptable. Dans ce chapitre il est question de la détermination des charges horizontales qui peuvent être engendrées par l'action sismique et leur répartition sur les différents niveaux du bâtiment Conformément au règlement parasismique algérien (RPA/version 2003).

## V-2- Méthodes de calculs :

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 :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### V-2-1- Caractéristiques géométriques de la structure :

Rappelons que notre structure est :

- Se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa.
- Classée dans le groupe d'usage 2.

## V-3- Vérification de la structure selon les exigences du RPA 99 mod 2003 :

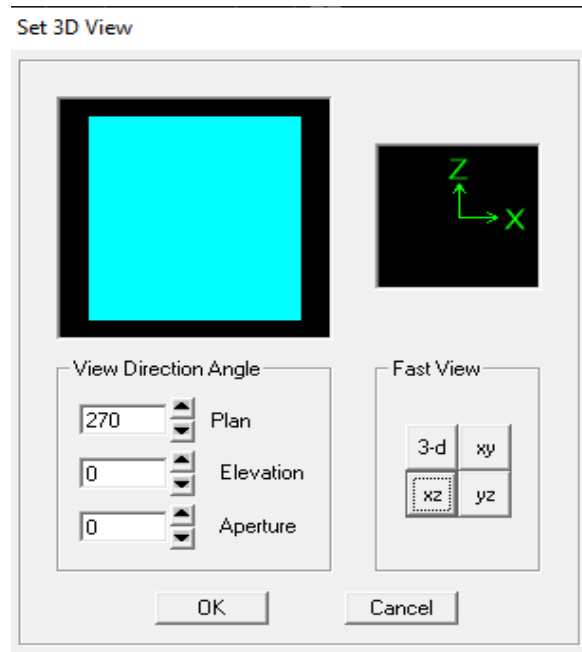
### V-3-1-Justification du système de contreventement :

Notre objectif 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.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par le logiciel ETABS en suivant les étapes ci-après :

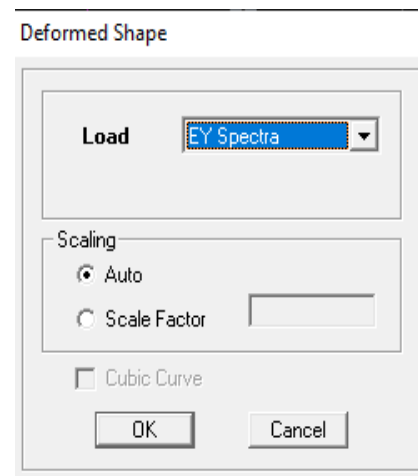
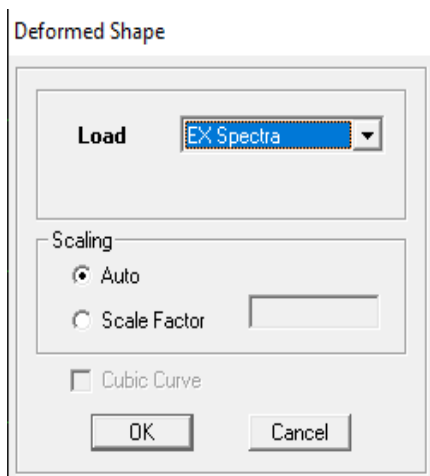
- **Sens x-x**

View → set 3D View → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour ouverture.



**Figure V-1** : Etapes à suivre pour détermination des pourcentages relatifs des charges.

Ensuite → display → show deformed shape → on sélectionne la combinaison E.



Ensuite draw → draw section cut → on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit, et on obtient cette fenêtre accompagnée Just a coté.

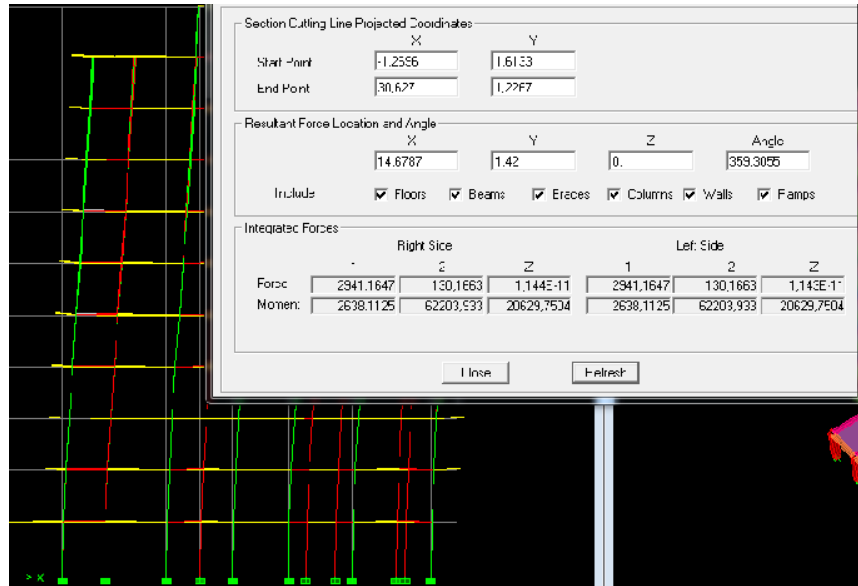


Figure V-2 : Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EX .

Pour avoir les efforts repris par les voiles, on décoche columns et on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

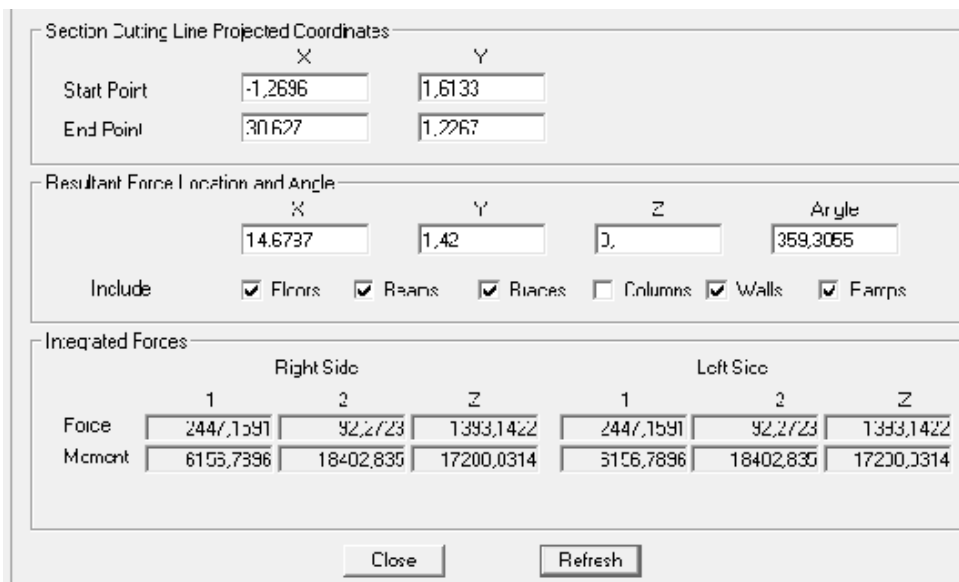


Figure V-3 : Effort repris par les voiles selon EX

**Sens x-x :**

On a :

$$2941,16 \rightarrow 100 \%$$

$$2447,15 \rightarrow X$$

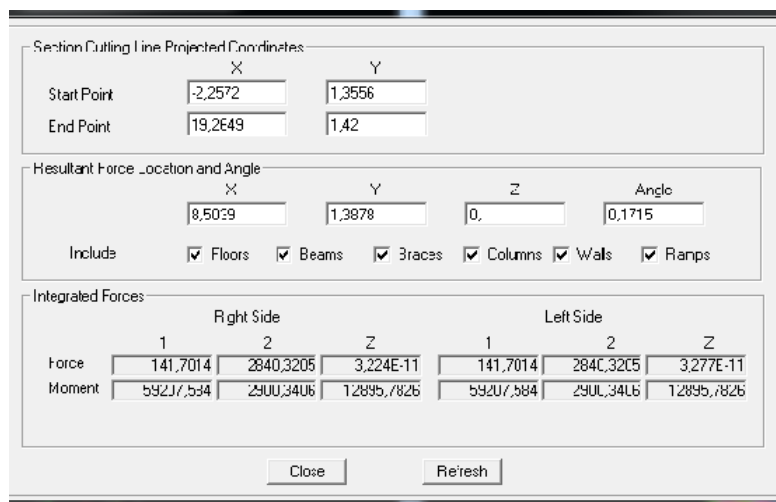
- X : Etant le % des efforts repris par les voiles
- $X = 2447.15 \times 100 / 2941.16 = 83.20 \%$

Donc :

- Effort repris par les voiles = 83,20 %
- Effort repris par les portiques = 16,79

**Sens y-y :**

De l'ETABS on obtient les deux tableaux suivants :



**Figure V-4:** Effort repris par l'ensemble (bâtiment) selon EY

Pour avoir les efforts repris par les voiles, on décoche columns et on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 2 ainsi :

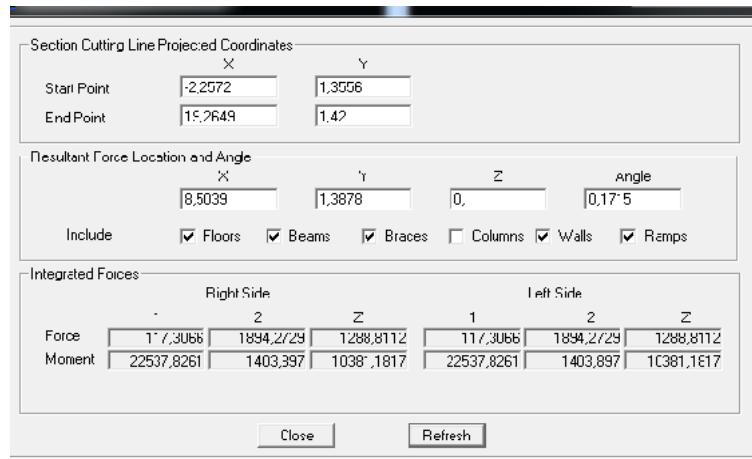


Figure V-5: Effort repris par les voiles selon EY

On aura :

2840,32 → 100 %  
 1894,27 → X

- X : Etant le % des efforts repris par les voiles
- $X = 1894,27 \times 100 / 2840,30 = 66.69 \%$

Donc :

- Effort repris par les voiles = 66.69 %
- Effort repris par les portiques = 33.30 %

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison « ELU » puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

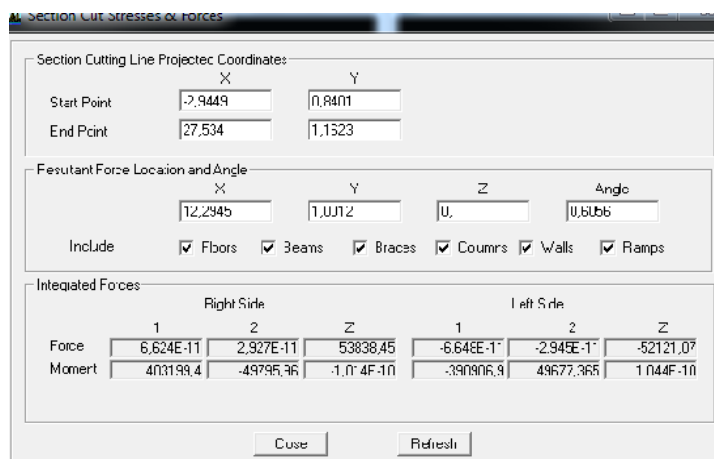
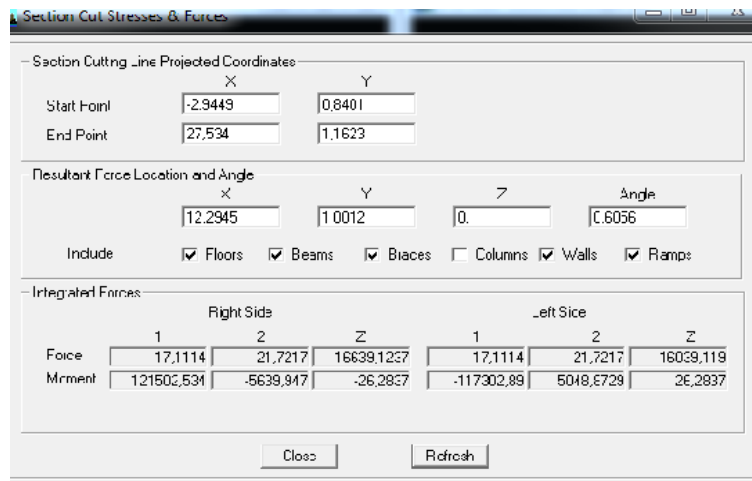


Figure V-6 : Forces reprises par les portiques

Pour avoir les efforts repris par les voiles, on décoche coumns et on clique sur refresh on aura une nouvelle valeur sur la case (Force-Z).



**Figure V-7 : Forces reprises par les Voiles**

On aura :

$$53838,45 \rightarrow 100 \%$$

$$16639,12 \rightarrow X$$

- X : Etant le % des efforts repris par les voiles
- $X = 16639,12 \times 100 / 53838,45 = 30,90 \%$

On trouve :

- Les portiques reprennent 69,09 % des forces verticales.
- Les voiles reprennent 30.90 % des forces verticales.

### V-3-2-Conclusion :

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R=3.5** (structure à voiles porteurs).

### V-4-1- La période de l'ETABS et le pourcentage de participation de la masse modale :

La période maximale délivré par le logiciel ETABS est obtenue dans le

mode 1 qui est **0,84 s**.

Elle est obtenue de cette façon :

**Display** → **show tables** : un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** → **modal information** → **Building Modal Information**

→ **Modal Participating Mass Ratios** → **ok**

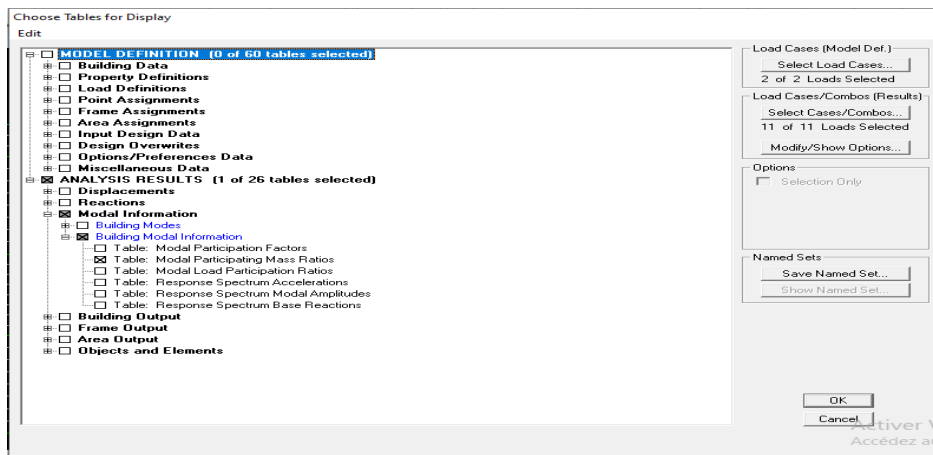


Figure V-8 : Etapes pour détermination de la période.

❖ Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.846136	0.3208	72.1966	(.000)	(.000)	0.3208	72.1966	0.0000	72.1966
2	0.763115	68.0449	0.2141	(.000)	(.000)	68.3657	72.4138	0.0000	0.3024
3	0.704178	1.4842	0.3849	(.000)	(.000)	69.8199	73.3057	0.0000	0.7230
4	0.254136	0.0185	13.6818	(.000)	(.000)	69.8884	86.3674	0.0000	0.0910
5	0.204139	12.8342	0.1422	(.000)	(.000)	82.8426	86.7096	0.0000	0.0013
6	0.196112	2.5886	0.1065	(.000)	(.000)	85.3912	86.7161	0.0000	0.0023
7	0.125148	0.0149	5.3598	(.000)	(.000)	85.4461	92.2760	0.0000	0.2849
8	0.094157	2.7515	0.1001	(.000)	(.000)	88.1576	92.2761	0.0000	0.0010
9	0.088186	3.7134	0.1254	(.000)	(.000)	91.8111	92.3014	0.0000	0.0018
10	0.078153	0.0176	2.3682	(.000)	(.000)	91.8187	95.2696	0.0000	0.0251
11	0.055125	0.0671	0.8744	(.000)	(.000)	91.9657	95.3440	0.0000	0.0113
12	0.055106	0.8844	0.1020	(.000)	(.000)	92.8802	95.3459	0.0000	0.0010

Figure V-9 : Période et participation massique.

- Le premier mode de vibration est une translation suivant Y, il mobilise **72,19%** de la masse.
- Le deuxième mode de vibration est une translation suivant X, il mobilise **68,36%** de la masse.
- Le troisième mode de vibration est une torsion.

**V-4-2- nombre de mode à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée. (Article RPA 99 version 2003).

➤ Dans notre cas comme on peut le voir dans le tableau précédent : la somme des masses modales du 9<sup>ème</sup> mode dépasse **90 %** de la masse totale du bâtiment dans les deux directions.

Avec :

Sens x-x : **91,87%** et sens y-y : **92,30 %**.

**V-5-Vérification de la période empirique T :****V-5-1- Calcul de la période empirique :**

$$T = C_{TX} (h_N)^{3/4}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0.05 \times (33.77)^{3/4} = \mathbf{0.70s}$$

**V-5-2- Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{maj} = T + 30\%T = \mathbf{0.91s}$$

**V-5-3- Comparaison des résultats :**

On a :

- La période calculée  $T = 0.70$  s

- La période majorée  $T_{maj}=0.91$  s
- La période ETABS  $T_{etabs}= 0.84$  s

On remarque que :  $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée(majorée).

→ La période est vérifiée.

### V-6-Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure 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. (Article 4.3.6 RPA 99/ version 2003.

$$V_{base(MSM)} \geq 0.8 \times V_{base(MSE)}$$

#### ➤ Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \text{ (Formule 4-1. Article 4.2.3 RPA 99/ version 2003)}$$

**A** : Coefficient d'accélération donnée par le tableau des règles RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**R** : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure.

**Q** : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux....etc.).

**W** : poids de la structure.

#### ➤ Application :

**A** : Coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa ; groupe d'usage 2 → **A=0,15**

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

Il est donné par la formule ci-dessous :

$$2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3 \quad (4.2 \text{ RPA99/2003})$$

$$2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} \quad T \geq 3s$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site, donné par le tableau (4.7 RPA99).  
**T<sub>2</sub>(S3) = 0,5 sec.**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (4.3 \text{ RPA99/2003})$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Dans notre cas :  $\xi = 10\%$

D'où :

$$\eta = 0,76 \geq 0,7.$$

On a : :  $T_2 \leq T \leq 3s$

$$\longrightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\longrightarrow D = 2.5 \times 0,76 (0,5/0,70)^{2/3} = 1.51$$

➤ **Calcul du coefficient de comportement R :**

La valeur du coefficient de comportement R a été déterminé dans la première étape d'où

$$\mathbf{R = 3,5.}$$

➤ **Calcul du facteur de qualité Q :**

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{Art4. 4RPA99 version 2003}$$

$P_q$  : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non.

❖ Le tableau ci-dessous donne les valeurs des pénalités  $P_q$  :

(L'article 4.24 RPA 99 version 2003) postule que :

Critère q	observé	$P_q$
1-condition minimale sur les files 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	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

**Tableau V-1** : valeurs des pénalités.

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10 = 1,15$$

➤ **Détermination du poids de la structure W :**

Donc pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  d'où :  $W = \sum^7 W_i$

$W_{Gi}$  : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

$W_{Qi}$  : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4-5 du RPA99**.

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant :

$\beta = 0,20$ . W est tiré d'Etabs de cette façon :

Display → show tables → on sélectionne combinaison poids → building out put → story shear → poids RDS bottom.



Figure V-10 : Etapes pour détermination du poids de la structure W

Un tableau s'affichera :

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET8	POIDS	Bottom	6874,38	0,00	0,00	0,000	57882,446	-90989,
	ET7	POIDS	Top	9316,49	0,00	0,00	0,000	78868,966	-123477,
	ET7	POIDS	Bottom	10178,18	0,00	0,00	0,000	85872,250	-134957,
	ET6	POIDS	Top	12620,29	0,00	0,00	0,000	106858,770	-167444,
	ET6	POIDS	Bottom	13481,98	0,00	0,00	0,000	113862,054	-173924,
	ET5	POIDS	Top	15924,09	0,00	0,00	0,000	134848,573	-211412,
	ET5	POIDS	Bottom	16902,83	0,00	0,00	0,000	142816,178	-224464,
	ET4	POIDS	Top	19344,93	0,00	0,00	0,000	163802,698	-258951,
	ET4	POIDS	Bottom	20323,67	0,00	0,00	0,000	171770,303	-270003,
	ET3	POIDS	Top	22765,76	0,00	0,00	0,000	192756,322	-302491,
	ET3	POIDS	Bottom	23744,52	0,00	0,00	0,000	200724,427	-315543,
	ET2	POIDS	Top	26186,62	0,00	0,00	0,000	221710,947	-343031,
	ET2	POIDS	Bottom	27296,18	0,00	0,00	0,000	230756,322	-362840,
	ET1	POIDS	Top	29738,28	0,00	0,00	0,000	251742,341	-395327,
	ET1	POIDS	Bottom	30847,84	0,00	0,00	0,000	260788,217	-410137,
	RDC	POIDS	Top	33350,95	0,00	0,00	0,000	201413,760	-439023,
	RDC	POIDS	Bottom	34631,08	0,00	0,00	0,000	291793,389	-453455,

Figure V-11 : Résultats d'analyse dynamique ETABS.

Donc le poids de la structure est : **W = 34631,08 KN.**

$$V \text{ base MSE} = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.15}{3.5} W_T = 0.074 W_T$$

➤ **Méthode statique modale (MSM) :**

**Display → Show tables → Select Cases /Combos → Ex spectra+ok**

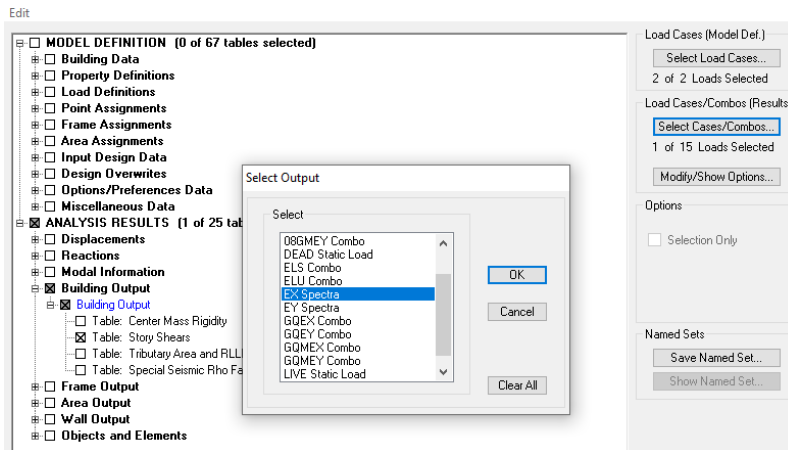


Figure V-12: déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET8	EX	Bottom	0,00	1136,82	53,59	9832,591	261,620	5520,2
ET7	EX	Top	0,00	1528,15	71,17	13246,908	261,620	5520,2
ET7	FX	Bottom	0,00	1528,15	71,17	13246,908	463,815	10104,3
ET6	EX	Top	0,00	1867,16	35,22	16198,428	463,815	10104,3
ET6	EX	Bottom	0,00	1867,16	35,22	16198,428	115,177	15629,1
ET5	EX	Top	0,00	2165,43	99,14	18762,518	715,177	15629,1
ET5	EX	Bottom	0,00	2165,43	99,14	18762,518	1000,073	21908,8
ET4	EX	Top	0,00	2411,30	109,66	20533,510	1000,073	21908,8
ET4	EX	Bottom	0,00	2411,30	109,66	20533,518	1315,736	29058,1
ET3	EX	Top	0,00	2606,30	119,50	22660,794	1315,736	29058,1
ET3	EX	Bottom	0,00	2606,30	119,50	22660,794	1656,545	36682,6
ET2	FX	Top	0,00	2768,71	128,23	24075,623	1656,545	36682,6
ET2	EX	Bottom	0,00	2768,71	128,23	24075,623	2020,533	44738,5
ET1	EX	Top	0,00	2888,61	133,78	25157,334	2020,533	44738,5
ET1	EX	Bottom	0,00	2888,61	133,78	25157,334	2402,472	53122,3
RDC	EX	Top	0,00	2940,76	138,96	25629,118	2402,472	53122,3
RDC	EX	Bottom	0,00	2940,76	138,96	25629,110	2010,061	02190,6

Figure V-13 : effort tranchant et les moments à la base de la structure.

En suite les mêmes étapes pour le Vy, on change que les combinaisons EX par EY :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ET8	EY	Bottom	0,00	54,23	1048,60	13553,096	5067,568	273,46
ET7	EY	Top	0,00	72,46	1432,21	16530,291	5067,568	273,46
ET7	EY	Bottom	0,00	72,46	1432,21	16530,291	9348,652	477,36
ET6	EY	Top	0,00	87,89	1762,77	22832,591	9348,652	477,36
ET6	FY	Bottom	0,00	87,89	1762,77	22832,591	14578,956	728,23
ET5	FY	Top	0,00	99,54	2044,19	26495,569	14578,956	728,23
ET5	EY	Bottom	0,00	99,54	2044,19	26495,569	20618,844	1015,6
ET4	EY	Top	0,00	111,25	2291,49	29116,935	20618,844	1015,6
ET4	EY	Bottom	0,00	111,25	2291,49	29116,935	27344,961	1332,9
ET3	EY	Top	0,00	121,65	2497,50	32402,296	27344,961	1332,9
ET3	EY	Bottom	0,00	121,65	2497,50	32402,296	34641,553	1677,9
ET2	EY	Top	0,00	120,07	2057,19	34495,579	34641,553	1677,9
ET2	EY	Bottom	0,00	128,87	2857,10	34495,570	42385,707	2045,0
ET1	EY	Top	0,00	135,12	2779,25	36093,594	42385,707	2045,0
ET1	EY	Bottom	0,00	135,12	2779,25	36093,594	50459,473	2423,6
RDC	EY	Top	0,00	138,96	2840,46	36822,332	50459,473	2423,6
RDC	FY	Bottom	0,00	138,96	2840,46	36822,332	59210,181	2846,8

Figure V-14: effort tranchant et les moments à la base de la structure.

### ❖ Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_{base.MSE} = 0.074 \times 34631.08 = 2577.29 \text{ KN} \\ 0.8 \times V_{base.MSE} = 2061.83 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} V_{X(MSM)} = 2940.70 \geq 80\% V_{base.MSE} = 2061.83 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ V_{Y(MSM)} = 2840.96 \geq 80\% V_{base.MSE} = 2061.83 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

### V-6-1- Vérification des déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta X - X = | \delta_k - \delta_{k-1} | \leq 1\% h_k$$

$$\Delta Y - Y = | \delta_k - \delta_{k-1} | \leq 1\% h_k$$

Avec :

$h_k$  : Hauteur d'étage k.

$\delta_k$  : Déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

De l'ETABS : Display → show tables → displacement → displacement data → diaphragm CM displacements.

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

**Select cases/combos** → 2 fois sur **ok**.

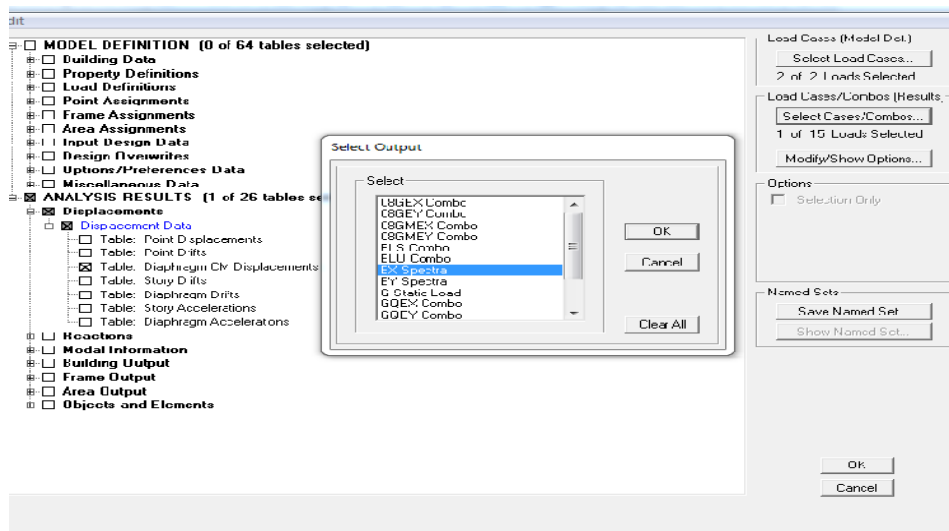


Figure V-15 : Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ASC	D11	EX	0,0268	0,0012	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
	ET9	D10	EX	0,0245	0,0012	0,0000	0,00000	0,00000	0,00021
	ET8	D9	EX	0,0221	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
	ET7	D8	EX	0,0195	0,0010	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
	ET6	D7	EX	0,0168	0,0009	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
	ET5	D6	EX	0,0138	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	ET4	D5	EX	0,0108	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ET3	D4	EX	0,0078	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ET2	D3	EX	0,0050	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	ET1	D2	EX	0,0026	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	RDC	D1	EX	0,0008	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Figure V-16 : Déplacements relatifs suivant EX.

En suite les mêmes étapes pour le déplacement suivants y, on change que les combinaisons EX par EY spectra.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
ASC	D11	EY	0,0009	0,0296	0,0000	0,00000	0,00000	0,00030
ET9	D10	EY	0,0012	0,0273	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
ET8	D9	EY	0,0011	0,0252	0,0000	0,00000	0,00000	0,00022
ET7	D8	EY	0,0010	0,0228	0,0000	0,00000	0,00000	0,00019
ET6	D7	EY	0,0009	0,0200	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
ET5	D6	EY	0,0007	0,0189	0,0000	0,00000	0,00000	0,00013
ET4	D5	EY	0,0006	0,0136	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
ET3	D4	FY	0,0004	0,0102	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
ET2	D3	EY	0,0003	0,0068	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
ET1	D2	EY	0,0001	0,0037	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
RDC	D1	EY	0,0000	0,0012	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

Figure V-17 : Déplacements relatifs suivant EY.

STORY8	Sens x-x : (U <sub>1</sub> )					Sens y-y : (U <sub>2</sub> )					Observations
	δ <sub>ek</sub> [m]	R	δ <sub>k</sub> [m]	$ \delta_k - \delta_{k-1} $ [m]	1%h <sub>k</sub> [m]	δ <sub>ek</sub> [m]	R	δ <sub>k</sub> [m]	$ \delta_k - \delta_{k-1} $ [m]	$\bar{\Delta}_k$ [m]	
ASC	0,0268	3.5	0.0938	0.0084	3	0.0296	3.5	0.1036	0.0080	3	cv
ET9	0,0244	3.5	0.0854	0.0081	3.06	0.0273	3.5	0.0955	0.0073	3.06	cv
ET 8	0,0221	3.5	0.0773	0.0091	3.06	0.0252	3.5	0.0882	0.0084	3.06	cv
ET 7	0,0195	3.5	0.0682	0.0098	3.06	0.0228	3.5	0.0798	0.0098	3.06	cv
ET 6	0,0167	3.5	0.0584	0.0101	3.06	0.0200	3.5	0.0700	0.0109	3.06	cv
ET 5	0,0138	3.5	0.0483	0.0105	3.06	0.0169	3.5	0.0591	0.0115	3.06	cv
ET 4	0,0108	3.5	0.0378	0.0105	3.06	0.0136	3.5	0.0476	0.0119	3.06	cv
ET 3	0,0078	3.5	0.0273	0.0098	3.06	0.0102	3.5	0.0357	0.0119	3.06	cv
ET2	0,0050	3.5	0.0175	0.0084	3.06	0.0068	3.5	0.0238	0.0108	3.06	cv
ET1	0,0026	3.5	0.0091	0.0063	3.06	0.0037	3.5	0.0129	0.0087	3.06	cv
RDC	0.0008	3.5	0.0028	0.0028	3.23	0.0012	3.5	0.0042	0.0042	3.23	cv

Tableau V-2 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

**V-6-2- Vérification du déplacement maximal de la structure :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : (BAEL 6.5.3)

$$\text{Avec : } \delta_{max} \leq \bar{f} = \frac{ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

$h_t$  : La hauteur totale du bâtiment.

- Suivant  $E_x$  :

$$\delta_{max} = 0,03 \leq \bar{f} = ht/500 = 33.77/500 = 0,067$$

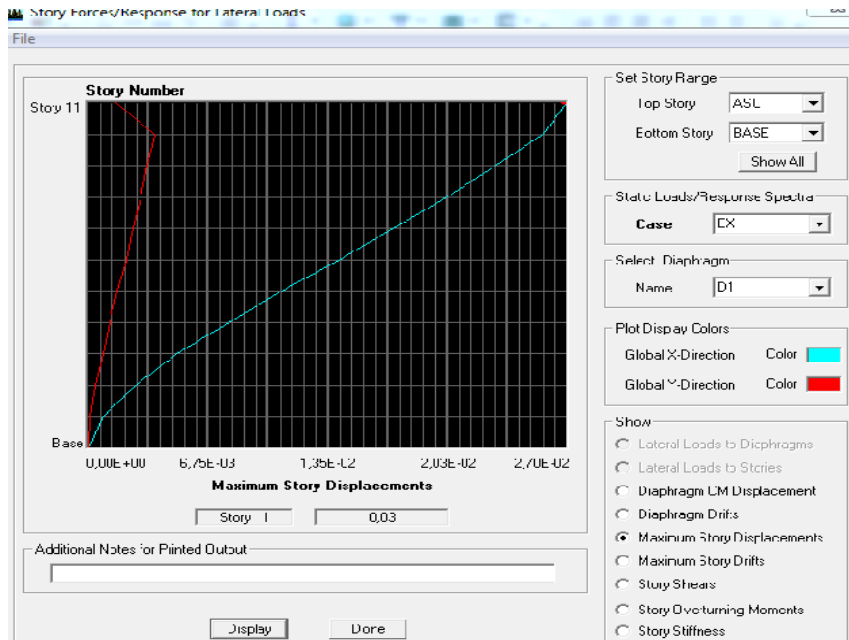


Figure V-18: Déplacements maximales suivant  $E_x$ .

Vérification des déplacements selon  $E_x$ .

- Suivant  $E_y$  :

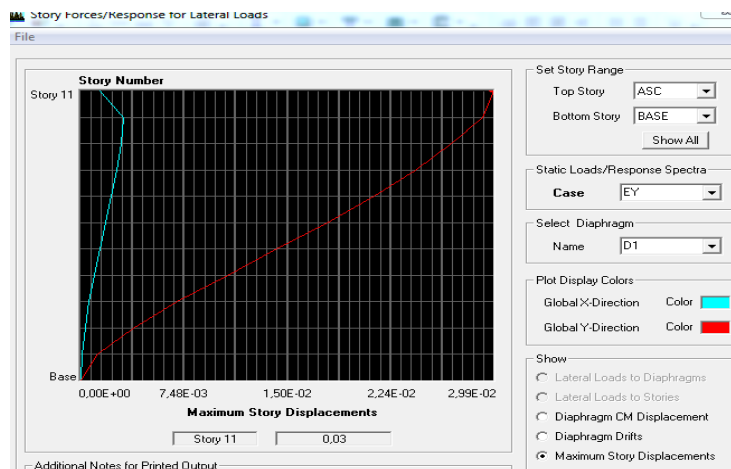


Figure V-19 : Déplacements maximales suivant  $E_y$ .

- ❖ Vérification des déplacements selon  $E_y$

$$\delta_{max} = 0,03 \leq \bar{f} = \frac{ht}{500} = \frac{33,77}{500} = 0,067 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V-6-3- Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

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 :

**Display → show tables**

**ANALYSIS RESULTS → building output**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos... → OK → Ok**

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	D1	366,8516	366,8516	12,142	8,190	366,8516	366,8516	12,142	8,190	12,963	8,170
ET1	D2	351,8030	351,8030	13,323	8,451	351,8030	351,8030	13,323	8,451	13,013	8,003
ET2	D3	345,1333	345,1333	13,320	8,455	345,1333	345,1333	13,320	8,455	13,144	8,050
ET3	D4	339,4090	339,4090	13,318	8,460	339,4090	339,4090	13,318	8,460	13,270	8,147
ET4	D5	339,4090	339,4090	13,318	8,460	339,4090	339,4090	13,318	8,460	13,375	8,260
ET5	D6	333,4414	333,4414	13,316	8,464	333,4414	333,4414	13,316	8,464	13,460	8,376
ET6	D7	328,4192	328,4192	13,314	8,469	328,4192	328,4192	13,314	8,469	13,522	8,496
ET7	D8	328,4192	328,4192	13,314	8,469	328,4192	328,4192	13,314	8,469	13,570	8,616
ET8	D9	328,4192	328,4192	13,314	8,469	328,4192	328,4192	13,314	8,469	13,607	8,726
ET9	D10	297,3137	297,3137	13,246	8,474	297,3137	297,3137	13,246	8,474	13,626	8,816
ASC	D11	13,9392	13,9392	11,158	6,871	13,9392	13,9392	11,158	6,871	10,502	7,004

**Figure V-20 : Visualisation des résultats sur logiciel ETABS :**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
RDC	D1	12,142	8,19	12,963	8,17	-0,821	0,02
ET1	D2	13,323	8,451	13,013	8,003	0,31	0,45
ET2	D3	13,32	8,455	13,144	8,05	0,18	0,4
ET3	D4	13,318	8,46	13,27	8,147	0,048	0,313
ET4	D5	13,318	8,46	13,375	8,26	-0,057	0,2

ET5	D6	13,316	8,464	13,46	8,376	-0,144	0,088
ET6	D7	13,314	8,469	13,522	8,496	-0,208	-0,027
ET7	D8	13,314	8,469	13,57	8,616	-0,256	-0,147
ET8	D9	13,314	8,469	13,607	8,728	-0,293	-0,259
ET9	D10	13,246	8,474	13,626	8,816	-0,38	-0,342
ASC	D11	11,158	6,871	10,502	7,004	0,656	-0,133

**Tableau V-3:** Vérification de l'excentricité.

Avec :  $ex = |XCM - XCR|$

$ey = |YCM - YCR|$

➤ **Comparaison des résultats**

• **Sens longitudinal**

$5\%Lx \geq ex \rightarrow 0.05 \times 25.2 = 1.26 > 0.821 \dots \dots$  condition vérifiée

• **Sens transversal**

$5\%Ly \geq ey \rightarrow 0.05 \times 15.75 = 0.787 > 0.02 \dots \dots$  condition vérifiée

➤ **Justification de la régularité en plan**

$ex = 0.821m < 15\%Lx = 3.78m \Rightarrow$  **condition vérifiée**

$ey = -0.02m < 15\%Ly = 2.36m \Rightarrow$  **condition vérifiée**

**V-7- Justification Vis-à-vis de l'effet P-Δ:**

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure, ou 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 », 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.

Le règlement **RPA99/version2003** préconise que les effets P-Delta peuvent être

négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0,1 \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

**Avec :**

**P<sub>k</sub>**: Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau

« K » calculés suivant la formule ci-après.

**V<sub>k</sub>**: Effort tranchant d’étage au niveau « K ».

**Δ<sub>k</sub>**: Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

**h<sub>k</sub>**: Hauteur de l’étage « K ».

On a :

Si  $\theta_k < 0,10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> 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

❖ **Tableau récapitulatifs de l’effet de second ordre (ou effet P-Δ)**

- **Sens X-X**

Story	Poids	P <sub>k</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>x</sub> (kN)	(h)	V <sub>x</sub> X h	P <sub>k</sub> X Δ <sub>k</sub>	θ
ASC	208.10	208.10	0.0084	36.98	3	110.94	1.7480	0.0157
ET9	3570.58	3362.48	0.0081	639.93	3.06	1958.18	27.236	0.0139
ET8	6874.38	3303.8	0.0091	1136.82	3.06	3478.66	30.064	0.0086
ET7	10178.18	3303.8	0.0098	1528.15	3.06	4676.139	32.377	0.0069
ET6	13481.98	3303.8	0.0101	1867.16	3.06	5713.50	33.368	0.0058
ET5	16902.83	3420.85	0.0105	2165.16	3.06	6625.38	35.918	0.0054
ET4	20323.67	3420.84	0.0105	2411.30	3.06	7378.57	35.918	0.0048
ET3	23744.52	3420.85	0.0098	2606.30	3.06	7975.27	33.524	0.0042

ET2	27296.18	3551.66	0.0084	2768.71	3.06	8472.25	29.833	0.00352
ET1	30847.84	3551.66	0.0063	2888.61	3.06	8839.14	22.375	0.00253
RDC	34631.08	3783.24	0.0028	2940.76	3.23	9498.65	10.593	0.0011

**Tableau V-4 :** Vérification de l'effet de second ordre (effet P- $\Delta$ ) suivant X-X :

**Sens Y-Y :**

Story	Poids	Pk	$\Delta k$	V <sub>y</sub> (kN)	(h)	V <sub>x</sub> X h	Pk X $\Delta k$	$\theta$
ASC	208.10	208.10	0.0080	42.04	3	126.12	1.6648	0.0132
ET9	3570.58	3362.48	0.0073	586.14	3.06	1793.58	24.546	0.0136
ET8	6874.38	3303.8	0.0084	1048.69	3.06	3208.90	27.751	0.0086
ET7	10178.18	3303.8	0.0098	1432.21	3.06	4382.56	32.377	0.0073
ET6	13481.98	3303.8	0.0109	1762.77	3.06	5394.07	36.065	0.0066
ET5	16902.83	3420.85	0.0115	2044.19	3.06	6255.22	39.339	0.0062
ET4	20323.67	3420.84	0.0119	2291.49	3.06	7011.95	40.707	0.0058
ET3	23744.52	3420.85	0.0119	2497.50	3.06	7642.35	42.267	0.0055
ET2	27296.18	3551.66	0.0108	2657.50	3.06	8131.00	38.357	0.0047
ET1	30847.84	3551.66	0.0087	2779.25	3.06	8504.50	30.898	0.0036
RDC	34631.08	3783.24	0.0040	2840.46	3.23	9174.68	15.889	0.0017

**Tableau V-5:** Vérification de l'effet de second ordre (effet P- $\Delta$ ) suivant Y-Y :

**Conclusion:**

On a pour chaque niveau « k » :

$\theta (X - X) \leq 0.1$   
 $\theta (Y - Y) \leq 0.1$

On constate que l'effet P Delta peut être négligée pour le cas de notre Structure.

### V-8- Spécification pour les poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec :}$$

$N_d$  : Effort normal dans les poteaux sous (0.8G+E et G+Q ±E).

$B_c$  : Section du poteau.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton

Display → Show Tables → Select Cases/Combinations → (0.8G+E et G+Q+E) + OK

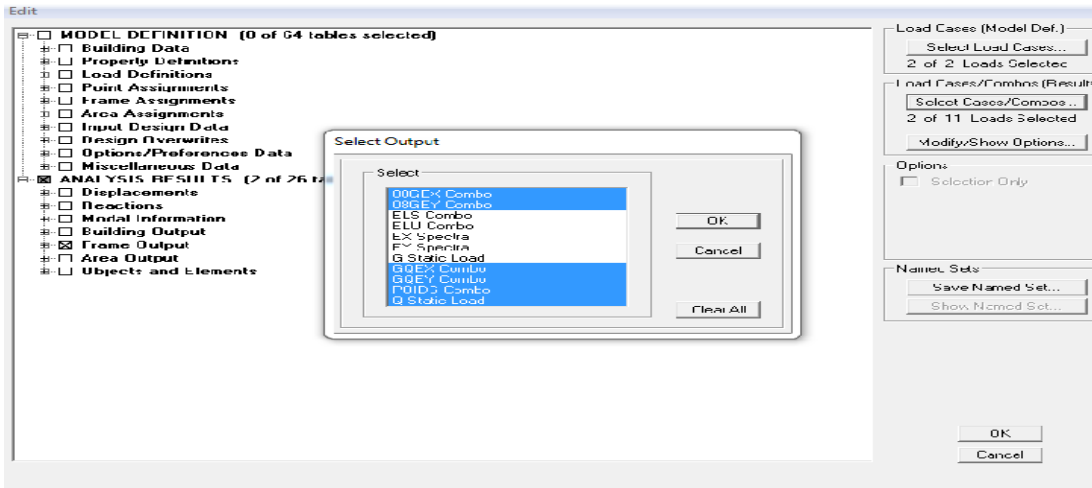


Figure V-21: déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque (Zone) par le logiciel

- **Poteaux 50x50:**

$$N_d = 1454.03 \text{ KN}$$

$$P = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1454.03 \times 10^3}{500.500.25} = 0.232 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 854.67 \text{ KN}$$

$$P = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{854.67 \times 10^3}{450.450.25} = 0.168 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 449.23 \text{ KN}$$

$$P = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{449.23 \times 10^3}{400.400.25} = 0.112 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences de RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

# **Chapitre VI**

**Ferrailage des éléments**

## VI-1- Ferrailage des poutres :

### VI-1-1- Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel **ETABS**, ils sont donc calculés en flexion simple.

➤ Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

- ELU :  $1.35G + 1.50Q$ .
- ELS :  $G + Q$ .
- RPA99 vs 2003  $\left\{ \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$

### VI-1-2- Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

#### a) Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 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%** en zone courante.

**6%** en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II<sub>a</sub>.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- Les cadres de nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à supposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

➤ **Pourcentage total minimum :**

$A_{min} = 0,5\% (b \times h)$  en toute section.

-Poutres principales (30 x 40) :  $A_{min} = 0.005(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires (25 x 30) :  $A_{min} = 0.005(30 \times 40) = 5.25 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage total maximum :**

$A_{max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$  En zone courante.

$A_{max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$  En zone de recouvrement.

- **Poutres principales (30 x40) :**

Zone courante :  $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :  $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires (30x 35) :**

Zone courante :  $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :  $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$

Poutres	0,5% (b x h)	4% (b x h)	6% (b x h)
Poutres principales (30 x 40)	6	48	72
Poutres secondaires (30 x 35)	5.25	42	63

**Tableau VI-1:** section maximale et minimale d'armatures longitudinales.

➤ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 120\right)$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right)$$

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

### Sollicitation dans les poutres :

Le ferrailage se fera par zone tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone I : Du RDC au 2}^{\text{er}} \text{ étage.} \\ \text{Zone II : Du 3}^{\text{ème}} \text{ étage au 5}^{\text{ème}} \text{ étage.} \\ \text{Zone III : Du 6}^{\text{ème}} \text{ étage au 9}^{\text{ème}} \text{ étage.} \end{array} \right.$$

### VI-1-3- Les étapes de calculs :

#### a) Armatures longitudinales :

Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier sont données par la formule suivante :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_c}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_s = \frac{f_{t,d}}{\gamma_s}$$

#### - Situations durables (1,35G+1,5Q) dans ce cas :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa.}$$

1 si la durée d'application de l'action considérée est supérieure à 24heures.

$\theta = 0,85$  si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1heures.

Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier sont résumées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tableau VI-2 : Les contraintes admissibles de déformations du béton et de l'acier

❖ Etapes de calcul de ferraillage

a. Calcul du moment réduit «  $\mu$  »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

b. Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  »

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

c. On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_1$  » :

- **1er cas** :  $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\longrightarrow A_{sc}=0$ .

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

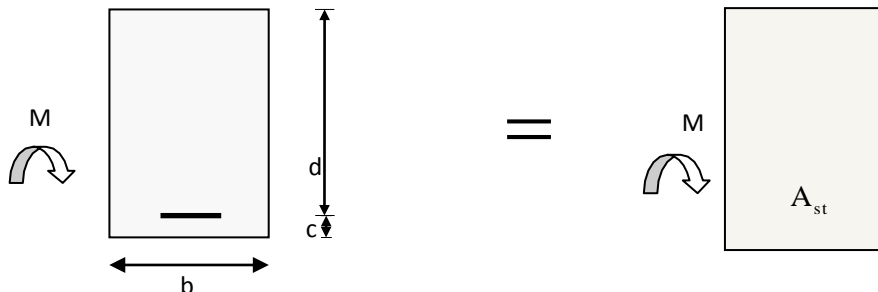


Figure VI-1: Disposition des armatures tendus S.S.A.

- **2<sup>ème</sup> cas :**  $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

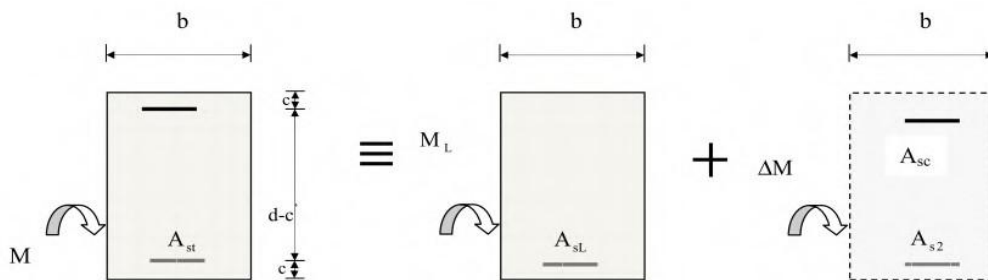


Figure VI-2 : Disposition des armatures SDA.

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{b\theta}}, \quad \gamma_b = 1.5 \rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

### ❖ Ferraillage des poutres :

Après avoir extrait les efforts, nous déterminons, avec les moments extrêmes, les sections d'acier nécessaires au niveau des appuis et des travées et on cherche pour l'ensemble de la poutre le ferraillage longitudinal qui convient.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les Moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

- **Poutre principale :**

#### - **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.681 \times 10^3}{0.060} = 0.068 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.965.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39.681 \times 10^3}{0.965 \times 37 \times 348} = 3.20 \text{ cm}^2$$

#### - **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{a\text{sup}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{90.558 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.156 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.915.$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{90.558 \times 10^3}{0.915 \times 37 \times 348} = 7,68 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a\text{inf}}}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{69.528 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.119 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{S.S.A} \implies \beta = 0.936.$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{90.558 \times 10^3}{0.936 \times 37 \times 348} = 5,23 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaires :**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.982 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{S.S.A} \implies \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.982 \times 10^3}{0.989 \times 32 \times 348} = 0.91 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{a\text{sup}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{58.633 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.134 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{S.S.A} \implies \beta = 0.928$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{58.633 \times 10^3}{0.928 \times 32 \times 348} = 5.67 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a\text{inf}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53.475 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0,123 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{S.S.A} \implies \beta = 0.934$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{53.475 \times 10^3}{0,934 \times 32 \times 348} = 5.14 \text{ cm}^2$$

Les calculs sont résumés dans les tableaux ci –après :

➤ **Poutres principales (30x40) :**

- **Poutres principales loin du voile :**

- En travée :

Les zones	$M_u$ kN.m	$\mu$	Obs	Q	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	Ferrailage	$A_{adoptée}$ cm <sup>2</sup>
Z1	39,681	0,068	SSA	0,965	3,20	1.35	3HA14	4,62
Z2	41,266	0,072	SSA	0.963	3,02	1.35	3HA14	4,62
Z3	45.152	0.078	SSA	0.959	3.66	1.35	3HA14	4,62

Tableau VI-3 : ferrailage des poutres principales en travée.

- Aux appuis supérieurs :

Les zones	$M_u$ kN.m	$\mu$	Obs	Q	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	Ferrailage	$A_{adoptée}$ cm <sup>2</sup>
Z1	90,558	0,156	SSA	0,915	7,68	1.35	3HA14 +3HA14	9,24
Z2	101,74	0,174	SSA	0.904	8,74	1.35	3HA14 +3HA14	9,24
Z3	89.531	0.154	SSA	0.916	7.59	1.35	3HA14 +3HA14	9,24

Tableau VI-4 : ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs.

- Aux appuis inférieurs :

Les zones	$M_u$ kN.m	$\mu$	Obs	Q	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	Ferrailage	$A_{adoptée}$ cm <sup>2</sup>
Z1	69,528	0,120	SSA	0,936	5,76	1.35	3HA14 +3HA14	9,24
Z2	81.118	0,140	SSA	0.924	6,82	1.35	3HA14 +3HA14	9,24
Z3	68.453	0.118	SSA	0.937	5.67	1.35	3HA14 +3HA14	9,24

Tableau VI-5 : ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs.

## ➤ Poutres secondaires (30x35) :

- Poutres secondaires loin du voile :

- En travée :

Les zones	M <sub>u</sub> kN.m	μ	Obs	Q	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
Z1	9,982	0,022	SSA	0,989	0,91	1.35	3HA14	4,62
Z2	14,244	0,032	SSA	0,984	1,30	1.35	3HA14	4,62
Z3	19.692	0.046	SSA	0.976	1.81	1.35	3HA14	4,62

Tableau VI-6 : ferrailage des poutres secondaires en travée.

- Aux appuis supérieurs :

Les zones	M <sub>u</sub> kN.m	μ	Obs	Q	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
Z1	58,633	0,134	SSA	0,928	5,67	1.35	3HA14 +3HA14	9,24
Z2	71,677	0,164	SSA	0,910	7,07	1.35	3HA14 +3HA14	9,24
Z3	71.524	0.164	SSA	0.910	7.06	1.35	3HA14 +3HA14	9,24

Tableau VI-7: ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs.

- Aux appuis inférieurs :

Les zones	M <sub>u</sub> kN.m	μ	Obs	Q	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
Z1	53,475	0,124	SSA	0,934	5,15	1.35	3HA14 +3HA14	9,24
Z2	64,319	0,148	SSA	0,919	6,28	1.35	3HA14 +3HA14	9,24
Z3	61.636	0.142	SSA	0.923	5.99	1.35	3HA14 +3HA14	9,24

Tableau VI-8 : ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs.

## ➤ Poutres principales (30x40) :

- Poutres principales avec voile (proche du voile) :

- En travée :

Les zones	M <sub>u</sub> kN.m	$\mu$	Obs	Q	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
Z1	24,432	0,042	SSA	0,979	1,93	1.35	3HA14	4,62
Z2	24,478	0,042	SSA	0.979	1,93	1.35	3HA14	4,62
Z3	31.024	0.054	SSA	0.972	2.47	1.35	3HA14	4,62

Tableau VI-9 : ferrailage des poutres principales en travée.

- Aux appuis supérieurs :

Les zones	M <sub>u</sub> kN.m	$\mu$	Obs	Q	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
Z1	181,82	0,312	SSA	0,807	17,49	1.35	3HA16 +3HA16 +3HA16	18,09
Z2	180,42	0,310	SSA	0.808	17,34	1.35	3HA16 +3HA16 +3HA16	18,09
Z3	135.384	0.232	SSA	0.866	12.14	1.35	3HA14 +3HA16 +3HA16	16,68

Tableau VI-10 : ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs.

- Aux appuis inférieurs :

Les zones	M <sub>u</sub> kN.m	$\mu$	Obs	Q	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
Z1	154,78	0,266	SSA	0,842	14,27	1.35	3HA14 +3HA16 +3HA16	16,68
Z2	144.002	0,246	SSA	0.856	13,06	1.35	3HA14 +3HA16 +3HA16	16,68
Z3	91.38	0.156	SSA	0.915	7.75	1.35	3HA14 +3HA16	10,68

Tableau VI-11 : ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs.

➤ Poutres secondaires (30x35) :

- Poutres secondaires avec voile (proche du voile) :
- En travée :

Les zones	M <sub>u</sub> kN.m	μ	Obs	Q	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferraillage	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
Z1	10,784	0,042	SSA	0,988	0,979	1.35	3HA14	4,62
Z2	20,89	0,048	SSA	0.975	1,923	1.35	3HA14	4,62
Z3	28.8	0.066	SSA	0.966	2.67	1.35	3HA14	4,62

Tableau VI-12: ferraillage des poutres secondaires en travée.

- Aux appuis supérieurs :

Les zones	M <sub>u</sub> kN.m	μ	Obs	Q	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferraillage	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
Z1	137,44	0,316	SSA	0,803	15,36	1.35	3HA14 +3HA16 +3HA16	16,68
Z2	146,431	0,336	SSA	0.786	16,72	1.35	3HA16 +3HA16 +3HA16	18,09
Z3	132.226	0.304	SSA	0.813	14.66	1.35	3HA14 +3HA16 +3HA16	16,68

Tableau VI-13: ferraillage des poutres secondaires aux appuis supérieurs.

- Aux appuis inférieurs :

Les zones	M <sub>u</sub> kN.m	μ	Obs	Q	A <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferraillage	A <sub>adoptée</sub> cm <sup>2</sup>
Z1	136,6	0,314	SSA	0,805	15,23	1.35	3HA14 +3HA16 +3HA16	16,68
Z2	145.20	0,332	SSA	0.790	16,56	1.35	3HA14 +3HA16 +3HA16	16,68
Z3	122.138	0.280	SSA	0.832	13.18	1.35	3HA14 +3HA16 +3HA16	16,68

Tableau VI-14 : ferraillage des poutres secondaires aux appuis inférieurs.

## ❖ Vérification des conditions de RPA :

## a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :  $A_{min} = 0.5\% (b \times h)$

Toutes les sections d'armatures sont vérifiées à la condition de section d'armatures minimale des aciers du RPA citée ci-dessus.

## b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement  $S_t$ 

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm <sup>2</sup> ]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [10 ; 16.8]	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1.35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [8.75; 16.8]	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2.01
	Zone courante $s_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.35	

Tableau VI-15 : Vérifications des armatures transversales.

## Vérifications à l'ELU :

## a. Condition de non fragilité du béton de la section minimal BAEL (Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :

$$A_{st} \geq A_{min} \text{ Avec :}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{et} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

		$A_{st}$	$A_{min} (cm^2)$	vérifications
<b>Poutres principales</b>	En travée	3.66	1.35	CV
	Aux appuis	8.74		CV
<b>Poutres secondaires</b>	En travée	1.81	1.20	CV
	Aux appuis	7.06		CV

**Tableau VI-16 :** Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

**Remarque :**

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale de **BAEL (Art A.4.2.1)**.

**b. Vérifications aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU ;}$$

$$\tau_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

<b>Poutres</b>	<b>Efforts tranchant (KN)</b>		<b>b (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	<b>Observation</b>
	T <sub>max</sub>						
<b>Principales (avec voile)</b>	T <sub>max</sub>	221.46	30	37	1.99	3.33	Condition vérifiée
<b>Secondaires (avec voile)</b>	T <sub>max</sub>	178.91	30	32	1.86	3.33	Condition vérifiée

<b>Poutres</b>	<b>Efforts tranchant (KN)</b>		<b>b (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	<b>Observation</b>
	T <sub>max</sub>						
<b>Principales (sans voiles)</b>	T <sub>max</sub>	101.59	30	37	0.92	3.33	Condition vérifiée
<b>Secondaires (sans voiles)</b>	T <sub>max</sub>	64.51	30	32	0.67	3.33	Condition vérifiée

**Tableau VI-17:** Vérification au cisaillement.

**c. Influence de l'effort tranchant :**

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On se doit de vérifier la relation :

$$T_u \text{ max} \leq T^-_u = 0.40 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		B (cm)	d (cm)	f <sub>c28</sub> (MPa)	T̄ (KN)	Observation
	T <sub>max</sub>						
Principales (avec voiles)	T <sub>max</sub>	221.46	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaires (avec voiles)	T <sub>max</sub>	178.91	30	32	25	576	Condition vérifiée

Poutres	Efforts tranchant (KN)		B (cm)	d (cm)	f <sub>c28</sub> (MPa)	T̄ (KN)	Observation
	T <sub>max</sub>						
Principales (sans voiles)	T <sub>max</sub>	101.59	30	37	25	666	Condition vérifiée
Secondaires (sans voiles)	T <sub>max</sub>	64.51	30	32	25	576	Condition vérifiée

Tableau VI-18: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

• **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L' = 2 \times h$$

- Poutre principale : L' = 2 × 40 = 80cm.
- Poutre secondaire : L' = 2 × 35 = 70cm.

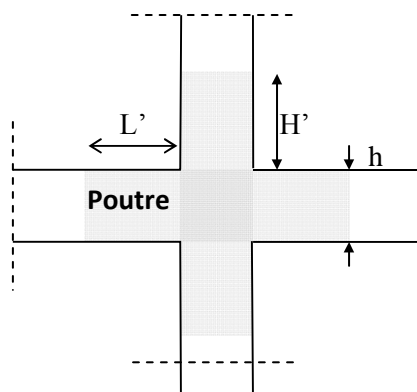


Figure VI-16- Délimitation de la zone nodale.

• **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui  $T_u - \frac{Mu}{0,9d} > 0$  ; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $(T_u - \frac{Mu}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s > (T_u - \frac{Mu}{0,9d}) \frac{1,15}{f_e}$$

Si  $T_u - \frac{Mu}{0,9d} < 0 \rightarrow$  Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Pour les poutres principales avec voiles :**

$$T_u - \frac{Mu}{0,9*d} = 221.46 - \frac{181.82}{0.9*0.370} = -324.55 < 0.$$

➤ **Pour les poutres secondaires avec voiles :**

$$T_u - \frac{Mu}{0,9*d} = 178.91 - \frac{146.431}{0.9*0.320} = -329.55 < 0.$$

➤ **Pour les poutres principales sans voiles :**

$$T_u - \frac{Mu}{0,9*d} = 101.59 - \frac{101.74}{0.9*0.370} = -203.94 < 0.$$

➤ **Pour les poutres secondaires sans voiles :**

$$T_u - \frac{Mu}{0,9*d} = 64.51 - \frac{71.677}{0.9*0.320} = -184.37 < 0.$$

$\Rightarrow$  Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**d. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec :  $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement **HA**

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

- **Poutres principales avec voiles :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 45.22 \text{ cm}$$

$$r_{se} = \frac{221.46 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 452.2} = 1.47 \text{ MPa} \Rightarrow r_{se} = 1.47 \text{ MPa} < \bar{r}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires avec voiles :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 3.14 \times 1.6) = 45.22 \text{ cm}$$

$$r_{se} = \frac{178.91 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 452.2} = 1.37 \text{ MPa} \Rightarrow r_{se} = 1.37 \text{ MPa} < \bar{r}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres principales sans voiles :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 26.38 \text{ cm}$$

$$r_{se} = \frac{101.59 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 263.8} = 0.67 \text{ MPa} \Rightarrow r_{se} = 0.67 \text{ MPa} < \bar{r}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires sans voiles :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 26.38 \text{ cm}$$

$$r_{se} = \frac{64.51 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263.8} = 0.85 \text{ MPa} \Rightarrow r_{se} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{r}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

**e. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

**f. Longueur de scellement :**

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_s = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour  $l_c = 0,4 l_s$

- Pour les  $\emptyset_{16}$  :  $L_c = 0,4 \times 64 = 25,6 \text{ cm}$
- Pour les  $\emptyset_{14}$  :  $L_c = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$

❖ **Vérifications à L'ELS :**

**a. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**b. Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS :  $f = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4}{500} = 0,008 \\ f_{ETABS} = 0,000042 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,000042 \text{ m} < f = 0,008 \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,5}{500} = 0,007 \\ f_{ETABS} = 0,000009 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,000009 \text{ m} < f = 0,007 \Rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

**c. Vérification des contraintes :**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$p_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa.}}$$

On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

**Poutres principales (avec voiles) :**

Zones	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> [MPa]	σ <sub>bc</sub> [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	observation
Poutres principales en travées									
Zone I	17.7	4.62	0.42	0.900	35.00	153.85	4.39	15	cv
Zone II	17.73	4.62	0.42	0.900	35.00	115.25	3.29	15	cv
Zone III	22.35	4.62	0.42	0.900	35.00	145.28	4.15	15	cv
Poutres principales aux appuis									
Zone I	33.72	18.09	1.62	0.835	15.30	60.33	3.94	15	cv
Zone II	35.62	18.09	1.62	0.835	15.30	63.73	4.16	15	cv
Zone III	44.55	16.68	1.50	0.839	16.06	86.03	5.35	15	cv

**Tableau VI.19 :** Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les Poutres principales.

**Poutres secondaires (avec voiles) :**

Zones	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> [MPa]	σ <sub>bc</sub> [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	observation
Poutres secondaires en travées									
Zone I	7.768	4.62	0.48	0.895	32.62	58.71	1.80	15	cv
Zone II	15.077	4.62	0.48	0.895	32.62	113.94	3.49	15	cv
Zone III	20.811	4.62	0.48	0.895	32.62	157.28	4.82	15	cv
Poutres secondaires aux appuis									
Zone I	12.267	16.68	1.73	0.831	14.59	27.66	1.89	15	cv
Zone II	21.819	18.06	1.88	0.826	13.90	45.71	3.29	15	cv
Zone III	29.908	16.68	1.73	0.831	14.59	67.63	4.63	15	cv

**Tableau VI.20 :** Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les Poutres secondaires.

**Poutres principales (sans voiles) :**

Zones	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> [MPa]	σ <sub>bc</sub> [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	observation
Poutres principales en travées									
Zone I	28.772	4.62	0.42	0.900	35.00	187.01	5.34	15	cv
Zone II	29.923	4.62	0.42	0.900	35.00	194.49	5.56	15	cv
Zone III	32.953	4.62	0.42	0.900	35.00	214.2	6.12	15	cv
Poutres principales aux appuis									
Zone I	41.144	9.24	0.83	0.830	23.46	144.99	6.18	15	cv
Zone II	45.141	9.24	0.83	0.830	23.46	159.08	6.78	15	cv
Zone III	49.137	9.24	0.83	0.830	23.46	173.16	7.38	15	cv

**Tableau VI.21 :** Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les Poutres principales.

**Poutres secondaires (sans voiles) :**

Zones	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> [MPa]	σ <sub>bc</sub> [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	observation
Poutres secondaires en travées									
Zone I	7.225	4.62	0.48	0.855	32.62	57.158	1.75	15	cv
Zone II	10.141	4.62	0.48	0.855	32.62	80.22	2.46	15	cv
Zone III	14.053	4.62	0.48	0.855	32.62	111.2	3.41	15	cv
Poutres secondaires aux appuis									
Zone I	25.049	9.24	0.96	0.402	21.30	210.7	9.89	15	cv
Zone II	25.199	9.24	0.96	0.402	21.30	211.9	9.95	15	cv
Zone III	29.186	9.24	0.96	0.402	21.30	245.5	11.5	15	cv

**Tableau VI.22 :** Résumer de la vérification de l'état limite de compression du béton dans les Poutres secondaires.

## VI-2-Ferrailages des poteaux :

### VI-2-1- Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Ces poteaux sont calculés en flexion composée, 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 suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\Theta$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1,5	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	400	400

**Tableau VI-23** : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

#### ✓ Combinaisons des charges :

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

#### - Selon BAEL 91

**E.L.U** : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$

#### - Selon le R.P.A 99

Situation accidentelle (**Art 5.2**)  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$

**VI-2-2- Recommandation du RPA 99/Version 2003 :**✓ **Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).**

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égale à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  (Zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm (Zone IIa).
- Le pourcentage minimal est 0,8 % (bxh).

$$\text{Poteaux (50x50) : } A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (45x45) : } A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (40x40) : } A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2.$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% (bxh) :

$$\text{Poteaux (50x50) : } A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (45x45) : } A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (40x40) : } A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2.$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% (bxh) :

$$\text{Poteaux (50x50) : } A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (45x45) : } A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poteaux (40x40) : } A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2.$$

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (Zones critiques).

✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\text{(RPA99/2003 : formule 7.1)} \quad \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_I$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400\text{MPa}$ .

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b}$$

Avec :

**a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement  $l_f$  est donnée suivant (**l'article B.8.3, 3 du BAEL91/99**)

$$l_f = 0,7 l_0$$

$l_0$  : c'est la hauteur du poteau.

$S_t$  : espacement des armatures transversales ; la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

- Selon le **BAEL 91 : Art A.1.3**

$$S_t \leq \min \{15 \phi^{min} ; 40\text{cm} ; (a + 10)\text{m}\}$$

Avec :

**a** : la petite dimension transversale des poteaux

- Selon le RPA99 version 2003 :

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi^{min} ; 15cm)$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi^{min}$$

Avec  $\phi^{min}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

✓ La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$0,3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$0,8\% \rightarrow \lambda_g < 3$$

$$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes.}$$

### VI-2-3- Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

✓ **Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :**

**Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

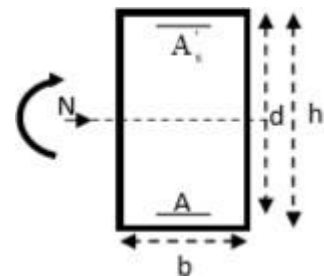
**a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.  
(Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- $N_u (d - c') - M_f \leq (0,337 - 0,81 c'/h) b h^2 f_{bu}$



$N_u$  : effort de compression.

$M_f$  : moment fictif  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

✓ **Détermination des armatures :**

$\mu = M_f / b d^2 f_b$  Avec :  $f_{bu} = 0,85 f_c / \gamma_b$

✓ **1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$  la section est simplement armée ( $A' = 0$ ).

- Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

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

✓ 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ ).

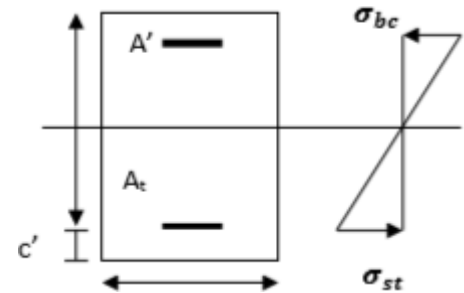
On calcule :  $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_s + \Delta M / (d - c') \cdot \sigma_s \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$



La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = A' \\ A_s' = A_1 - N_u / \sigma_s \end{array} \right.$$

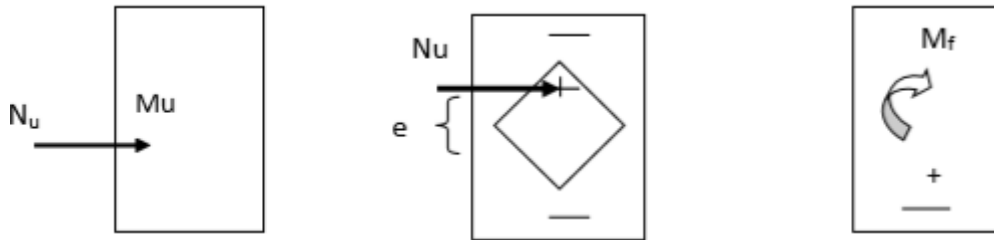
**b) Section entièrement comprimée (S.E.C)**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = M_u / N_u < (h / 2 - c) \\ N_u (-c') - M_f > (0,337 - 0,81 c) b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :



✓ 1<sup>er</sup> cas :

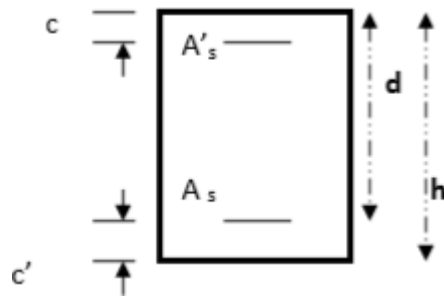
Si :  $N_U (d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bu}$  → la section est doublement armée.

$$\Rightarrow A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s > 0$$

La section d'armature :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b \cdot h \cdot f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_U - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$



✓ 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $N_U (d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bu}$  → la section est simplement armée

$$\Rightarrow A_s > 0 \quad \text{et} \quad A'_s = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = \frac{N - T \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} \\ A'_s = 0 \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } T = \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c}{h}}$$

c) Section entièrement tendue :

$$eu = Mu / Nu \leq (h / e - c)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Asi = Nu \frac{h/2 - c + eu}{\gamma_s f_e (d - c)} \\ Ass = (u \times \frac{\gamma_s}{f_e}) - Asi \end{array} \right.$$

**Remarque :**

Si :  $u = \frac{Mu}{Nu} = 0 \rightarrow$  (excentricité nulle compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{Nu - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

B : aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

#### VI-2-4- Calcul du ferrailage des poteaux :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel **ETABS** ; et leur ferrailage se fera par un calcul manuel ou automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**, tout en respectant les valeurs des coefficients  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$  et  $\Theta$ .

La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

**En situation courante et pour  $t > 24h$  (ELU et ELS) :**  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\gamma_s = 1,15$  et  $\Theta = 1$ .

**En situation accidentelle et pour  $t \leq 1h$  (Combinaison sismiques) :**  $\gamma_b = 1,15$  ;  $\gamma_s = 1$  et  $\Theta = 0,85$ .

- Exemple de calcul manuel :
- Calcul des armatures à L'ELU :
  - a) Les armatures longitudinales :

Poteaux (50x50) cm<sup>2</sup> :

- $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$

$$N_{\max} = -1558,38 \text{ KN.} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 0,946 \text{ KN.m.}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,946 \times 10^2}{1558,38} = 0,061 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \frac{50}{2} - 2,5 = 22,5 \text{ cm.}$$

$$M = N (e_u + h/2 - c) = 1558,38 \times (0,061 + 50/2 - 2,5) = 35158,61 \text{ KN.cm.}$$

$$X = (0,337h - 0,81c) b h f_{bu} = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 2,5) \times 50 \times 50 \times 14,2 \times 10^{-1}$$

$$X = 52628,75 \text{ KN.cm.}$$

$$Y = N_u (d - c) - M_f = 1558,38 (475 - 2,5) - 35158,61 = 701175,94 \text{ KN.cm.}$$

$$X < Y$$

Donc : la section est entièrement comprimée.

#### ❖ Calcul des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35158,61}{50 \times 47,5^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,220$$

$$\mu = 0,220 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{(Section simplement armée).}$$

$$\text{On détermine } \beta \text{ du tableau : } \mu = 0,220 \longrightarrow \beta = 0,874$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{35158,61}{0,874 \times 47,5 \times 34,8} = 24,33 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 24,33 - \frac{1558,38}{34,8} = -20,45 \text{ cm}^2$$

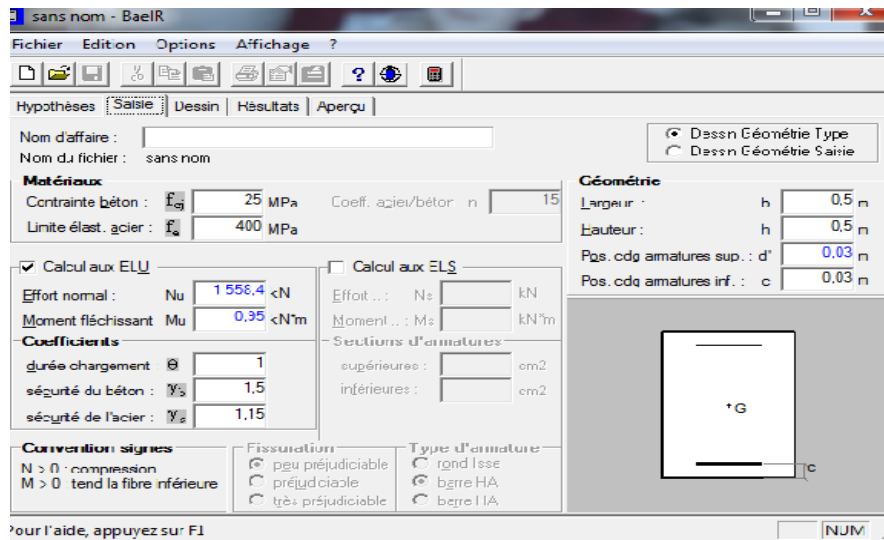
$$\text{Donc : } A_s = -20,45 \text{ cm}^2.$$

**Remarque :** La section d'armature est négative, donc le béton seul suffit.

**Exemple de calcul avec SOCOTEC :**

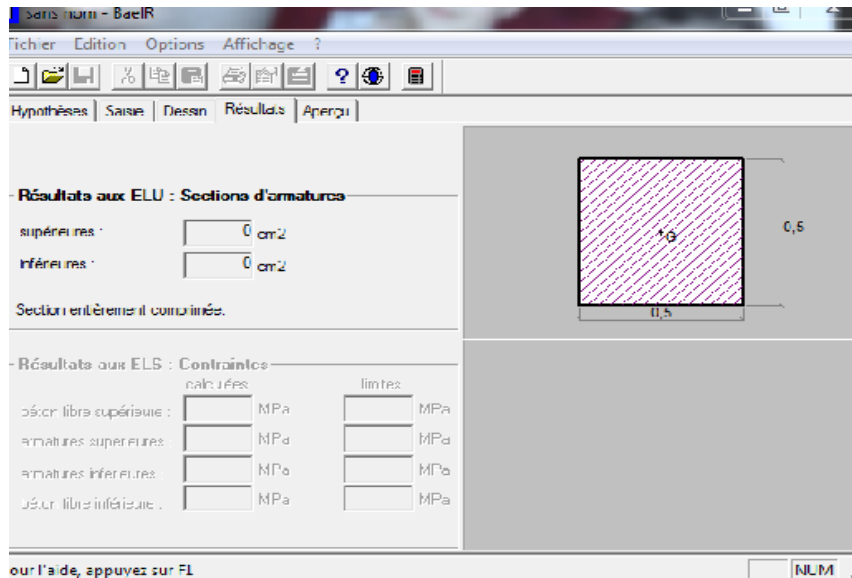
**Poteaux 50 x 50 : combinaisons G + Q ± E**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts



**Figure VI-17 :** Exemple de calcul avec SOCOTEC.

La section d'acier donnée par SOCOTEC :



**Figure VI-18 :** Résultats de calcul de la section d'armature.

- Les résultats du ferrailage sont donnés par les tableaux suivants :

Section	Comb	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
(50x50)	ELU	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1558,38	- 0,946	0,061	S.E.C	0	0	20	12HA16	24,43
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-45,6	-13,446	29,49	S.P.C	0	0,14	20		
		M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-66,35	-35,213	53,07	S.P.C	0	0,19	20		
	G+Q±E	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1576,44	-79,923	5,069	S.E.C	0	0	20	12HA16	24,43
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-144,6	32,59	22,53	S.P.C	0	0	20		
		M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-1101,2	-150,42	13,66	S.E.C	0	0	20		
	0,8G±Q	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1347,13	-78,945	5,86	S.E.C	0	0	20	12HA16	24,43
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	370,38	29,83	8,053	S.E.C	0	0	20		
		M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-927,2	-146,56	15,81	S.E.C	0	0	20		

Tableaux VI-24 : ferrailages des poteaux (50x50).

Section	comb	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sub>2</sub> )	Ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
(45x45)	ELU	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1046,21	-1,206	0,115	S.E.C	0	0	16,2	8HA14+4HA16	20,36
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-263,94	7,267	2,75	S.E.C	0	0	16,2		
		M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-608,94	29,367	4,822	S.E.C	0	0	16,2		
	G+Q±E	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-893,30	-11,894	1,33	S.E.C	0	0	16,2	8HA14+4HA16	20,36
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	8,58	31,044	361,8	S.P.C	0	2,03	16,2		
		M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-635,95	-135,14	21,25	S.P.C	0	2,28	16,2		
	0,8G±Q	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-709,46	-84,723	11,94	S.E.C	0	0	16,2	8HA14+4HA16	20,36
		N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	101,34	62,891	62,05	S.P.C	0	2,98	16,2		
		M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-531,12	-130,30	25	S.P.C	0	3,16	16,2		

Tableaux VI-25 : ferrailages des poteaux (45x45).

Section	comb	sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>(40x40)</b>	<b>ELU</b>	<b>N<sub>max</sub> - M<sub>corr</sub></b>	-579,19	-3,105	0,54	S.E.C	0	0	12,8	<b>4HA16+4HA14</b>	<b>14,20</b>
		<b>N<sub>min</sub> - M<sub>corr</sub></b>	5,94	16,482	277,47	S.P.C	0	1,2	12,8		
		<b>M<sub>max</sub> - N<sub>corr</sub></b>	-115,21	32,563	28,26	S.P.C	0	0,89	12,8		
	<b>G+Q±E</b>	<b>N<sub>max</sub> - M<sub>corr</sub></b>	-456,2	-3,178	0,696	S.E.C	0	0	12,8	<b>4HA16+4HA14</b>	<b>14,20</b>
		<b>N<sub>min</sub> - M<sub>corr</sub></b>	46,34	37,59	81,12	S.P.C	0	2,31	12,8		
		<b>M<sub>max</sub> - N<sub>corr</sub></b>	-335,61	90,452	26,95	S.P.C	0	3,23	12,8		
	<b>0,8G±Q</b>	<b>N<sub>max</sub> - M<sub>corr</sub></b>	-348,24	-51,393	14,75	S.E.C	0	0	12,8	<b>4HA16+4HA14</b>	<b>14,20</b>
		<b>N<sub>min</sub> - M<sub>corr</sub></b>	44,38	33,921	76,43	S.P.C	0	2,04	12,8		
		<b>M<sub>max</sub> - N<sub>corr</sub></b>	-258	-85,96	33,32	S.P.C	0	3,73	12,8		

Tableaux VI-26: ferrailages des poteaux (40x40).

**NB :** les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
(50x50)	20	24,43	<b>12HA16</b>
(45x45)	16,2	20,36	<b>8HA14+4HA16</b>
(40x40)	12,8	14,20	<b>4HA16+4HA14</b>

**Tableaux VI-27 :** Choix des armatures longitudinales.

#### b) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton. Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

- **Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

D'après le (**BAEL 91**), le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit:} \quad \phi = 8 \text{ mm}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$ .

Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

Leur calcul se fait à l'aide de la formule du (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :

$A_t$  : Section d'armature transversale (Donné par le logiciel ETABS).

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier  $f_e = 400 \text{ MPA}$ .

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales tel que :

- Selon le BAEL 91 : Art A.1.3

$$S_t \leq \min \{15 \phi_t^{min} ; 40 \text{ cm} ; (a + 10) \text{ cm}\}$$

Avec :

$a$  : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min \{15 \times 1,4 ; 40 \text{ cm} ; (40 + 10) \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{soit :} \quad S_t = 12 \text{ cm}$$

- Selon le RPA99 version 2003 :

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi^{min} ; 15cm) = \min (10 \times 1,4 ; 15cm)$$

$$S_t \leq \min (14 ; 15cm) = 14 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi^{min} \quad S_t \leq 15 \times 1,4$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{soit :} \quad S_t = 12cm$$

➤ **Détermination de « λg » et de « ρa » :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b} \quad b$$

$l_f$ : Longueur de flambement du poteau.  $\longrightarrow l_f = 0,7 l_0$  Et  $l_0$  : c'est la hauteur du poteau.

Exemple de calcul : RDC :  $l_f = 0,7 \times 3,23 = 2,26 \text{ m}$ .

Sections (cm <sup>2</sup> )	Niveau	L <sub>f</sub> (m)	λg	ρa
50x50	RDC : l <sub>0</sub> = 3,23m	2,26	4,52	3,75
	Du 1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup> étage : l <sub>0</sub> = 3,06m	2,14	4,28	3,75
45x45	Du 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage : l <sub>0</sub> = 3,06m	2,14	6,99	2,5
40 x40	Du 6 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage : l <sub>0</sub> = 3,06m	2,14	5,35	2,5
	ASC l <sub>0</sub> = 3m	2,10	5,25	2,5

**Tableau VI-28 :** Valeur de « λg » et « ρa » pour les différentes sections des poteaux.

➤ Détermination de la section minimale des armatures transversale :

Zone courante Avec :  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

Sections (cm <sup>2</sup> )	Niveau	$\lambda g$	$A_{t \text{ min}}/S_t \cdot b_1$ (%)	$A_{t \text{ min}} \text{ (cm}^2\text{)}$ $=0,003 \times S_t \times b_1$	$A_t$ adopté cm <sup>2</sup>
50x50	RDC : $l_0 = 3,23\text{m}$	4,52	0,42	2,52	2,01
	Du 1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup> étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	4,28	0,48	2,88	2,01
45x45	Du 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	6,99	0,3	1,62	2,01
40x40	Du 6 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	5,35	0,3	1,44	2,01
	ASC étage : $l_0 = 3\text{m}$	5,25	0,3	1,44	2,01

**Tableau VI-29:** Sections minimales des armatures.

Zone nodale Avec :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

Sections (cm <sup>2</sup> )	Niveau	$\lambda g$	$A_{t \text{ min}}/S_t \cdot b_1$ (%)	$A_{t \text{ min}} \text{ (cm}^2\text{)}$ $=0,003 \times S_t \times b_1$	$A_t$ adopté cm <sup>2</sup>
50x50	RDC : $l_0 = 3,23\text{m}$	4,52	0,42	2,1	2,01
	Du 1 <sup>er</sup> au 2 <sup>ème</sup> étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	4,28	0,48	2,4	2,01
45x45	Du 3 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup> étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	6,99	0,3	1,35	2,01
40x40	Du 6 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage : $l_0 = 3,06\text{m}$	5,35	0,3	1,2	2,01
	ASC étage : $l_0 = 3\text{m}$	5,25	0,3	1,2	2,01

**Tableau VI-30:** Sections minimales des armatures.

**Remarque :** D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ( $A_{t \min} > A_t$  adopté) aux niveaux des poteaux (50 x 50), alors pour cela en diminue l'espacement en zone courante et en zone nodale.

Soit :  $St = 8\text{cm}$

✓ **Poteaux (50 x 50) :**

Zone nodale et Zone courante :

$A_{t \min} = 0,0042 \times 8 \times 50 = 1,68 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  **Condition vérifiée.**

$A_{t \min} = 0,0048 \times 8 \times 50 = 1,92 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  **Condition vérifiée.**

### Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (50 x 50), seront composées de 2 cardes  $\emptyset 8$ ,  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ , un espacement en zone nodale de 8cm et en zone courante de 8cm

Les armatures transversales des poteaux (45x45), (40x40) seront composées de 2 cadres  $\emptyset 8$   $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement de 10 cm en zone nodal de 12cm en zone courante.

➤ **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 article : A.6.1.221)**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times r_{su}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$r_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1,5$  pour l'acier haut adhérence

$$r_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour HA 16 : } l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour HA 14 : } l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40 \times \phi$$

Pour :

$$\text{HA16} : L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

$$\text{HA14} : L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

**Vérification au cisaillement :**

**(RPA99/Art7.4.3.2) :**

$$r_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq r_{bu} = \rho \times f_{c28}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075. \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

❖ **Poteaux 50x50 :**

$$\text{RDC} : \lambda_g = 4,52 \rightarrow \rho_b = 0,04$$

$$r_b = \frac{98,33 \times 10^3}{470 \times 500} = 0,41 \text{ MPa}$$

$$r_b = 0,41 \text{ MPa} \leq r_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Poteaux 45x45 :**

$$\lambda_g = 6,99 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$r_b = \frac{87,78 \times 10^3}{420 \times 450} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$r_b = 0,46 \text{ MPa} \leq r_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Poteaux 40x40 :**

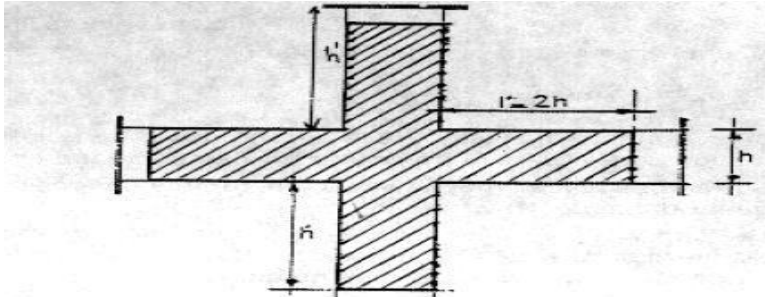
$$\lambda_g = 5,25 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$r_b = \frac{61,17 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,41 \text{ MPa}$$

$$r_b = 0,41 \text{ MPa} \leq r_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

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 ci-dessous.



**Figure VI.19:** zone nodale des poteaux (RPA7.2 page 71).

$$h' = \max (h_e / 6, b, 60 \text{ cm})$$

$h_e$  : hauteur entre nœuds des poutres.

❖ **Poteau 50x50 :**

- **RDC :**  $h = 3,23 \text{ m}$ .

$$h' = \max \left( \frac{323-35}{6}, 50, 50, 60 \text{ cm} \right)$$

**On aura :**  $h' = 60 \text{ cm}$ .

- **Etages 1, 2 :**  $h = 3,06 \text{ m}$ .

$$h' = \max \left( \frac{306-35}{6}, 50, 50, 60 \text{ cm} \right)$$

**On aura :**  $h' = 60 \text{ cm}$ .

❖ **Poteau 45x45 :**

- **Etages 3, 4 et 5 :**  $h = 3,06 \text{ m}$ .

$$h' = \max \left( \frac{306-35}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm} \right)$$

**On aura :**  $h' = 60 \text{ cm}$ .

❖ **Poteau 40x40 :**

- **Etages 6, 7, 8 et 9 :**  $h = 3,06 \text{ m}$ .

$$h' = \max \left( \frac{306-35}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura :  $h' = 60 \text{ cm}$ .

- ASC :  $h = 3 \text{ m}$ .

$$h' = \max \left( \frac{300-35}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura :  $h' = 60 \text{ cm}$

### VI-2-5- Vérification à l'ELS :

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)

$$A_{min} = \frac{0,3 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub>	Observation
(50x50)	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-1134,63	0,674	0,06	7	24,43	vérifiée
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-33,25	-9,754	29,33	1,092	24,43	vérifiée
	M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-48,33	25,576	52,92	2,023	24,43	vérifiée
(45x45)	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-761,71	-0,922	0,121	5,66	20,36	vérifiée
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	-193,38	5,288	2,73	7,41	20,36	vérifiée
	M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	-443,71	21,241	4,787	10,96	20,36	vérifiée
(40x40)	N <sub>max</sub> - M <sub>corr</sub>	-421,89	-2,313	0,548	4,622	14,20	vérifiée
	N <sub>min</sub> - M <sub>corr</sub>	4,3	12,027	279,69	1,721	14,20	vérifiée
	M <sub>max</sub> - N <sub>corr</sub>	- 84,5	23,598	27,92	0,93	14,20	vérifiée

**Tableau VI-31:** Vérification du ferrailage à L'ELS.

D'après les résultats trouvés, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée

$$A_{adopté} > A_{min}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

a- Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible (**Article A.4.5, 32du BAEL 91**).

**b-Etat limite de compression du béton :**

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

Afin de faciliter les calculs on utilisera le logiciel de ferrailage SOCOTEC et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

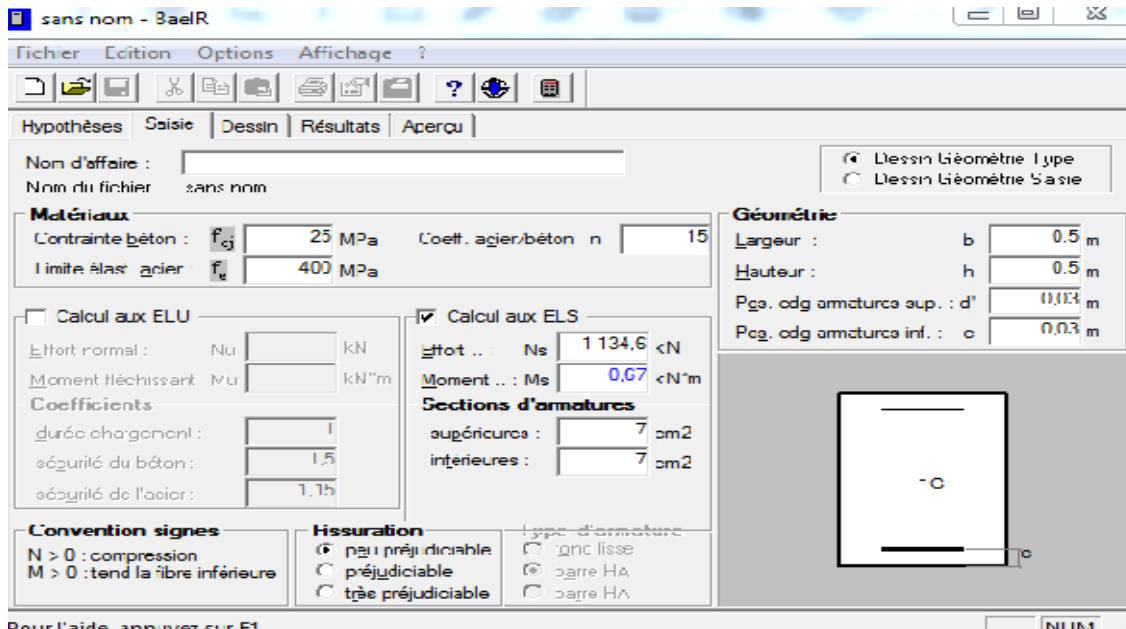


Figure VI-20 : Exemple de calcul avec SOCOTEC.

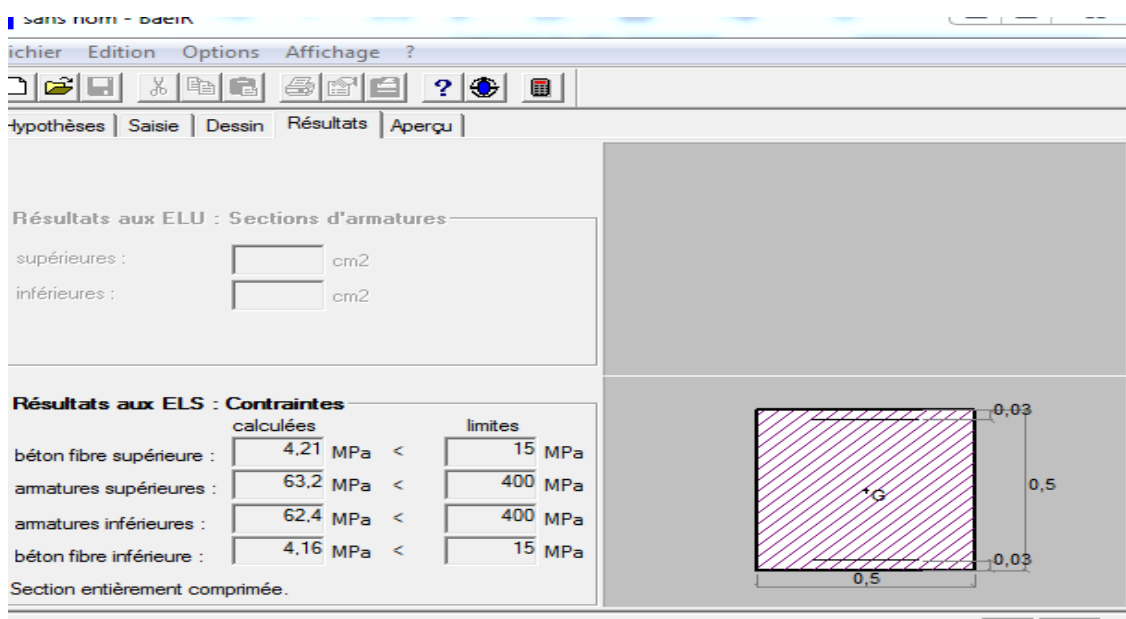


Figure VI-21 : Résultats de calcul de la section d'armature.

Section	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	$A_S=A_S'$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bsup}$	$\sigma_{binf}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
(50x50)	$N_{max} - M_{corr}$	-1134,63	0,674	24,63	4,21	4,16	15	vérifiée
	$N_{min} - M_{corr}$	-33,25	-9,754	24,63	1,29	0	15	vérifiée
	$M_{max} - N_{corr}$	-48,33	25,57	24,63	3,06	0	15	vérifiée
(45x45)	$N_{max} - M_{corr}$	-761,71	-0,922	20,36	3,52	3,42	15	vérifiée
	$N_{min} - M_{corr}$	-193,38	5,288	20,36	1,14	0,58	15	vérifiée
	$M_{max} - N_{corr}$	-443,71	21,24	20,36	2,91	0,86	15	vérifiée
(40x40)	$N_{max} - M_{corr}$	-421,89	-2,313	14,20	2,61	2,24	15	vérifiée
	$N_{min} - M_{corr}$	4,3	12,027	14,20	2,60	0	15	vérifiée
	$M_{max} - N_{corr}$	- 84,5	23,598	14,20	6,02	0	15	vérifiée

Tableau VI-32 : Vérification des contraintes.

### VI-3-1-Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages.

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 4 zones :

**Zone I** : RDC,1,2<sup>ème</sup> étage.

**Zone II** : 3,4,5<sup>ème</sup>, étage.

**Zone III** : 6,7,8,9<sup>ème</sup> étage.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

1,35 G + 1,5 Q

G + Q

Selon le BAEL 91

G + Q ± E

0,8 G ± E

Selon le RPA version 2003

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



**Figure VI-22** : La numérotation des voiles dans l'ETABS.

**VI-3-2-Exposé de la méthode :**

La méthode utilisée pour ferrailer les voiles, est la méthode de la **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du voile.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier (distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée).

Avec -

$$V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

L : longueur du voile.

Remarque :

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d = \frac{L_t}{2}$$

Avec :

h<sub>e</sub> : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L<sub>c</sub> : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L$$

L : Longueur du voile.

L<sub>t</sub> : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

**VI-3-3-Détermination des diagrammes de contraintes :**

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- 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 contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times \frac{L_t}{2} \times e$

Tableau VI-33 : Tableau des efforts normaux.

**VI-3-4-Détermination des armatures :**

a. SEC :

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : Situation accidentelle :  $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$        $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

: Situation courante :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ,  $f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$

b. SET :

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

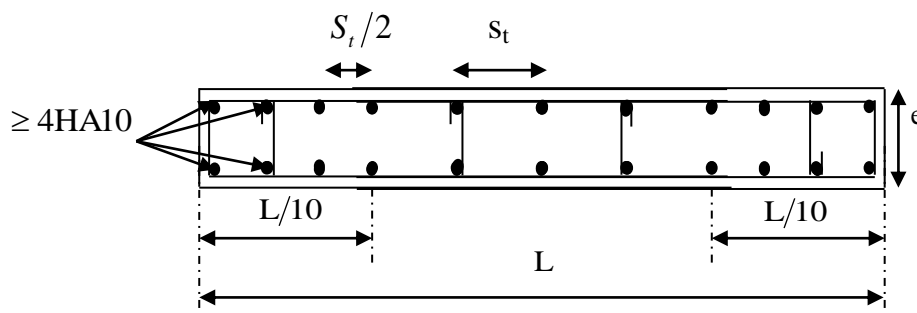
c. SPC :

- Armatures verticales :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $L/4$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.



**Figure VI-23-** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

❖ .Armatures minimales :

- **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

$A_{min} > 4c \text{ m}^2/\text{ml}$  , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

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

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié99):**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$A_{min} \geq 0.2\% B$$

Armatures horizontales:

✓ D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec :

$A_v$  : Section des armatures verticales.

✓ D'après le RPA :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$ . (Art 7.7.4.2 RPA99/2003).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

a. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales  
(Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_v$  et  $A_H > 0,15\% B$ .....Globalement dans la section du voile.
- $A_v$  et  $A_H > 0,10\% B$ .....en zone courante.

Avec :

$B$  : section du béton.

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5a$$

$$S_t \leq 30\text{Cm}$$

Avec :  $a = 20\text{ cm}$  : épaisseur du voile.

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30\text{cm}, 30\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 30\text{ cm}$$

**Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓  $40\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓  $20\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre maximale :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varnothing \leq 0,1a = 0,1 \times 200 = 20 \text{ mm} .$$

a. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m<sup>2</sup>), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

b. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \bar{V} / f_e \quad \text{avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_u$$

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant calculé au niveau considéré

✓ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer

les efforts de traction dus au moment de renversement.

Les vérifications :

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

Pour ce cas: on vérifie que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \quad \text{et} \quad N_s = G + Q$$

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

Avec :

**N<sub>s</sub>** : L'effort normal appliqué.

**B** : section du béton.

**A** : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}$  : Contrainte admissible.

- Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

❖ D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \quad \text{et} \quad V = 1.4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h )

h : Hauteur totale de la section brute

❖ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA})$ , Pour la fissuration préjudiciable

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans les voiles sont présentés dans les tableaux qui suivent :

✓ Voiles longitudinaux :

VL		V <sub>max</sub>	B (m <sup>2</sup> )	V (m)	I (m <sup>2</sup> )	N <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 2,4m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	410,72	0.48	1,2	0,230	559,42	1568,55	9334,99	-7004,07
	GQE	412,13	0.48	1,2	0,230	951,17	1575,4	10186,8	-6223,60
Zone II	0.8GE	339,27	0.48	1,2	0,230	568,58	810,87	5407,85	-3038,77
	GQE	346,81	0.48	1,2	0,230	757,05	827,47	5886,97	-2732,60
Zone III	0.8GE	189	0.48	1,2	0,230	153,38	353,92	2162,91	-1523,83
	GQE	196,39	0.48	1,2	0,230	262,03	363,07	2436,93	-1345,14

VL		V <sub>max</sub>	B (m <sup>2</sup> )	V (m)	I (m <sup>2</sup> )	N <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 2m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	252,62	0.4	1	0.133	259,15	978,785	7988,76	-6693,01
	GQE	252,64	0.4	1	0.133	78,11	982,516	7564,15	-7173,60
Zone II	0.8GE	183,23	0.4	1	0.133	235,46	413,912	3692,99	-2515,69
	GQE	184,14	0.4	1	0.133	378,13	417,508	4076,64	-2185,99
Zone III	0.8GE	282,16	0.4	1	0.133	489,5	282,168	3340,06	-892,46
	GQE	281,58	0.4	1	0.133	571,72	281,583	3541,17	-682,57
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 1,96me=0.2m									
Zone I	0.8GE	232,43	0.392	0,98	0,125	24,27	900,61	7095,00	-6971,17
	GQE	233,34	0.392	0,98	0,125	245,57	900,39	7657,82	-6404,91
Zone II	0.8GE	180,26	0.392	0,98	0,125	544,67	417,45	4649,47	-1870,50
	GQE	183,41	0.392	0,98	0,125	718,7	424,48	5148,52	-1481,28
Zone III	0.8GE	136,12	0.392	0,98	0,125	121,8	257,86	2324,49	-1703,01
	GQE	138,45	0.392	0,98	0,125	226,16	261,24	2617,05	-1463,17
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L=1,5me=0.2m									
Zone I	0.8GE	131,44	0,3	0,75	0,056	259,72	461,47	7018,67	-5287,20
	GQE	131,84	0,3	0,75	0,056	551,75	462,14	8001,03	-4322,70
Zone II	0.8GE	75,74	0,3	0,75	0,056	382,61	177,3	3639,37	-1088,63
	GQE	81,22	0,3	0,75	0,056	721,29	181,81	4828,50	-19,90
Zone III	0.8GE	59,95	0,3	0,75	0,056	136,04	119,04	2040,67	-1133,73
	GQE	66,04	0,3	0,75	0,056	278,03	129,79	2657,38	-803,85

VL		V <sub>max</sub>	B (m <sup>2</sup> )	V (m)	I (m <sup>2</sup> )	N <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 1m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	99,48	0.2	0,5	0,016	240	234,851	8245,53	-5845,53
	GQE	99,46	0.2	0,5	0,016	380,8	235,276	8971,91	-5163,91
Zone II	0.8GE	143,29	0.2	0,5	0,016	176,16	235,597	7948,71	-6187,11
	GQE	146,26	0.2	0,5	0,016	288,35	240,592	8659,45	-5775,95
Zone III	0.8GE	129,02	0.2	0,5	0,016	207,8	204,42	7171,69	-5093,69
	GQE	132,65	0.2	0,5	0,016	276,19	209,65	7670,57	-4908,67

**Tableau VI-34** : Les efforts internes et les contraintes des voiles longitudinaux.

✓ **Voiles transversaux :**

VT		V <sub>max</sub>	B (m <sup>2</sup> )	V (m)	I (m <sup>2</sup> )	N <sub>min</sub>	M <sub>max</sub>	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 1,8m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	597,74	0.36	0,9	0,097	476,16	1491,12	15129,35	-12484,02
	GQE	600,74	0.36	0,9	0,097	706,38	1502,42	15873,52	-11949,19
Zone II	0.8GE	506,06	0.36	0,9	0,097	350,01	852,424	8865,06	-6920,56
	GQE	513,84	0.36	0,9	0,097	527,69	867,615	9499,28	-6567,67
Zone III	0.8GE	129,02	0.36	0,9	0,097	207,8	204,42	2470,03	-1315,58
	GQE	132,65	0.36	0,9	0,097	276,19	209,65	2708,44	-1174,05

VT		$V_{max}$	B (m <sup>2</sup> )	V (m)	I (m <sup>2</sup> )	$N_{min}$	$M_{max}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 1,3m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	252,41	0.26	0,65	0,036	841,67	635,377	14516,07	-8041,69
	GQE	255,45	0.26	0,65	0,036	966,35	639,051	15060,83	-7627,37
Zone II	0.8GE	150,45	0.26	0,65	0,036	366,71	250,565	5858,32	-3037,48
	GQE	159,27	0.26	0,65	0,036	462,12	263,977	6463,37	-2908,60
Zone III	0.8GE	113,11	0.26	0,65	0,036	58,45	201,436	3800,59	-3350,98
	GQE	124,17	0.26	0,65	0,036	2,79	218,457	3888,84	-3867,38

VT		$V_{max}$	B (m <sup>2</sup> )	V (m)	I (m <sup>2</sup> )	$N_{min}$	$M_{max}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 1,5m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	321,3	0.3	0,75	0,056	256,42	863,825	12372,40	-10662,93
	GQE	324,46	0.3	0,75	0,056	112,84	869,133	11964,57	-11212,31
Zone II	0.8GE	190,96	0.3	0,75	0,056	109,61	324,565	4692,90	-3962,17
	GQE	201,89	0.3	0,75	0,056	219,28	341,882	5289,36	-3827,49
Zone III	0.8GE	137,09	0.3	0,75	0,056	356,3	253,00	4561,26	-2185,46
	GQE	150,54	0.3	0,75	0,056	418,62	272,98	5035,13	-2244,33

**Tableau VI-35** : Les efforts internes et les contraintes des voiles transversaux.

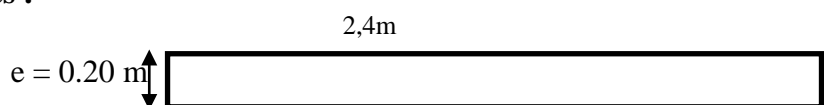
**VI-3-5-Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinal L= 2,4m sur la zone 1. (VL1)

**a) Caractéristiques géométriques :**

L = 2,4 m,

B = 0.48 m<sup>2</sup>



$$I = 0.2304 \text{ m}^4$$

b) Calcul des contraintes :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{559,42}{0,48} + \frac{1568,55 \times 1,2}{0,2304} = \mathbf{9334,99 \text{ Kn. m}^2} \\ \sigma_{min} &= \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{559,42}{0,48} - \frac{1568,55 \times 1,2}{0,2304} = \mathbf{-7004,07 \text{ Kn. m}^2} \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{SPC}$$

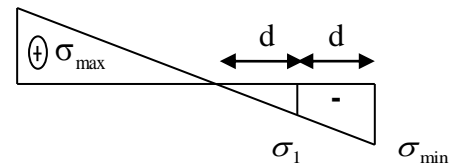
c) Largeur de la zone comprimée « Lc » et de la zone tendue « Lt » :

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l = \frac{9334,99}{9334,99 + 7004,07} \times 2,4 = 1,37 \text{ m}$$

$$l_t = l - l_c = 2,4 - 1,37 = 1,03 \text{ m}$$

d) Calcul « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} \times l_c\right) = \min(1,44 ; 0,91) = 0,91 \text{ m}$$



Détermination de N :

✓ Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{l_t} = \frac{\sigma_1}{(l_t - d)}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} (l_t - d)}{l_t} = \frac{7004,07(1,04 - 0,52)}{1,04} = \mathbf{3502,03 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{7004,07 + 3502,03}{2} \times 0,52 \times 0,2 = \mathbf{540,44 \text{ KN}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3502,03}{2} \times 0,52 \times 0,2 = \mathbf{180,15 \text{ KN}}$$

e) Calcul des armatures verticales :

$$1^{ere} \text{ bande} = Av_1 = \frac{N_1}{\sigma_1} = \frac{540,44}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{13,65 \text{ cm}^2}$$

$$2^{eme} \text{ bande} = Av_2 = \frac{N_2}{\sigma_2} = \frac{180,15}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{4,55 \text{ cm}^2}$$

✓ Pour la zone comprimée :

f) Calcul des armatures verticales :

$$1^{ere} bande = Av_1 = \frac{N_1 - Bf_{bc}}{\sigma_s} = \frac{540,44 - 048 \times 14,2 \times 10}{400 \times 10^{-1}} = 11,80 cm^2$$

$$2^{eme} bande = Av_2 = \frac{N_2 - Bf_{bc}}{\sigma_s} = \frac{180,15 - 048 \times 14,2 \times 10}{400 \times 10^{-1}} = 2,80 cm^2$$

g) Les armatures de couture :

$$Av_j = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{410,72 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 15,81 cm^2$$

i. Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0,2\%B\right) = \max\left(\frac{104 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 20 \times 104\right) = 9,60 cm^2$$

✓ Calcul des sections totales :

$$A_1 = Av_1 + \frac{Av_j}{4} = 13,65 + \frac{15,81}{4} = 17,45 cm^2$$

$$A_2 = Av_2 + \frac{Av_j}{4} = 4,55 + \frac{15,81}{4} = 8,46 cm^2$$

Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 <sup>er</sup> bande	A <sub>1</sub> = 17,60 cm <sup>2</sup>	2*8HA12= 18,08 cm <sup>2</sup>	S <sub>t</sub> = 15cm
2 <sup>ème</sup> bande	A <sub>2</sub> = 8,50 cm <sup>2</sup>	2*8HA12= 18,08 cm <sup>2</sup>	S <sub>t</sub> = 15 cm

Tableau VI-36 : Ferraillage adopté

ii. Armatures horizontales :

$$A_H \geq \max\left(\frac{A_v}{4} ; 0,15\%B\right) = 7,2 cm^2$$

On opte pour 8HA12= 9,05 cm<sup>2</sup>. Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm.

iii. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min(1.5e ; 30cm) = 30cm$$

$$St = 15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_H = 20cm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1301,73 \times 10^3}{200 \times 2400 + 15 \times 20,01 \times 10^2} = 2,56MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2,55 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

-Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b d} = \frac{1,4 \times 410,72 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2400} = 1,33MPa$$

$$\overline{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 MPa$$

$$\tau_b = 1,33 MPa \leq \overline{\tau}_b = 5 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

-D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{410,72 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2400} = 0,95MPa$$

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

$$\tau_u = 0,95 MPa \leq \overline{\tau}_u = 2,5 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,23	3,06	3,06
	L (m)		2,40	2,40	2,40
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,48	0,48	0,48
	He		3,230	3,060	3,060
h		2,88	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)		410,720	339,270	189,000
	N <sub>ser</sub> (kN)		1301,73	1021,72	651,05
	Vu (kN)		575,008	474,978	264,600
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		9334,990	5407,850	2162,910
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		7004,070	3038,770	1523,830
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,37	1,54	1,41
	L <sub>t</sub>		1,03	0,86	0,99
	d		0,91	1,02	0,94
	d <sub>adopté</sub>		0,51	0,43	0,50
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,51	0,43	0,50
	$\sigma_1$		3502,035	1519,385	761,915
	N <sub>1</sub>		540,44	196,78	113,37
N <sub>2</sub>		180,15	65,59	37,79	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		13,51	4,92	2,83
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4,50	1,64	0,94
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		15,81	13,06	7,28
	A'v1/bande/nappe		17,46	8,19	4,65
	A'v2/bande/nappe		8,46	4,91	2,76
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		9,60	10,76	9,86
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		18,08	18,08	18,08
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		18,08	18,08	18,08
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ), bande		2*8HA12	2*8HA12	2*8HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,20	7,20	7,20
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		9,05	9,05	9,05
	choix de la section		8HA12	8HA12	8HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérfication des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	1,331	1,099	0,613
	2,26 Mpa	$T_u$	0,951	0,785	0,438
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	2,567	2,015	1,284

Tableau VI-37 : Ferraillage des voiles longitudinales VL1/1, VL1/2, VL1/3

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,23	3,06	3,06
	L (m)		2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,4	0,4	0,4
	He		3,230	3,060	3,060
h		2,88	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)		252,620	183,230	282,168
	N <sub>ser</sub> (kN)		675,53	516,74	315,00
	Vu (kN)		353,668	256,522	395,035
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		7988,760	3692,990	3340,060
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		6693,010	2515,690	892,460
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,09	1,19	1,58
	L <sub>t</sub>		0,91	0,81	0,42
	d		0,73	0,79	1,05
	d <sub>adopté</sub>		0,46	0,41	0,21
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,46	0,41	0,21
	$\sigma_1$		3346,505	1257,845	446,230
	N <sub>1</sub>		457,67	152,90	28,23
N <sub>2</sub>		152,56	50,97	9,41	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		11,44	3,82	0,71
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		3,81	1,27	0,24
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,73	7,05	10,86
	A'v1/bande/nappe		13,87	5,59	3,42
	A'v2/bande/nappe		6,25	3,04	2,95
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		7,62	8,33	11,05
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		15,38	15,38	15,38
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		15,38	15,38	15,38
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ), bande		2*5HA14	2*5HA14	2*5HA14
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,00	6,00	6,00
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	0,982	0,713	1,097
	2,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,702	0,509	0,784
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	1,597	1,221	0,745

Tableau VI-38: Ferraillage des voiles longitudinales VL2/1, VL2/2.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,23	3,06	3,06
	L (m)		1,96	1,96	1,96
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,392	0,392	0,392
	He		3,230	3,060	3,060
h		2,88	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)		232,430	180,260	136,120
	N <sub>ser</sub> (kN)		904,09	681,24	434,26
	Vu (kN)		325,402	252,364	190,568
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		7095,000	4649,470	2324,490
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		6971,170	1870,500	1703,010
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,99	1,40	1,13
	L <sub>t</sub>		0,97	0,56	0,83
	d		0,66	0,93	0,75
	d <sub>adopté</sub>		0,49	0,28	0,41
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,49	0,28	0,41
	σ <sub>1</sub>		3485,585	935,250	851,505
	N <sub>1</sub>		507,87	78,88	105,86
N <sub>2</sub>		169,29	26,29	35,29	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		12,70	1,97	2,65
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4,23	0,66	0,88
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,95	6,94	5,24
	A'v1/bande/nappe		14,93	3,71	3,96
	A'v2/bande/nappe		6,47	2,39	2,19
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6,92	9,78	7,92
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		15,38	11,3	11,3
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		15,38	11,3	11,3
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ), bande		2*5HA14	2*5HA12	2*5HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		5,88	5,88	5,88
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ <sub>b</sub>	0,922	0,715	0,540
	2,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,659	0,511	0,386
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ <sub>bc</sub>	2,178	1,666	1,062

Tableau VI-39: Ferraillage des voiles longitudinales VL4/1, VL4/2.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,23	3,06	3,06
	L (m)		1,50	1,50	1,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,3	0,3	0,3
	He		3,230	3,060	3,060
h		2,88	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)		259,720	75,740	59,950
	N <sub>ser</sub> (kN)		851,11	668,29	421,02
	Vu (kN)		363,608	106,036	83,930
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		7018,670	3639,370	2040,670
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5287,200	1088,630	1133,730
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,86	1,15	0,96
	L <sub>t</sub>		0,64	0,35	0,54
	d		0,57	0,77	0,64
	d <sub>adopté</sub>		0,32	0,17	0,27
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,32	0,17	0,27
	$\sigma_1$		2643,600	544,315	566,865
	N <sub>1</sub>		255,56	28,20	45,55
N <sub>2</sub>		85,19	9,40	15,18	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		6,39	0,70	1,14
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2,13	0,23	0,38
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,00	2,92	2,31
	A'v1/bande/nappe		8,89	1,43	1,72
	A'v2/bande/nappe		4,63	0,96	0,96
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5,99	8,08	6,75
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		13,56	13,56	13,56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		13,56	13,56	13,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm2)		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	1,347	0,393	0,311
	2,26 Mpa	$\tau_u$	0,962	0,281	0,222
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	2,657	2,086	1,314

Tableau VI-40: Ferrailage des voiles longitudinales VL5/1.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
		hpoutre(m)		0,35	0,35
	hauteur etage (m)		3,23	3,06	3,06
	L (m)		1,00	1,00	1,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,2	0,2	0,2
	He		3,230	3,060	3,060
	h		2,88	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		99,480	143,290	129,020
	N <sub>ser</sub> (kN)		509,19	402,21	256,57
	Vu (kN)		139,272	200,606	180,628
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		8245,530	7948,710	7171,690
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		5845,530	6187,110	5093,690
	σs (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,59	0,56	0,58
	L <sub>t</sub>		0,41	0,44	0,42
	d		0,39	0,37	0,39
	d <sub>adopté</sub>		0,21	0,22	0,21
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,21	0,22	0,21
	σ <sub>1</sub>		2922,765	3093,555	2546,845
	N <sub>1</sub>		181,87	203,10	158,65
N <sub>2</sub>		60,62	67,70	52,88	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4,55	5,08	3,97
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		1,52	1,69	1,32
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,83	5,52	4,97
	A'v1/bande/nappe		5,50	6,46	5,21
	A'v2/bande/nappe		2,47	3,07	2,56
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		4,10	3,94	4,09
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	6,78
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	6,78
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ), bande		2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,00	3,00	3,00
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ <sub>b</sub>	0,774	1,114	1,003
	2,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0,553	0,796	0,717
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ <sub>bc</sub>	2,423	1,914	1,221

Tableau VI-41: Ferrailage des voiles longitudinales VL3/1, VL3/2.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		3,23	3,06	3,06
	L (m)		1,80	1,80	1,80
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,36	0,36	0,36
	He		3,230	3,060	3,060
h		2,83	2,66	2,66	
Solicitation de calcul	T(kN)		597,740	506,060	129,020
	N <sub>ser</sub> (kN)		791,66	608,37	256,57
	Vu (kN)		836,836	708,484	180,628
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		15129,350	8865,060	2470,030
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		12484,020	6920,560	1315,580
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,99	1,01	1,17
	L <sub>t</sub>		0,81	0,79	0,63
	d		0,75	0,77	0,78
	d <sub>adopté</sub>		0,41	0,39	0,31
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,41	0,39	0,31
	$\sigma_1$		6242,010	3460,280	657,790
	N <sub>1</sub>		761,94	409,59	61,72
N <sub>2</sub>		253,98	136,53	20,57	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		19,05	10,24	1,54
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		6,35	3,41	0,51
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		23,01	19,48	4,97
	A'v1/bande/nappe		24,12	15,11	2,78
	A'v2/bande/nappe		12,10	8,28	1,76
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		7,88	8,09	8,22
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,62	24,62	18,08
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,62	24,62	18,08
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ), bande		2*8HA14	2*8HA14	2*8HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6,16	6,16	5,40
	AH adopté (cm2)		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	2,583	2,187	0,557
	2,26 Mpa	$\tau_u$	1,845	1,562	0,398
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	1,994	1,533	0,663

Tableau VI-42:..Ferraillage des voiles transversales VT2/1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		3,23	3,06	3,06
	L (m)		1,50	1,50	1,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,3	0,3	0,3
	He		3,230	3,060	3,060
	h		2,83	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		321,300	190,960	137,090
	N <sub>ser</sub> (kN)		931,21	734,49	462,07
	Vu (kN)		449,820	267,344	191,926
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		12372,000	4692,900	4561,260
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		10662,930	3962,170	2185,460
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,81	0,81	1,01
	L <sub>t</sub>		0,69	0,69	0,49
	d		0,54	0,54	0,68
	d <sub>adopté</sub>		0,35	0,34	0,24
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,35	0,34	0,24
	$\sigma_1$		5331,465	1981,085	1092,730
	N <sub>1</sub>		555,29	204,06	79,64
	N <sub>2</sub>		185,10	68,02	26,55
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		13,88	5,10	1,99
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4,63	1,70	0,66
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,37	7,35	5,28
	A'v1/bande/nappe		16,97	6,94	3,31
	A'v2/bande/nappe		7,72	3,54	1,98
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5,64	5,69	7,10
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		18,46	13,56	13,56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		18,46	13,56	13,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )		2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,62	4,50	4,50
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des construction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	1,666	0,990	0,711
	2,26 Mpa	$T_u$	1,190	0,707	0,508
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	2,842	2,293	1,442

Tableau VI-43: Ferrailage des voiles transversales VT1/1, VT1/2.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
		hpoutre(m)		0,40	0,40
	hauteur etage (m)		3,23	3,06	3,06
	L (m)		1,30	1,30	1,30
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,26	0,26	0,26
	He		3,230	3,060	3,060
	h		2,83	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		252,410	150,450	113,110
	N <sub>ser</sub> (kN)		544,38	382,76	230,29
	Vu (kN)		353,374	210,630	158,354
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		14516,070	5858,320	3800,590
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		8041,690	3037,480	3350,980
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,84	0,86	0,69
	L <sub>t</sub>		0,46	0,44	0,61
	d		0,56	0,57	0,51
	d <sub>adopté</sub>		0,23	0,22	0,30
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,23	0,22	0,30
	$\sigma_1$		4020,845	1518,740	1675,490
	armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		6,99	2,53
A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2,33	0,84	1,28	
A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,72	5,79	4,35	
A'v1/bande/nappe		9,42	3,98	4,92	
A'v2/bande/nappe		4,76	2,29	2,36	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5,86	5,99	5,36
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		13,56	13,56	13,56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		13,56	13,56	13,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> ), bande		2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,90	3,90	3,90
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	$\tau_b$	1,510	0,900	0,677
	2,26 Mpa	$T_u$	1,079	0,643	0,483
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	$\sigma_{bc}$	1,942	1,365	0,821

Tableau VI-44.:Ferraillage des voiles transversales VT3/1 et VT3/2

# **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.

Dans le cas le plus général 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 s'exercer dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### VII-1-1-Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

### VII-1-2-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie

### VII-1-3-Pré-dimensionnement des semelles :

- \* **Semelles isolées sous poteaux** :

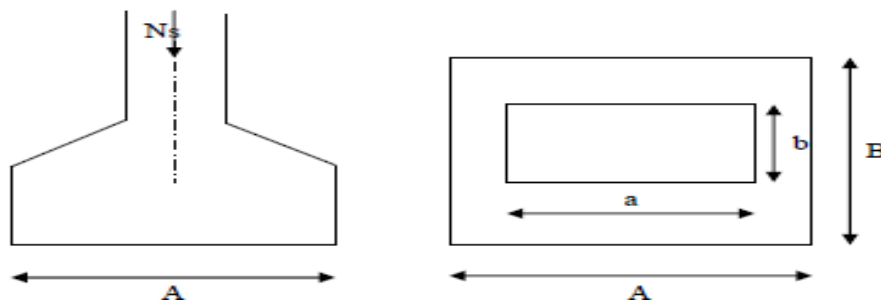
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{S_{max}}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \quad \rightarrow \quad \frac{50}{50} = 1$$

$$\text{D'ou: } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$



**Figure VII.1 :** Pré-dimensionnement de la semelle isolée sous poteaux.

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1134,63 \text{KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0,2 \text{MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1134,63}{200}} = 2,38 \text{m}$$

Donc :  $A=B= 3\text{m}$ .

#### VII-1-4-Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut tenter l'alternative des semelles filantes.

#### VII-2-Semelles filantes :

##### VII-2-1-Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

**B** : La largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle sous voile.

**G, Q** : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol ( $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
V11/1	873,60	2,4	1,82	4,368
V11/2	1301,7	2,4	2,71	6,504
V11/3	1139,7	2,4	2,37	5,688
V12/1	675,53	2	1,68	3,360
V12/2	644,49	2	1,61	3,220
V13/1	509,19	1	2,55	2,55
V13/2	459,93	1	2,30	2,30
V14/1	904,09	1,96	2,30	4,508
V14/2	801,96	1,96	2,05	4,018
V15/1	851,11	1,5	2,83	4,245
			<b>ΣS</b>	<b>40,661</b>

**Tableau VII-1:** Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinales).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1/1	773,37	1,5	2,58	3,87
VT1/2	931,21	1,5	3,10	4,65
VT1/3	501,64	1,5	1,67	2,50
VT2/1	791,66	1,8	2,20	3,96
VT3/1	544,38	1,3	2,09	2,71
VT3/2	439,07	1,3	2,09	2,19
			<b>ΣS</b>	<b>19,89</b>

**Tableau VII-2:** Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$S_V = \sum S_i = 60.6\text{m}$  Avec :

$S_V$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

### VII-2-2-Semelles filantes sous poteaux :

#### \* Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs

Centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges

Agissantes sur la semelle.

**a. Etape du calcul :**

-Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .

-Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

-Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec :

L : longueur du bâtiment.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

**c. Exemple de calcul :**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>s</sub> . e <sub>i</sub> (KN.m)
1	823,52	1,370	7,625	6279,34
2	1050,05	7,676	4,275	4488,96
3	974,41	-3,052	1,025	998,77
4	766,31	6,353	-2,225	-1705,03
5	560,12	-0,502	-7,625	-4270,91
<b>Total</b>	4174,41	11,84	/	5791,13

**Tableau VII-3:** Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle

$$e = \frac{5791,13 + 11,84}{4174,41} = 1,39m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 1,39 \leq \frac{L}{6} = \frac{15,65}{6} = 2,60m \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4174,41}{15,65} \left(1 - \frac{6 \times 1,39}{15,65}\right) = 125,61 \text{ kn/m}$$

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4174,41}{15,65} \left(1 + \frac{6 \times 1,39}{15,65}\right) = 407,85 \text{ kn/m}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4174,41}{15,65} \left(1 + \frac{3 \times 1,39}{15,65}\right) = 356,12 \text{ kn/m}$$

#### d. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{356,12}{200} = 1,78m$$

**On prend B = 1,8m.**

On aura donc, la surface de la semelle filante sous poteaux égale à :  $S_p = S \times n$

Avec :

n : nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 1,8 \times 15,65 \times 5 = 140,85, m^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S_p + S_v$

$$S_t = 140,85 + 60,6 = 201,45 m^2$$

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 25,10 \times 15,65 = 392,81m^2$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{201,45}{392,81} = 0,51 \rightarrow 51,28\%$$

La surface totale des semelles représente 51% de la surface du bâtiment.

#### VII-2-3-Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupent ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier.

**VII-3-Etude du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation 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.

**VII-3-1-Pré-dimensionnement du radier :****1. Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25cm$ )

**2. Selon la condition forfaitaire :**

**-Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$h$  : épaisseur du radier.

$L_{max}$  : Distance entre deux voiles successifs.

Avec :  $L_{max} = 5,4m$

$$\frac{540}{8} \leq h \leq \frac{540}{5} \rightarrow 67,5 \leq h \leq 108$$

On prend :  **$h = 100cm$ .**

**-Sous poteaux :**

**➤ La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{540}{20} = 27cm \rightarrow \text{on prend } h_d = 30 cm$$

$$h_d \geq \frac{540}{20} = 27cm \rightarrow \text{on prend } h_d = 30 cm$$

**➤ La nervure :**

La nervure (poutre) du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm} \rightarrow h_n = 120 \text{ cm}$$

➤ **Dalle flottante:**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{540}{50} \leq h_t \leq \frac{540}{40} \rightarrow 10,8 \leq h_t \leq 13,5 \quad \text{soit : } h_t = 12 \text{ cm}$$

**3) Condition de longueur d'élasticité :**

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$$

Avec :

**L<sub>e</sub>** : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

**K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K=40MPa pour un sol moyen.

**I** : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

**E** : Module de déformation longitudinale déferée E = 10818,86 MPa.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5,4}{3,14}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,15 \text{ m}$$

On opte : **h = 120 cm**

Et la largeur égale à :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 120 \leq b_n \leq 0,7 \times 120 \rightarrow 48 \leq b_n \leq 84$$

On opte : **b<sub>n</sub> = 50 cm**

**Remarque :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant pour le radier :

**h<sub>d</sub> = 30 cm** : Hauteur de la dalle du radier.

**h<sub>t</sub> = 12 cm** : Hauteur de la dalle flottante.

**b<sub>n</sub> = 50 cm** : Largeur de la nervure.

$h_n = 120 \text{ cm}$  : Hauteur de la nervure

**Calcul de la surface nécessaire du radier :**

Charge du bâtiment :  $G_{bat} = 33478,81 \text{ KN}$ .

Charge d'exploitation :  $Q = 5761,37 \text{ KN}$ .

**Combinaison d'actions :**

A l'ELU :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 53838,44 \text{ KN}$ .

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 39240,18 \text{ KN}$ .

**Détermination de la surface du radier :**

A l'ELU :

$$S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{sol}} = \frac{53838,44}{1,33 \times 200} = 202,40 \text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{39240,18}{200} = 196,20 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 392,81 \text{ m}^2 \geq \text{Max}(S1 ; S2) = 202,90 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}, 30\right) = 60 \text{ cm}$$

Avec :  $h$  : hauteur de la nervure.

Soit un débord de  $L_{deb} = 60 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{deb} = P_{deb} \times L_{deb} = 2 \times 0,6 \times (25,10 + 15,65) = 48,9 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{deb} = 392,81 + 48,9 = 441,71 \text{ m}^2$$

**VII-4-Détermination des efforts à la base du radier**➤ **Poids de la dalle :**

$$G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 441,71 \times 0,3 \times 25 = 3312,825 \text{ kn}$$

➤ **Poids de la nervure :****-Longueur de la nervure :**

$$L = (L_x \times n) + (L_y \times m) = (25,10 \times 5) + (15,65 \times 8) = 250,7m$$

**-Poids de la nervure :**

$$G_{nervure} = [b_n \times (h_n - h_d) \times L] \times \rho_b$$

$$G_{nervure} = [0,5 \times (1,2 - 0,3) \times 250,7] \times 25 = 2820,375Kn.$$

➤ **Poids de la TVO :**

$$G_{TVO} = [(S_{rad} - S_{ner})] \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$G_{rad} = [441,81 - (250,7 \times 0,5)] \times (1,2 - 0,3) \times 17 = 4840,30kn$$

➤ **Poids de la dalle flottante libre :**

$$G_{df} = [441,81 - (250,7 \times 0,5)] \times 0,12 \times 25 = 949,08kn$$

$G_{rad}$  = Poids de la dalle + poids de la nervure + Poids de T.V.O + poids de la dalle flottante.

$$G_{rad} = 3312,82 + 2820,37 + 4840,30 + 949,08 = 11922,57 \text{ kn}$$

**Poids total de l'ouvrage :**

$$\text{Poids du bâtiment : } G_{bat} = 33478,81kn$$

**- Charge permanente apportée sur le radier  $G_{tot}$ :**

$$G_{tot} = G(\text{superstructures}) + G(\text{infrastructure}) = 33478,81 + 11922,57 = 45401,38 \text{ Kn.}$$

**-Charge d'exploitation totale  $Q_{tot}$ :**

$$Q_{tot} = Q(\text{superstructures}) + Q(\text{infrastructure}) = 5761,37 + (1,5 \times 441,71) = 6423,93 \text{ KN.}$$

➤ **Combinaison d'actions :****-A l'état limite ultime :**

$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q = 70927,76kn.$$

-A l'état limite de service :

$$N_s = G + Q = 51825,31 \text{ kn}$$

-A l'état sismique :

$$N_a = G + 0,2Q = 46686,16 \text{ kn}$$

❖ **Vérifications de la contrainte de cisaillement (BAEL91/Art A.5.1.211) :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$$

$$T_u^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{70927,76 \times 1 \times 5,4}{441,71 \times 2} = 433,55 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{433,55 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,60 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la stabilité du radier :**

a) **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12,55 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7,82 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

b) **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25,10 \times 15,65^3}{12} = 8017,43 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{15,65 \times 25,10^3}{12} = 20623,11 \text{ m}^4$$

La stabilité de radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort Normal (N) du aux charges verticales.

Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure.

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne.

On doit vérifier que :

➤ **ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} v$$

**-Sens longitudinal xx :**

**A l'ELU :**  $N_u = 70927,76 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{70927,76}{441,71} = 160,57 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{70927,76}{441,71} = 160,57 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 160,57 + 160,57}{4} = 160,57 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = 160,57 \text{ kn/m}^2 \leq 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ kn/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

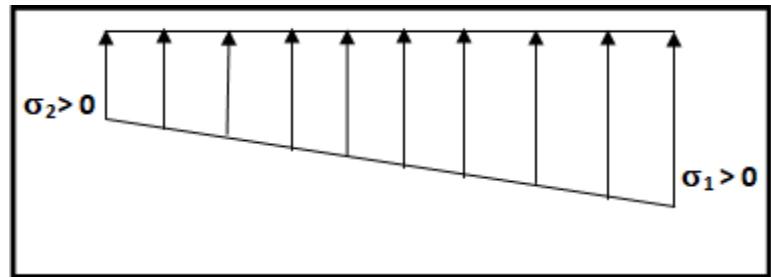


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes.

A l'ELS :  $N_s = 51825,31$  KN.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{51825,32}{441,71} = 117,32 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{51825,32}{441,71} = 117,32 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 117,31 + 117,32}{4} = 117,32 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = 117,32 \text{ kn/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kn/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'état sismique :  $N_a = 46686,16$  KN.

$$M_{ox} = 62196,61 \text{ kn.m} \quad ; \quad T_{ox} = 2940,87 \text{ kn}$$

$$M_x = M_{ox} + T_{ox} \times h = 62196,61 + 2940,87 \times 1,2 = 65725,65 \text{ kn/m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_a}{\sigma_{sol}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \nu = \frac{46686,61}{441,71} + \frac{65725,65}{20623,11} \times 12,55 = 145,69 \text{ kn/m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_a}{\sigma_{sol}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \nu = \frac{46686,61}{441,71} - \frac{65725,65}{20623,11} \times 12,55 = 65,69 \text{ kn/m}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 145,69 + 65,69}{4} = 125,69 \text{ kn/m}$$

$$\sigma_m = 125,69 \text{ kn/m}^2 \leq 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ kn/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Sens longitudinal yy :

A l'ELU :  $N_u = 70927,76$  KN.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{70927,76}{441,71} = 160,57 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{70927,76}{441,71} = 160,57 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 160,57 + 160,57}{4} = 160,57 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = 160,57 \text{ kn/m}^2 \leq 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ kn/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :  $N_s = 51825,31$  KN.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} = \frac{51825,32}{441,71} = 117,32 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{51825,32}{441,71} = 117,32 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 117,31 + 117,32}{4} = 117,32 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_m = 117,32 \text{ kn/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ kn/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'état sismique :**  $N_a = 46686,16 \text{ KN}$ .

$$M_{oy} = 59210,43 \text{ kn.m} \quad ; \quad T_{oy} = 2840,84 \text{ kn}$$

$$M_y = M_{oy} + T_{oy} \times h = 59210,43 + 2840,84 \times 1,2 = 62619,44 \text{ kn/m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_a}{\sigma_{sol}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \quad v = \frac{46686,61}{441,71} + \frac{62619,44}{8017,43} \times 7,825 = 165,80 \text{ kn/m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_a}{\sigma_{sol}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \quad v = \frac{46686,61}{441,71} - \frac{62619,44}{8017,43} \times 7,825 = 44,57 \text{ kn/m}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 165,80 + 44,57}{4} = 135,49 \text{ kn/m}$$

$$\sigma_m = 135,49 \text{ kn/m}^2 \leq 1,33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ kn/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en

Vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

**P :** Poids total à la base du radier,  $P = 34631,08 \text{ KN}$ .

**F<sub>s</sub> :** Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement  $F_s = 1,5$ .

**γ :** Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^2$ ).

**Z :** Profondeur de l'infrastructure ( $Z = 1,2 \text{ m}$ ).

**S :** Surface du radier, ( $S = 441,71 \text{ m}^2$ )

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1,2 \times 441,71 = 7950,78 \text{ kn}$$

Donc :  $P = 34631,08 \text{ KN} > 7950,78 \text{ KN}$ .  $\longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

$\longrightarrow$  Pas de risque de soulèvement.

**VII-5-Ferraillage du radier :**

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

### VII-5-1-Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considéra le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

On distingue deux cas :

#### 1<sup>er</sup> cas :

Si :  $\rho < 0.40 \rightarrow$  La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{ox} = q_u \times \frac{l_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

#### 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $0.40 < \rho \leq 1 \rightarrow$  Les deux flexions interviennent, les moments développés au Centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = q_u \times U_x \times l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = U_y \times M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x ; \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

#### **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser

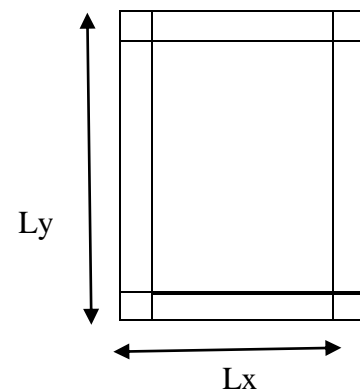
Le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en

Considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### **-Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,8}{5,4} = 0,70$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons 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 :  $\sigma_m = 160,57 \text{ KN/m}^2$ .
- La contrainte moyenne max à l'ELS :  $\sigma_m = 117,32 \text{ KN/m}^2$ .

A l'ELU :

$$q_u = \sigma_m(Elu) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1ml = 160,57 - \frac{11922,57}{441,71} = 133,57 \text{ kn/m}^2$$

A l'ELS:

$$q_s = \sigma_m(ElS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \times 1ml = 117,32 - \frac{11922,57}{441,71} = 90,32 \text{ kn/m}^2$$

### VII-5-2-Calcul à l'ELU :

Evaluations des moments  $M_x, M_y$

$$v = 0, \rho = 0,70 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0683 \\ U_y = 0,436 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_{ox} = U_x \times q_u \times lx^2 = 0,0683 \times 133,57 \times (3,8)^2 = 131,73 \text{ kn. m}$$

$$M_{oy} = U_y \times M_{ox} = 0,436 \times 131,73 = 57,43 \text{ kn. m}$$

### Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ces appuis :

-Moment en travée :  $0.75M_{ox}$  ou  $0.75M_{oy}$

-Moment sur appuis :  $0.5M_{ox}$  ou  $0.5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement Partiel :

-Moment en travée :  $0.85M_{ox}$  ou  $0.85M_{oy}$

-Moment sur appuis de rive :  $0.3M_{ox}$  ou  $0.3M_{oy}$

-Moment sur appuis intermédiaire :  $0.5M_{ox}$  ou  $0.5M_{oy}$

### ❖ Moment sur appui :

$$M_x^a = 0,5 \times 131,73 = 65,86 \text{ kn. m}$$

$$M_y^a = 0,5 \times 57,43 = 28,715 \text{ kn. m}$$

❖ **Moment en travée**

$$M_x^t = 0,75 \times 131,73 = 98,80 \text{ kn.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times 57,43 = 43,07 \text{ kn.m}$$

**-Ferrailage longitudinal suivant le sens x-x :**➤ **Sur appuis :**

$$U_x^a = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65,86 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0,967.$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{65,86 \times 10^3}{0,967 \times 27 \times 348} = 7,24 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e = 10cm**.

➤ **En travée :**

$$U_x^t = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{98,80 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,095 < 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0,949.$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{98,80 \times 10^3}{0,949 \times 27 \times 348} = 11,08 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA14 = 12,31cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e = 10cm**.

**-Ferrailage longitudinal suivant le sens y-y :**➤ **Sur appuis :**

$$U_y^a = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28,71 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0,986.$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{28,71 \times 10^3}{0,986 \times 27 \times 348} = 3,09 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e = 10cm**.

➤ **En travée :**

$$U_y^t = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43,07 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0,979.$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{43,07 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 4,68 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA12 = 9,05 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **e = 10 cm**

### VII-5-3-Vérification de la condition de non fragilité :

#### ✓ Vérification de la condition de non fragilité :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont Déterminées à partir d'un pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de Leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \left( \frac{3-\rho}{2} \right)$$

Avec :

$\rho_0$ : Pourcentage d'acier minimal règlementaire ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les **HA FeE400**).

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left( \frac{3-0,70}{2} \right) = 2,76 \text{ cm}^2$$

#### • Armatures parallèles à Lx :

$$\text{En appuis: } A_u^a = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En travée: } A_u^t = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### • Armatures parallèles à Ly :

$$\text{En appuis: } A_u^a = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En travée: } A_u^t = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ✓ Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous :

#### • Sens x-x :

$$S_t \leq \min(3h ; 33[\text{cm}]) \rightarrow S_t \leq \min(90,33)$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### • Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45[\text{cm}]) \rightarrow S_t \leq \min(120,45)$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VII-5-4-Vérifications à l'ELS :**

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

**Evaluations des moments  $M_x, M_y$** 

$$v = 0,2, \quad \rho = 0,70 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0743 \\ U_y = 0,585 \end{cases}$$

$$q_s = 90,32 \text{ kn/m}^2$$

$$M_{ox} = U_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0743 \times 90,32 \times (3,8)^2 = 96,90 \text{ kn.m}$$

$$M_{oy} = U_y \times M_{ox} = 0,585 \times 96,90 = 56,86 \text{ kn.m}$$

**❖ Moment sur appui :**

$$M_x^a = 0,5 \times 96,90 = 48,45 \text{ kn.m}$$

$$M_y^a = 0,5 \times 56,86 = 28,43 \text{ kn.m}$$

**❖ Moment en travée**

$$M_x^t = 0,75 \times 96,90 = 72,675 \text{ kn.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times 56,86 = 42,645 \text{ kn.m}$$

**➤ Vérification des contraintes dans le béton :****• Sens x-x :****-Aux appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta \times d \times A_{st}} ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 27} = 0,335 \rightarrow \rho = 0,335 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0,910 \\ K_1 = 40,56 \end{cases}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{48,45 \times 10^3}{0,910 \times 27 \times 9,05} = 217,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_1}{K_1} = \frac{217,89}{40,56} = 5,37 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-En travée :**

$$\text{On a: } \rho = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 12,31}{100 \times 27} = 0,456 \rightarrow \rho = 0,456 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{72,67 \times 10^3}{0,898 \times 27 \times 9,05} = 243,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_1}{K_1} = \frac{243,47}{34,02} = 7,15 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**

**-Aux appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_{3a}^{ser}}{\beta \times d \times A_{st}} ; \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a: } \rho = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 27} = 0,335 \rightarrow \rho = 0,335 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,910 \\ K_1 = 40,56 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{28,43 \times 10^3}{0,910 \times 27 \times 9,05} = 127,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_1}{K_1} = \frac{127,85}{40,56} = 3,15 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-En travée :**

$$\text{On a: } \rho = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 27} = 0,335 \rightarrow \rho = 0,335 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,910 \\ K_1 = 40,56 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{42,64 \times 10^3}{0,910 \times 27 \times 9,05} = 191,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_1}{K_1} = \frac{191,78}{40,56} = 4,72 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

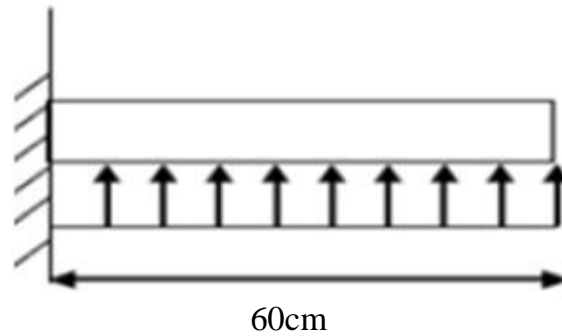


Figure VII-3 : Schéma statique du débord.

#### VII-5-5-Sollicitation de calcul :

-A L'ELU :  $q_u = 133,57 \text{ KN/m}^2$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{133,57 \times 0,6^2}{2} = 24,04 \text{ kn.m}$$

-A L'ELS:  $q_s = 90,32 \text{ KN/m}^2$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{90,32 \times 0,6^2}{2} = 16,25 \text{ kn.m}$$

#### XI-5-6-Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$ ;  $d = 27 \text{ cm}$ ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$U_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24,04}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,023 < U_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$U_u = 0,023 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24,04 \times 10^3}{0,988 \times 27 \times 348} = 2,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement  **$s_t = 25 \text{ cm}$**

#### XI-5-7-Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \rightarrow \text{Soit: } \mathbf{2HA12 = 2. 26 \text{ cm}^2/\text{ml}} \text{ avec un espacement de } \mathbf{20\text{cm}}.$$

**VII-5-8-Vérification à l'ELS :**

$$\text{On a: } \rho_1 = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167 \rightarrow \rho = 0,167 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,934 \\ K_1 = 60,76 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{16,25 \times 10^3}{0,934 \times 27 \times 4,52} = 142,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{142,56}{60,76} = 2,34 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 142,56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord. Le ferrailage du débord sera Continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau Des appuis).

**VII-6-Calcul des nervures :**

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, Soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types 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 (largeur Lm), et le même effort tranchant (largeur Lt) que le Diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

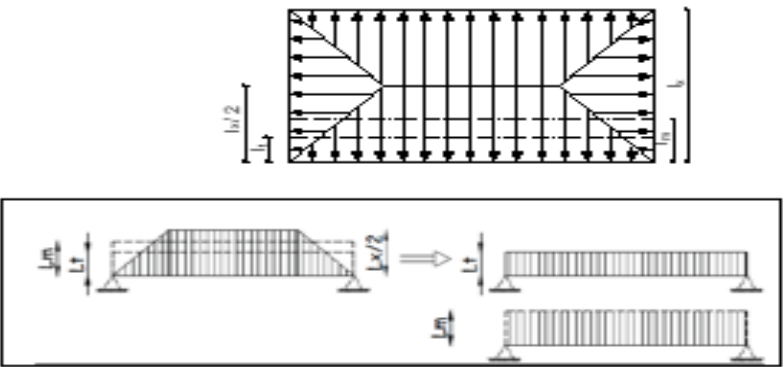
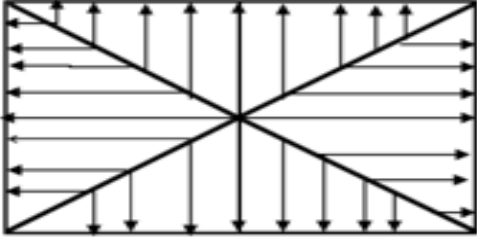
Schéma	Sollicitation
	<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
	<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

Tableau VII-4 : Répartitions simplifiée des chargements.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> Cas : Chargement triangulaires :**

Moment fléchissant :  $L_m = 0,333 \times L_x$ .

Moment fléchissant :  $L_m = 0,333 \times L_x$ .

**2<sup>eme</sup> Cas : Chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant :  $L_m = l_x \times \left( 0,5 - \frac{p_x^2}{6} \right)$

Moment fléchissant :  $l_t = l_x \times \left( 0,5 - \frac{p_x}{4} \right)$

-Calcul a l'ELU :

❖ Sens longitudinal :

Travée	panneau	Lx (m)	Ly (m)	$\rho_x$	$q_u$ KN/m <sup>2</sup>	Lm (m)	Lt (m)	Pm (KN/m)	Pt g (KN/m)	$\sum P_m$ KN/m	$\sum P_t$ KN/m
AB	1	3,25	3,65	0,89	133,57	1,20	0,90	160,28	120,21	323,23	241,75
	2	3,65	5,4	0,67	133,57	1,22	0,91	162,95	121,54		
BC	1	2,4	3,25	0,73	133,75	0,80	0,60	106,85	80,14	213,7	160,28
	2	2,4	5,4	0,44	133,75	0,80	0,60	106,85	80,14		
CD	1	3,25	3,5	0,92	133,75	1,08	0,81	144,25	108,19	300,52	128,35
	2	3,5	5,4	0,64	133,75	1,17	0,88	156,27	117,54		
DE	1	3,25	3,80	0,85	133,75	1,23	0,93	164,29	124,22	333,92	251,11
	2	3,80	5,4	0,70	133,75	1,27	0,95	169,63	126,89		
EF	1	3,20	3,25	0,98	133,75	1,07	0,80	142,91	106,85	285,82	213,7
	2	3,25	3,35	0,95	133,75	1,07	0,80	142,91	106,85		
FG	1	3,25	3,65	0,89	133,75	1,19	0,90	159,61	120,21	321,22	241,75
	2	3,35	3,65	0,91	133,75	1,21	0,91	161,61	121,54		
GH	1	3,25	4,5	0,72	133,75	1,34	1,04	178,98	138,91	360,36	279,15
	2	3,35	4,5	0,74	133,75	1,36	1,05	181,65	140,24		

Tableau VII-5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

-Sens transversal :

Travée	panneau	Lx (m)	Ly (m)	$\rho_x$	$q_u$ KN/m <sup>2</sup>	Lm (m)	Lt (m)	Pm (KN/m)	Pt g (KN/m)	$\sum P_m$ KN/m	$\sum P_t$ KN/m
AB	1	3,50	5,40	0,64	133,57	1,51	1,19	201,69	158,94	414,06	324,56
	2	3,80	5,40	0,70	133,57	1,59	1,24	212,37	165,62		
BC	1	3,25	3,50	0,92	133,75	1,08	0,81	144,25	108,19	288,5	216,38
	2	3,25	3,80	0,85	133,75	1,08	0,81	144,25	108,19		
CD	1	3,25	3,50	0,92	133,75	1,08	0,81	144,25	108,19	288,5	216,38
	2	3,25	3,80	0,85	133,75	1,08	0,81	144,25	108,19		
DE	1	3,35	3,50	0,10	133,75	1,12	0,84	149,59	112,19	299,58	224,38
	2	3,35	3,80	0,88	133,75	1,12	0,84	149,59	112,19		

Tableau VII-6 : valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure suivant YY.

✓ Détermination des sollicitations :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

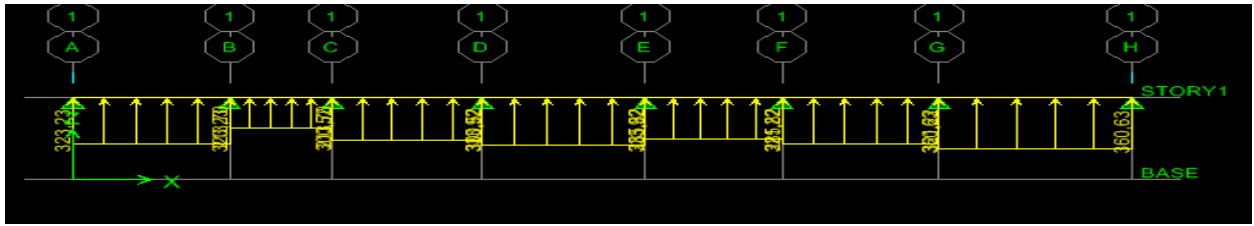


Figure VII-4: Chargement simplifié pour les moments fléchissant à l'ELU (sens x-x)

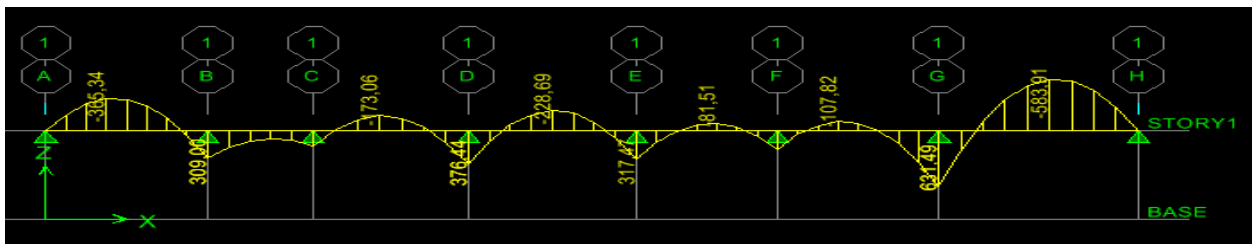


Figure VII-5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

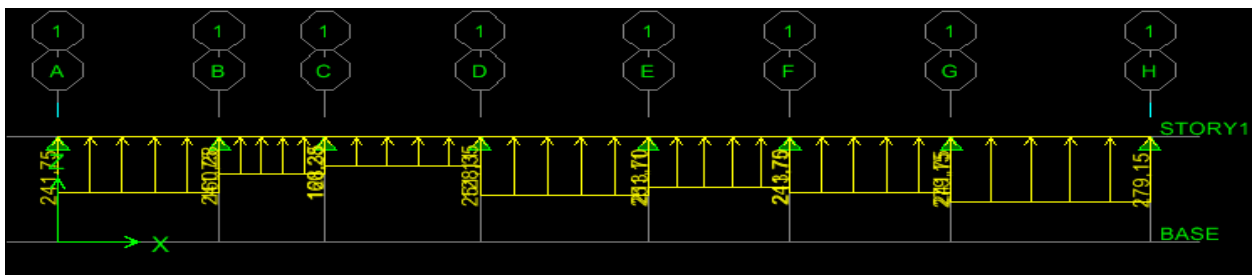


Figure VII-6: Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

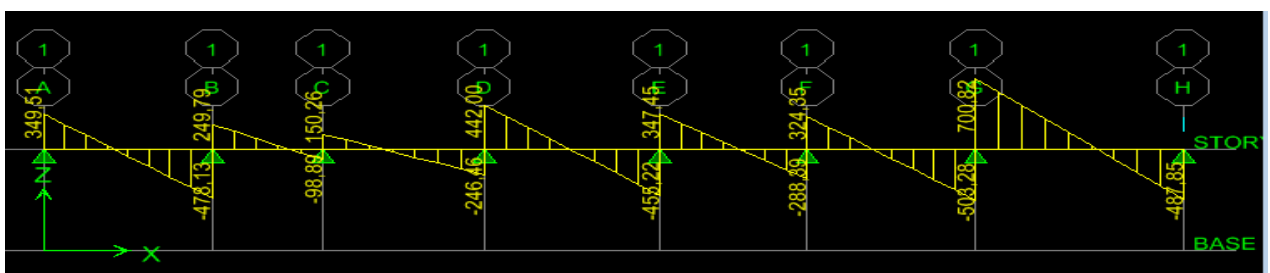


Figure VII-7: Diagramme des efforts tranchant à ELU (sens longitudinal).

-ELS :

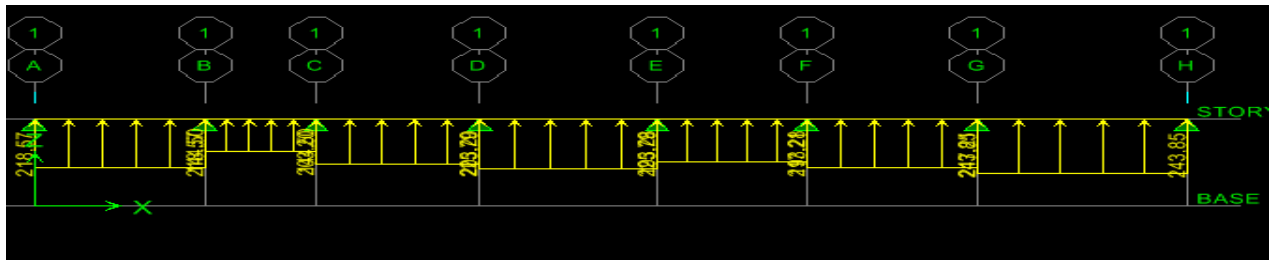


Figure VII-8: Chargement simplifié pour les moments fléchissant à l'ELS (sens x-x)

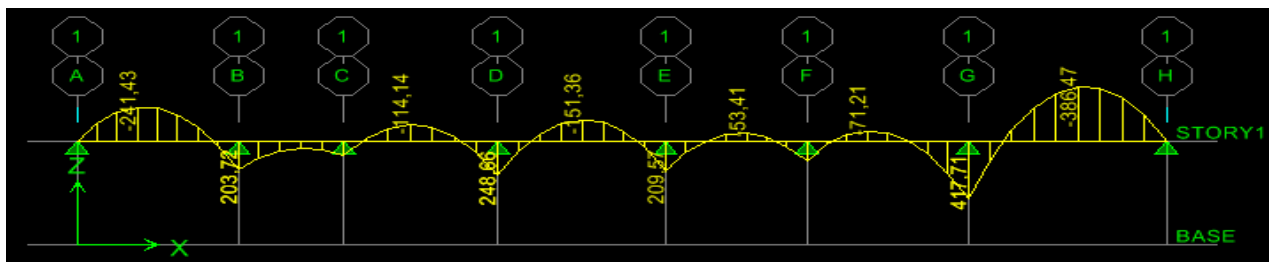


Figure VII-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

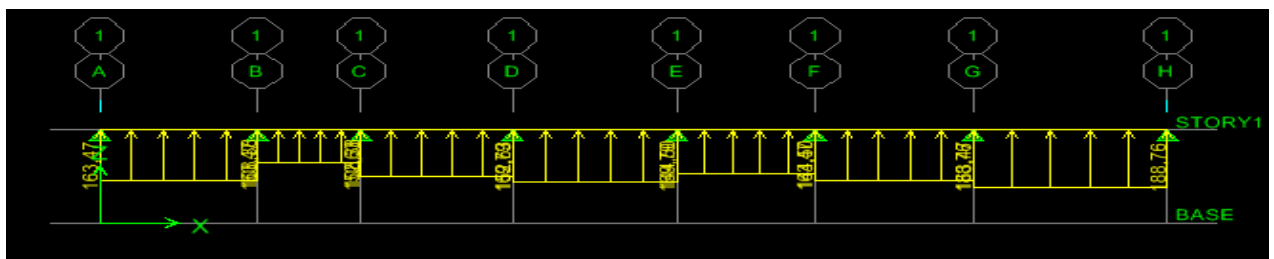


Figure VII-10 : Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

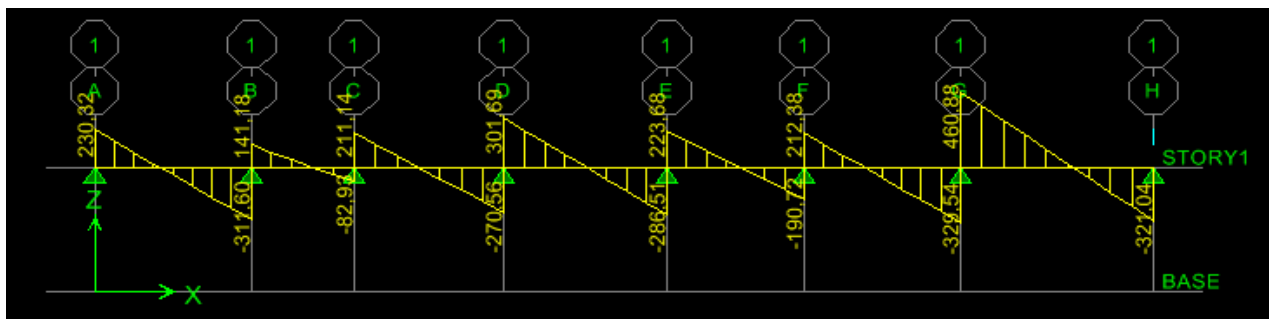


Figure VII-11 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens longitudinal).

❖ Sens transversal :

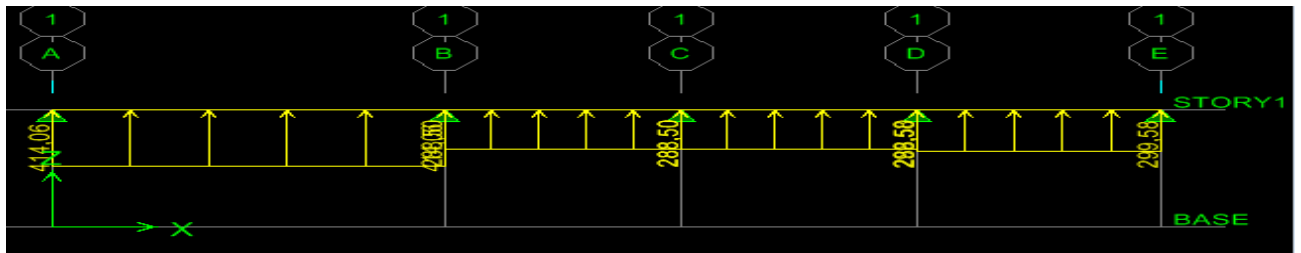


Figure VII-12: Chargement simplifié des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

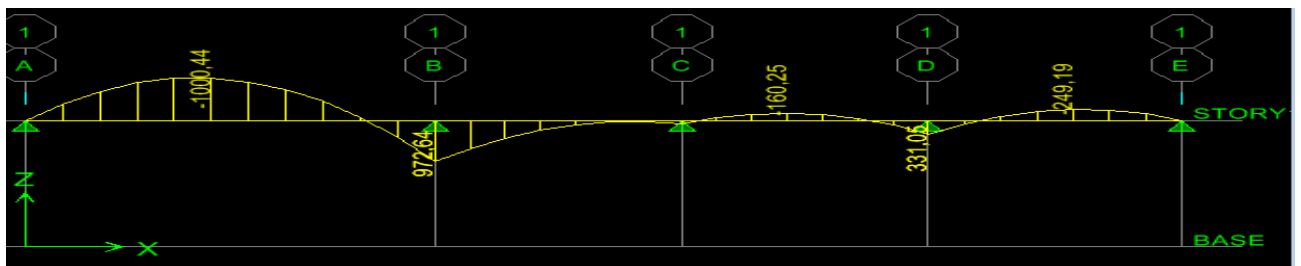


Figure VII-13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

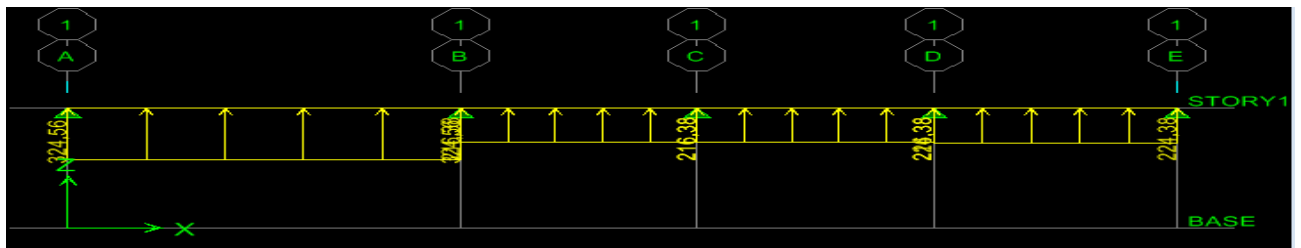


Figure VII-14 : Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).

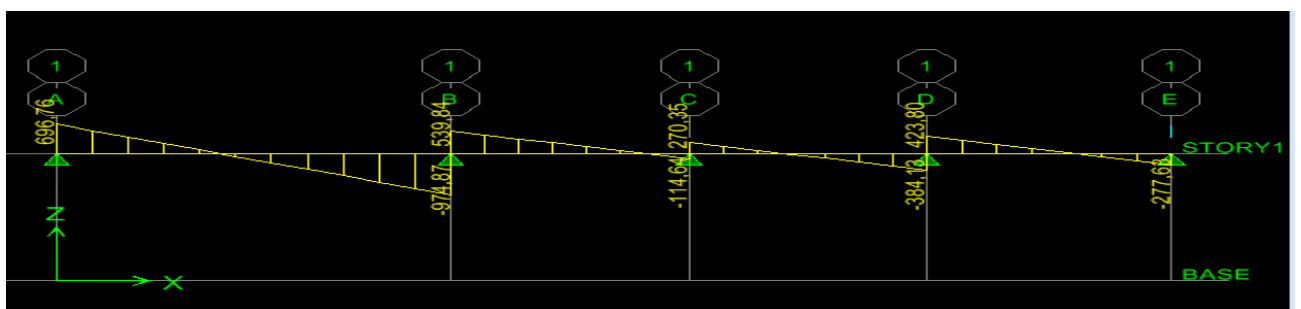


Figure VII-15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).

✓ ELS :

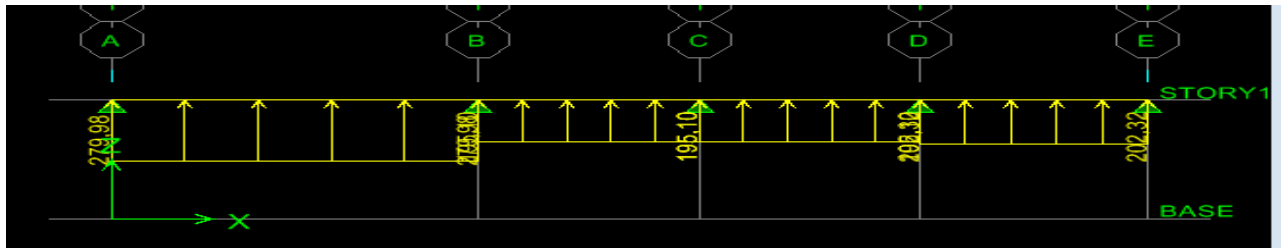


Figure VII-16: Chargement simplifié des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

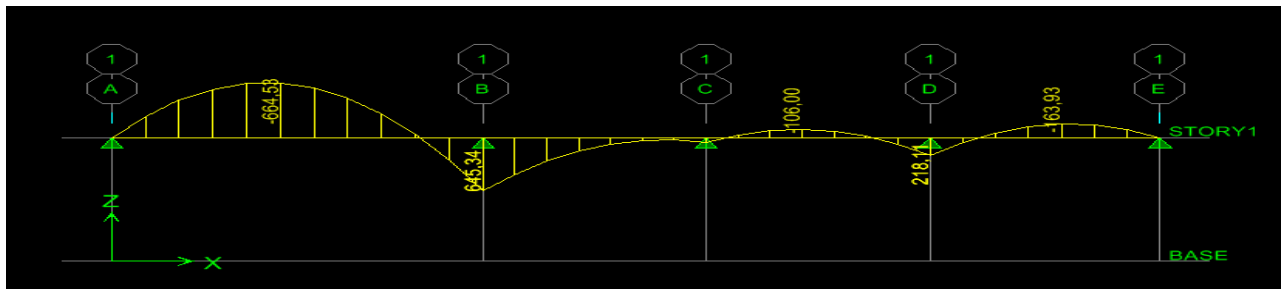


Figure VII-17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

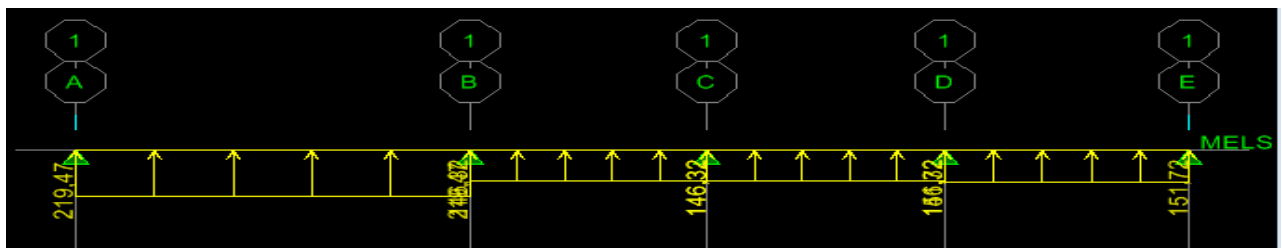


Figure VII-18 : Chargement simplifié pour les efforts tranchant à l'ELS (sens transversal).

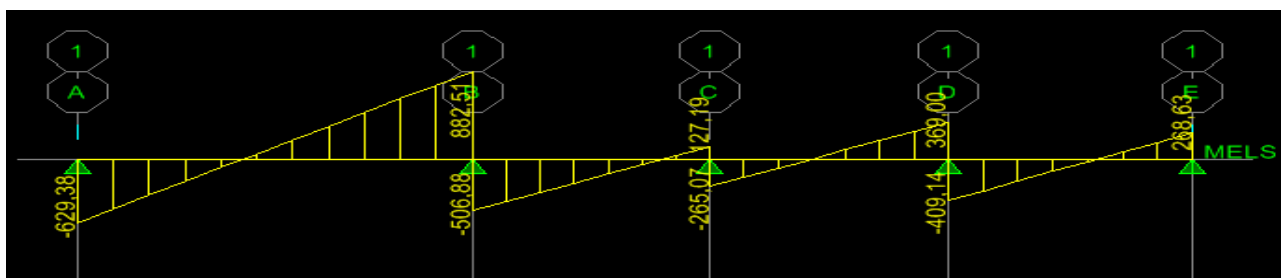


Figure VII-19 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).

## VII-7-Ferraillage de la nervure :

Les efforts internes dans les nervures :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{max}(kn.m)$	631,22	417,71	972,64	664,53
$M_t^{max}(kn.m)$	583,53	386,47	1000,4	645,34
$T_{max}(kn)$	700,82	460,88	974,87	882,51

Tableau VII-7 : Les efforts internes dans les nervures.

## ❖ Armatures longitudinales :

$$h_n = 120cm, b_n = 50cm, d = 117cm, f_{bc} = 14,2MPa, \sigma_{st} = 348MPa$$

## • Aux appuis :

$$U_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{631,22 \times 10^3}{50 \times 117^2 \times 14,2} = 0,064 < U_e = 0,392 \rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{631,22 \times 10^3}{0,967 \times 117 \times 348} = 16,03cm^2$$

$$U_u = 0,064 \rightarrow \beta = 0,967$$

Soit : **4HA16+4HA16 = 16,08cm<sup>2</sup>**

## • En travée :

$$U_u = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{583,53 \times 10^3}{50 \times 117^2 \times 14,2} = 0,060 < U_e = 0,392 \rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{583,53 \times 10^3}{0,969 \times 117 \times 348} = 14,79cm^2$$

$$U_u = 0,060 \rightarrow \beta = 0,969$$

Soit : **4HA16 +4HA16 = 16,08 cm<sup>2</sup>**

## ❖ Armatures transversales :

$$h_n = 120\text{cm}, b_n = 50\text{cm}, d = 117\text{cm}, f_{bc} = 14,2\text{MPa}, \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

## • Aux appuis :

$$U_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{972,64 \times 10^3}{50 \times 117^2 \times 14,2} = 0,100 < U_e = 0,392 \rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$U_u = 0,100 \rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{972,64 \times 10^3}{0,947 \times 117 \times 348} = 25,22\text{cm}^2$$

Soit : **5HA20 + 4HA16 = 25,75 cm<sup>2</sup>.**

## • En travée :

$$U_u = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1000,4 \times 10^3}{50 \times 117^2 \times 14,2} = 0,102 < U_e = 0,392 \rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$U_u = 0,102 \rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1000,4 \times 10^3}{0,946 \times 117 \times 348} = 25,97\text{cm}^2$$

Soit : **5HA20 + 4HA20 = 28,26cm<sup>2</sup>.**

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M <sub>u</sub>	μ	Obs	β	A	Choix d'armature	A <sub>adop</sub>
X-X	Travée	583,53	0.060	SSA	0.969	14,79cm <sup>2</sup>	4HA16+4HA16	16.08cm <sup>2</sup>
	Appui	631,22	0.064	SSA	0.967	16,03cm <sup>2</sup>	4HA16+4HA16	16.08cm <sup>2</sup>
Y-Y	Travée	1000,4	0.102	SSA	0.946	25,97cm <sup>2</sup>	5HA20+4HA20	28,26cm <sup>2</sup>
	Appui	972,64	0,100	SSA	0.947	25,22cm <sup>2</sup>	5HA20+4HA16	25,75cm <sup>2</sup>

**Tableau VII-8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.**

-Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91 modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :  
 $\varphi_t \geq \frac{\varphi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66mm \rightarrow \text{soit } \varphi_t = 8mm$

-Espacement des armatures :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_e\right) = \min\left(\frac{120}{4}, 12 \times 2\right) = 24cm \text{ soit } \rightarrow S_t = 10cm$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60cm \rightarrow \text{soit } S_t = 20cm$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5cm^2$$

$$A_{min}=1.5cm^2 \text{ soit } A_t=4HA10=3.14cm^2$$

a)Vérification à l'ELU :

- ✓ Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 117 \times \frac{2,1}{400} = 7,06cm^2$$

Sens longitudinal :

- Aux appuis :

$$A_a = 16,08cm^2 \geq A_{min} = 7,06cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travées :

$$A_t = 16,08cm^2 \geq A_{min} = 7,06cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

- Aux appuis :

$$A_a = 25,75cm^2 \geq A_{min} = 7,06cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travées :

$$A_t = 28,26cm^2 \geq A_{min} = 7,06cm^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2,5MPa$$

- Sens longitudinal :  $T_U^{max} = 700,82kn$

$$\tau_u = \frac{700,82 \times 10^3}{500 \times 1170} = 1,19MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :  $T_U^{max} = 974,87kn$

$$\tau_u = \frac{974,87 \times 10^3}{500 \times 1170} = 1,66MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### b) Vérification à l'ELS :

- ✓ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

- ✓ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

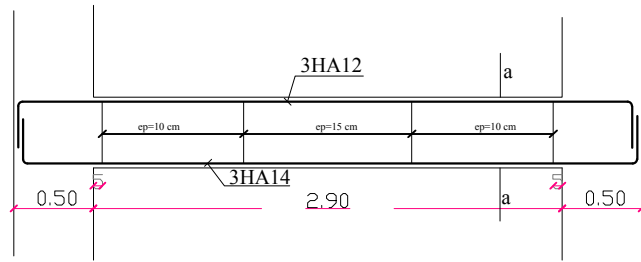
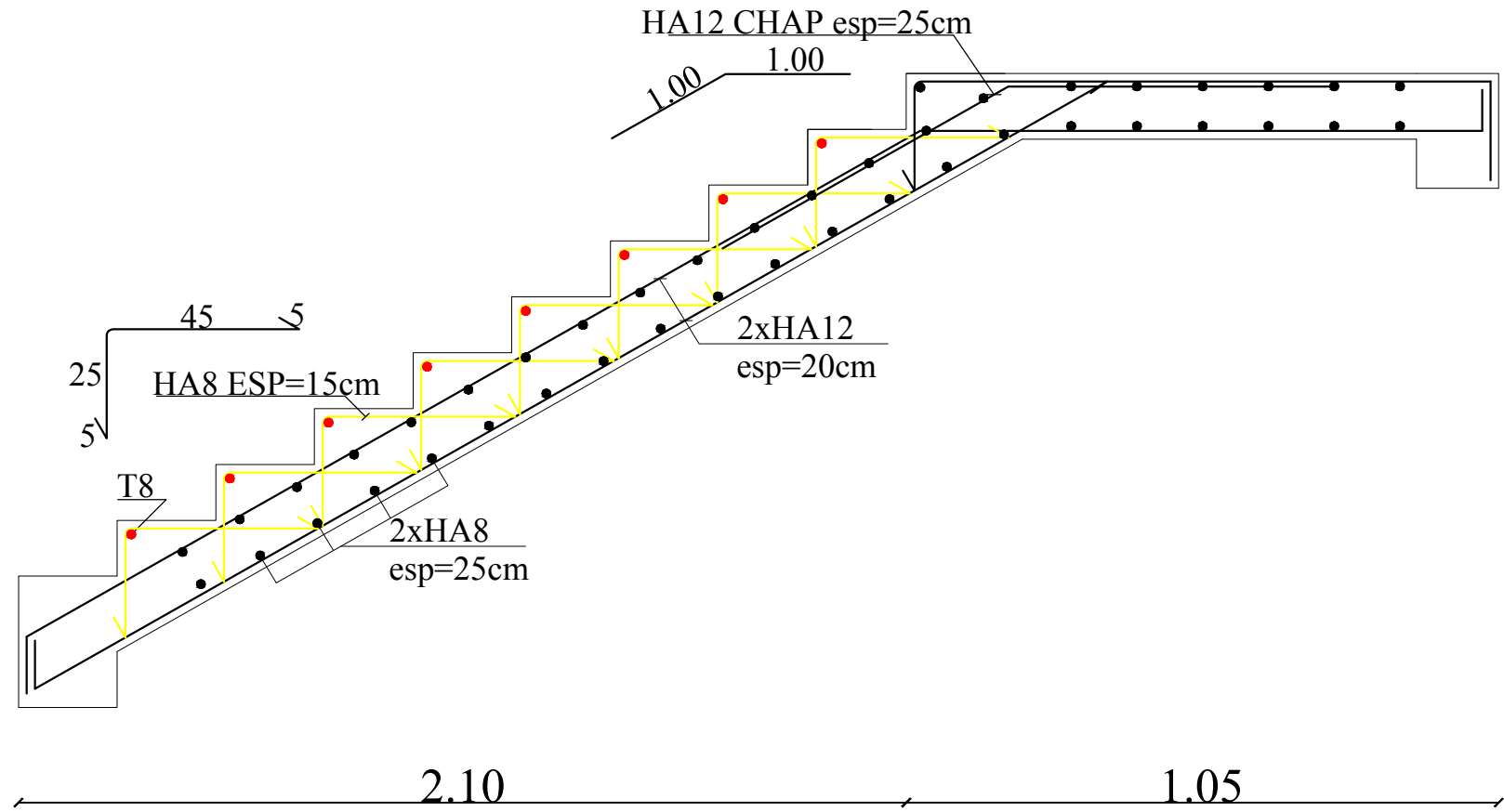
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

#### ❖ Vérification des contraintes dans le béton :

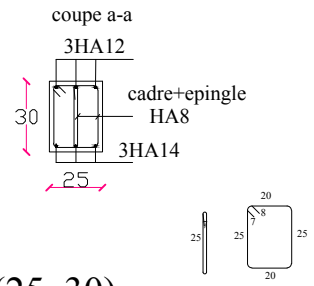
	Zone	$A_{elu}$	$M_s$	$\rho_1$	Q	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_t$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}$	Obsr
X-X	Appui	16,08	417,71	0,274	0,917	45,24	242,12	348	5,35	15	CV
	Travée	16,08	386,47	0,274	0,917	45,24	224,01	348	4,95	15	CV
Y-Y	Appui	25,75	645,34	0,440	0,899	34,50	240,67	348	6,97	15	CV
	Travée	28,26	664,53	0,483	0,895	32,62	221,50	348	6,70	15	CV

Tableau VII-9 : Vérification à l'ELS.

# Coffrage Et Ferrailage d'escalier



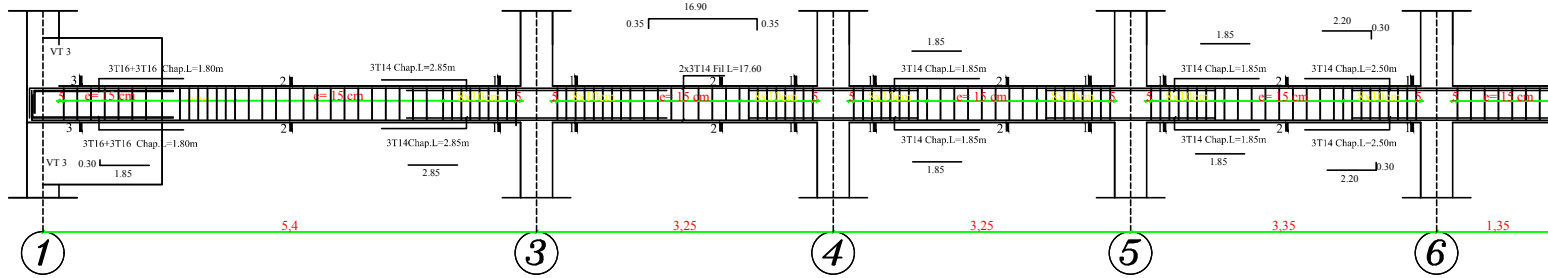
Coffrage Et Ferrailage de la Poutre Palière (25x30)



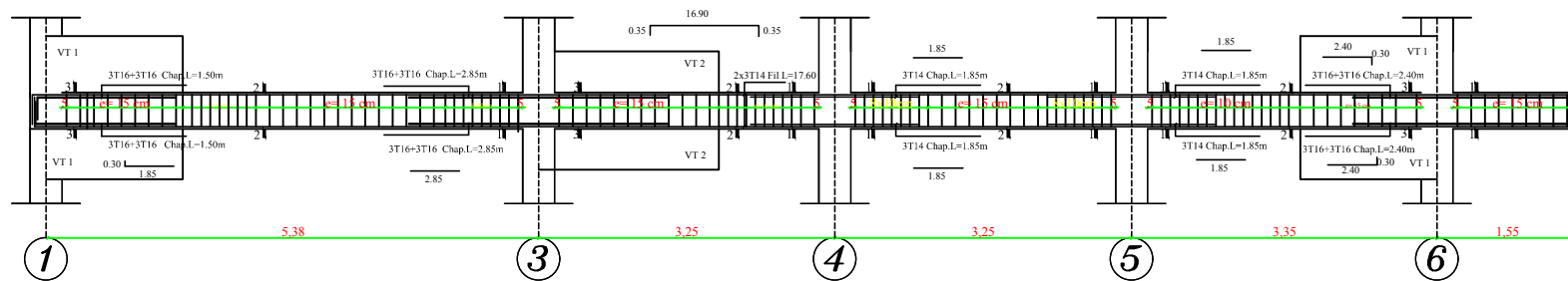
République Algérienne Démocratique et Populaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Étudié par : Sifouane Siham Si Ahmed Naima	Plan Coff-Ferr d'escalier Coff-Ferr de P-Palière
Encadré par : Mr LOUZAI Amar	
Promotion: 2020-2021	Echelle : 1/40

# Coffrage et Ferrailage des poutres Principales: (30X40)

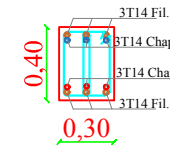
## AXE 1-2:



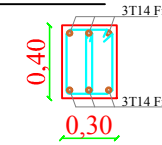
## AXE 3-4:



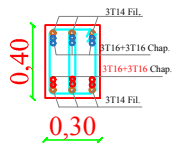
### COUPE 1-1



### COUPE 2-2

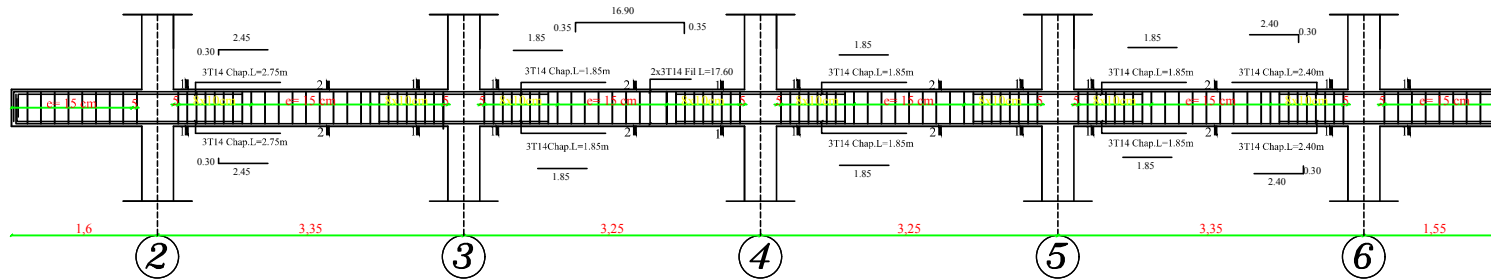


### COUPE 3-3

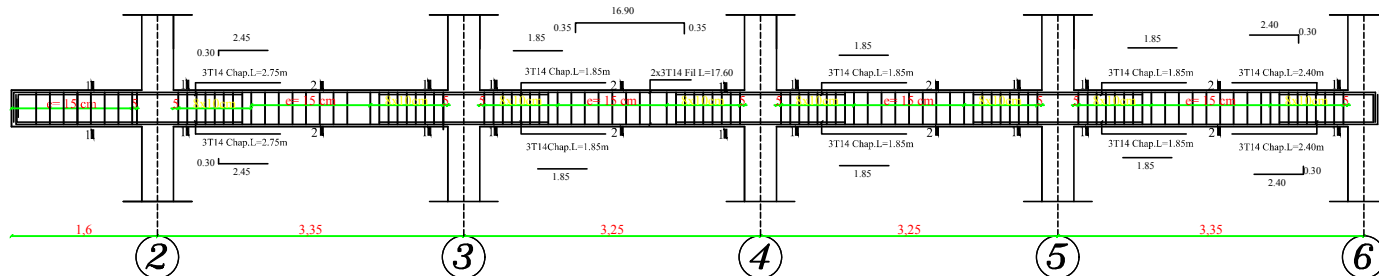


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Si ahmed Naïma Sifouane Siham	TITRE : FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES	
DIRIGE PAR : Mr LOUZAL A	PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°
		ECHELLE: 1/25

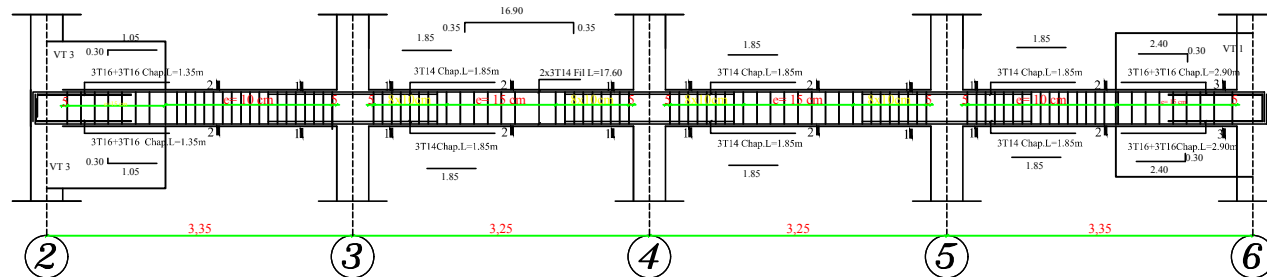
AXE 5:



AXE 6:



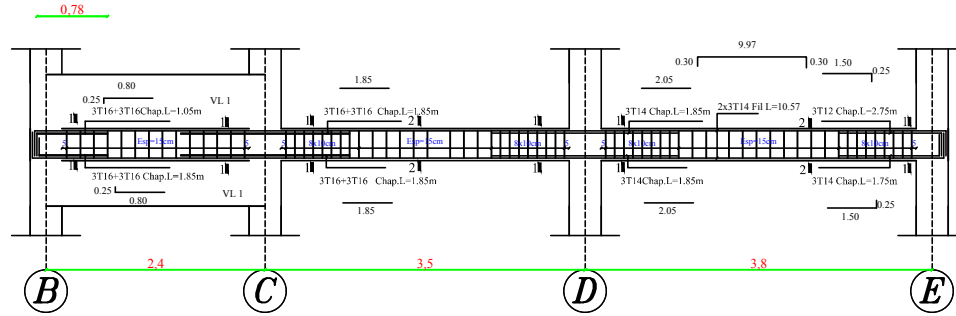
AXE 7:



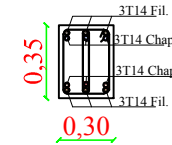
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Si ahmed Naïma Sifouane Siham	TITRE : FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES	
DIRIGE PAR : Mr LOUZAL A		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE: 1/25

# Coffrage et Ferrailage des poutres Secondaires: (30X35)

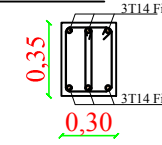
## AXE1:



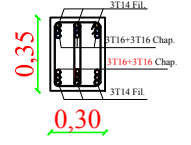
COUPE 1-1



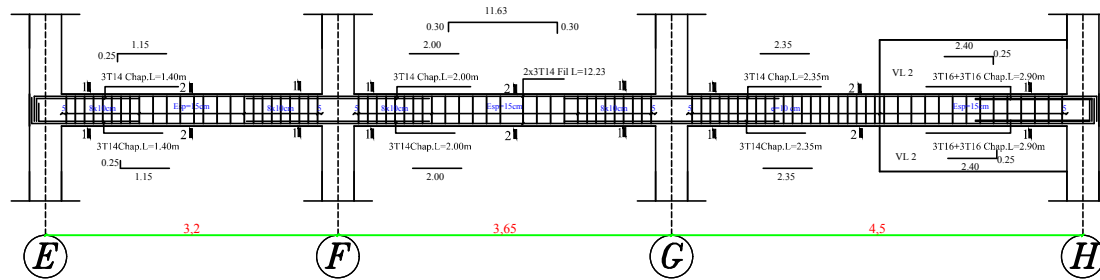
COUPE 2-2



COUPE 3-3

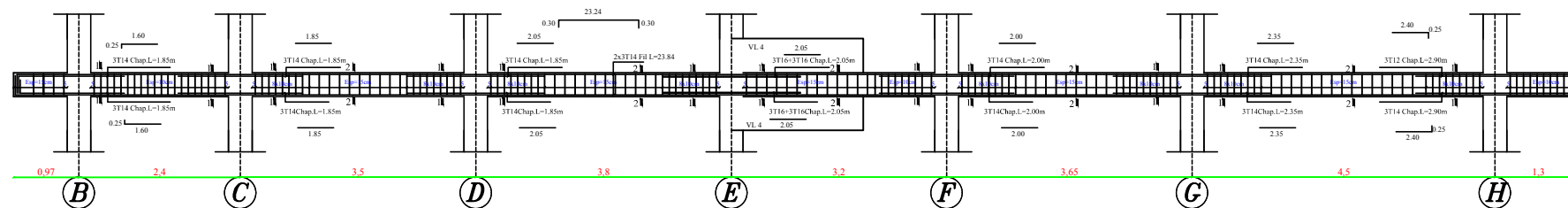


## AXE2:

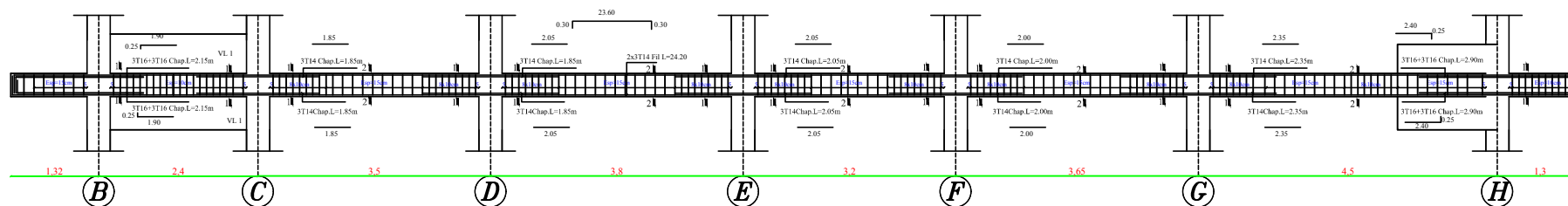


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR: Si ahmed Naïma Siouane Siham	TITRE: <b>FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES</b>	
DIRIGE PAR: Mr LOUZAI A		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE: 1/25

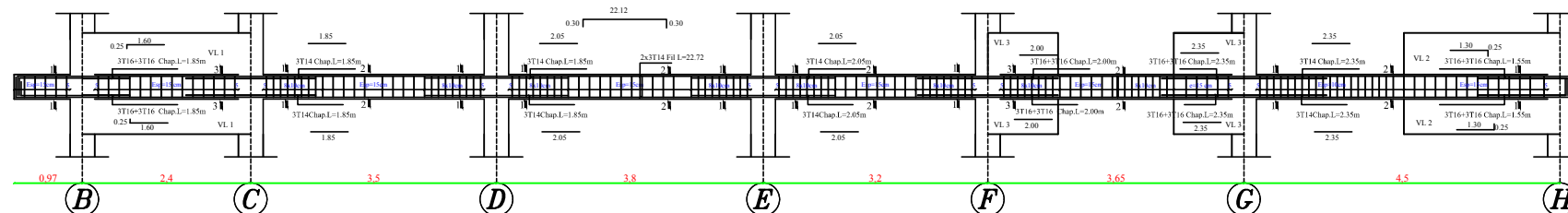
AXE 3:



AXE D - 4:



AXE 5:



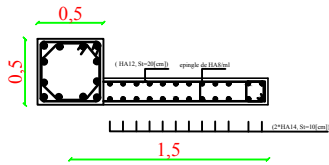
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR Si ahmed Naïma Sihouane Siham	TITRE : <b>FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES</b>	
DIRIGE PAR Mr LOUZAJA	PROMOTION 2020/2021	
PLANCHE N°	ECHELLE: 1/25	



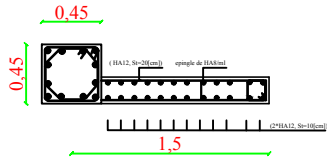
# Voile

# VT1

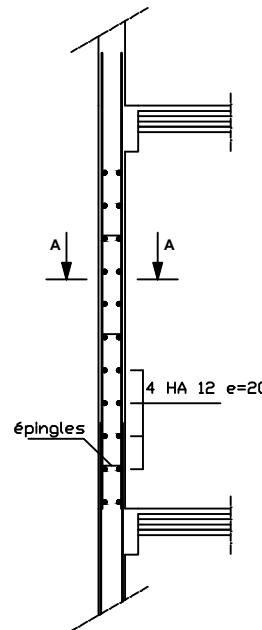
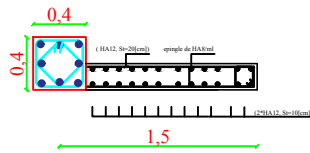
Coupe A-A zone I



Coupe A-A zone II



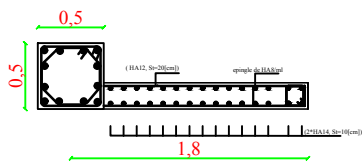
Coupe A-A zone III



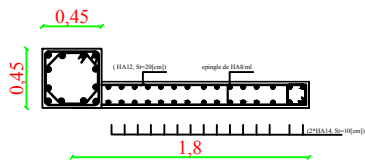
# Voile

# VT2

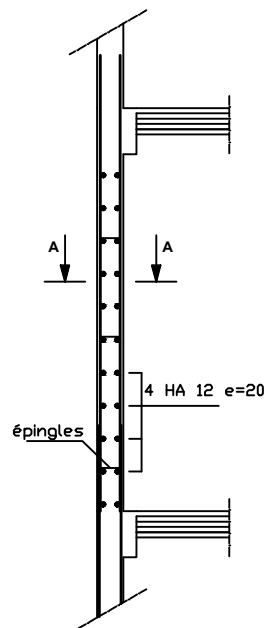
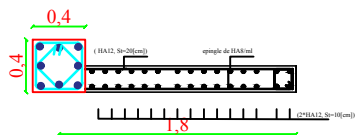
Coupe A-A zone I



Coupe A-A zone II



Coupe A-A zone III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Si ahmed Naïma  
Sifouane Sham

DIRIGE PAR :

Mr LOUZAI.A

PROMOTION 2020/2021

TITRE :

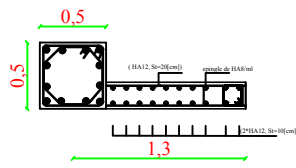
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES  
VT1-VT2

PLANCHE N°

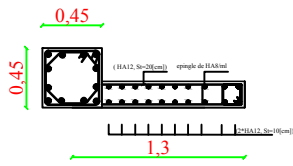
ECHELLE:1/25

# Voile VT3

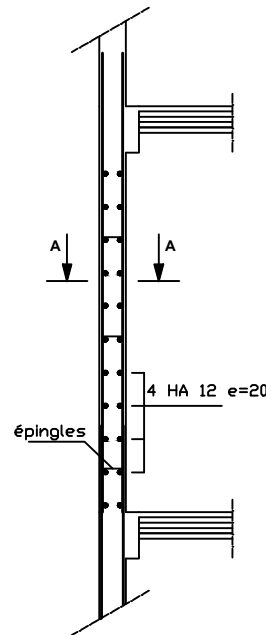
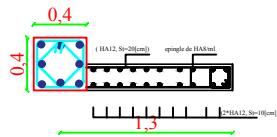
Coupe A-A zone I



Coupe A-A zone II

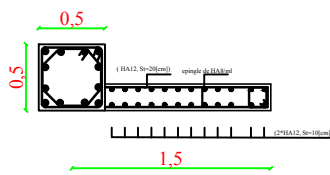


Coupe A-A zone III

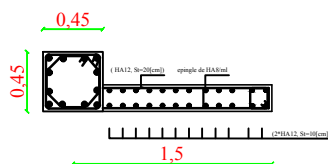


# Voile VL5

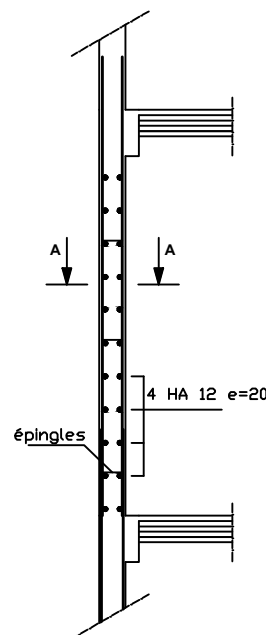
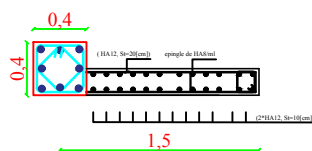
Coupe A-A zone I



Coupe A-A zone II



Coupe A-A zone III



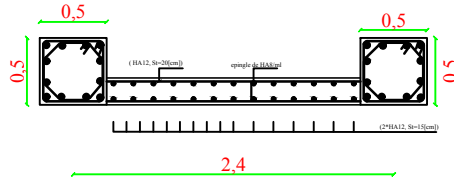
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<b>ETUDIE PAR :</b> Si ahmed Naima Sifouane Siham		<b>TITRE :</b> COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VT1-VT6	
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr LOUZAI.A			
<b>PROMOTION 2020/2021</b>		PLANCHE N°	ECHELLE:1/25

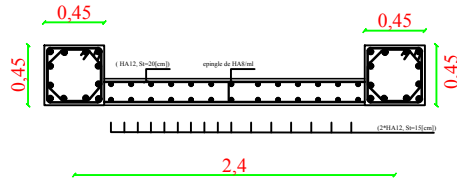
# Voile

# VL1

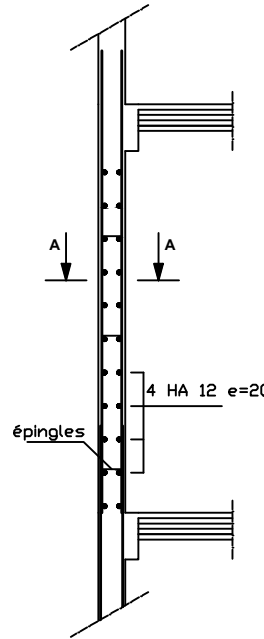
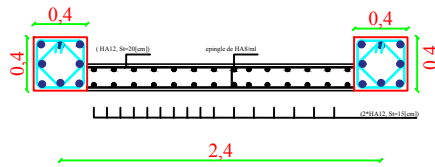
Coupe A-A zone I



Coupe A-A zone II



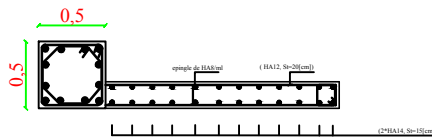
Coupe A-A zone III



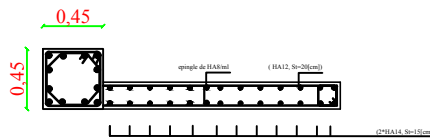
# Voile

# VL2

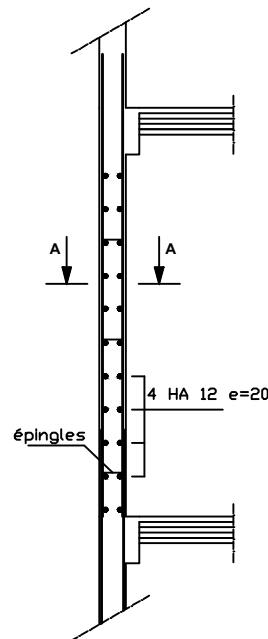
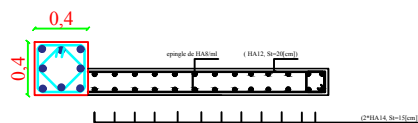
Coupe A-A zone I



Coupe A-A zone II



Coupe A-A zone III

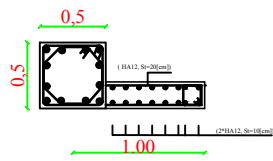


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

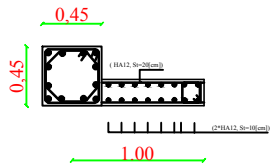
ETUDE PAR : Si ahmed Naima Sifouane Siham		TITRE : COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES VL1-VL2	
DIRIGE PAR : Mr LOUZALIA			
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE: 1/25	

# Voile VL3

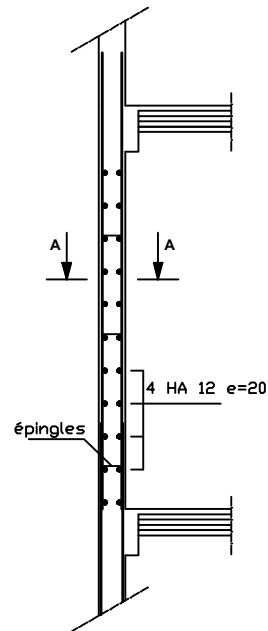
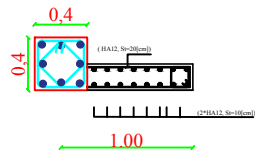
Coupe A-A zone I



Coupe A-A zone II

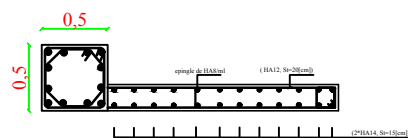


Coupe A-A zone III

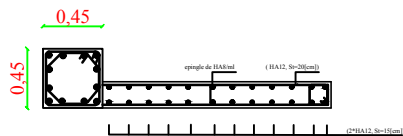


# Voile VL4

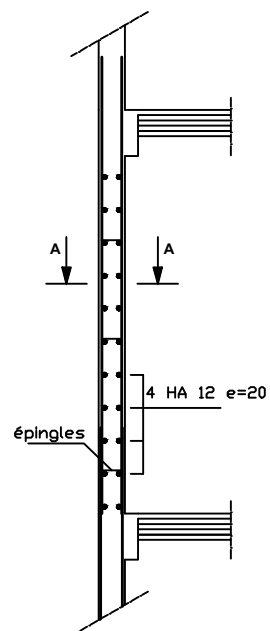
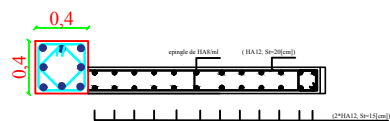
Coupe A-A zone I



Coupe A-A zone II



Coupe A-A zone III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Si ahmed Naima  
Sifouane Siham

DIRIGE PAR :

M<sup>r</sup> LOUZALIA

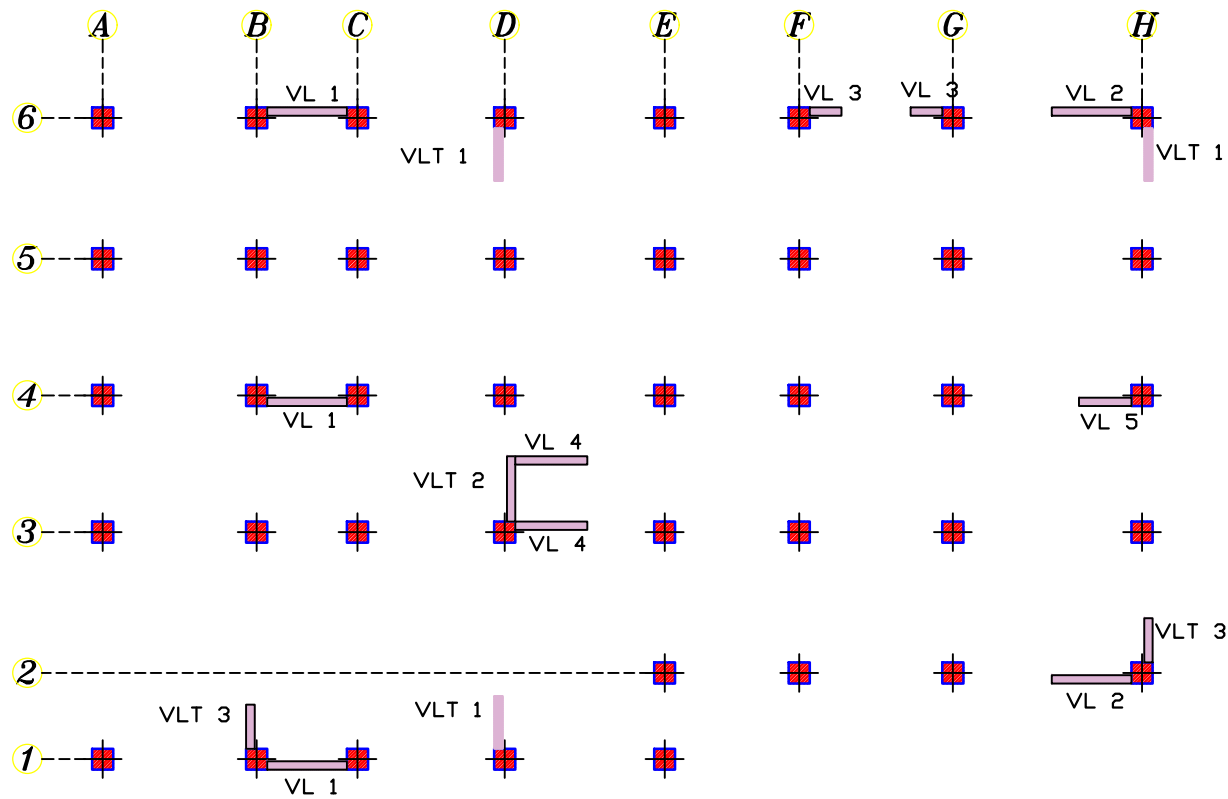
PROMOTION 2020/2021

TITRE :

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES  
VL3-VL4

PLANCHE N°

ECHELLE:1/25



## LA DISPOSITION DES VOILES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Si ahmed Naima  
 Sifouane Siham

TITRE :

DISPOSITION DES VOILES

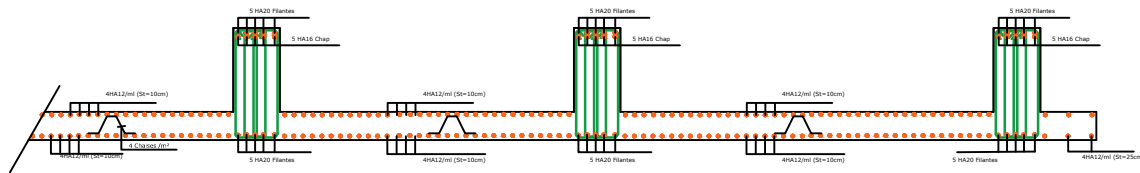
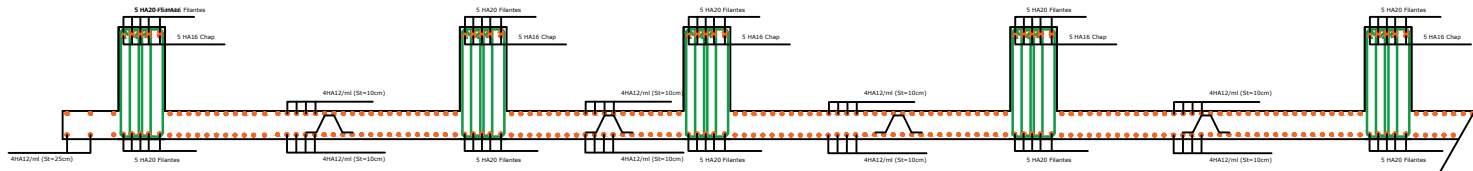
DIRIGE PAR :  
 Mr LOUZALIA

PROMOTION 2020/2021

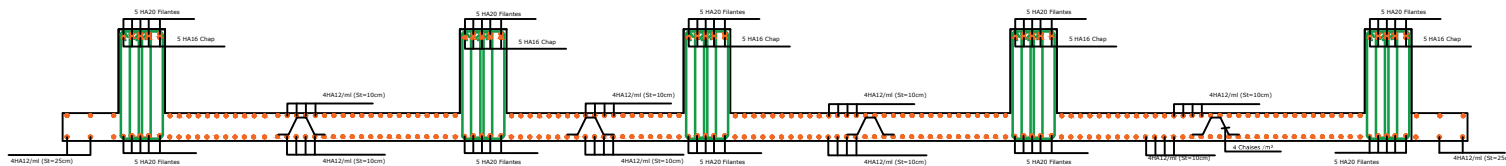
PLANCHE N°

ECHELLE 1/50

### COUPE A-A: Dans le sens X-X

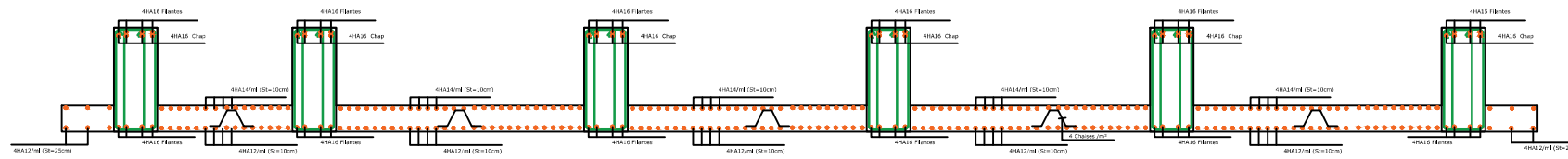


### COUPE B-B: Dans le sens X-X

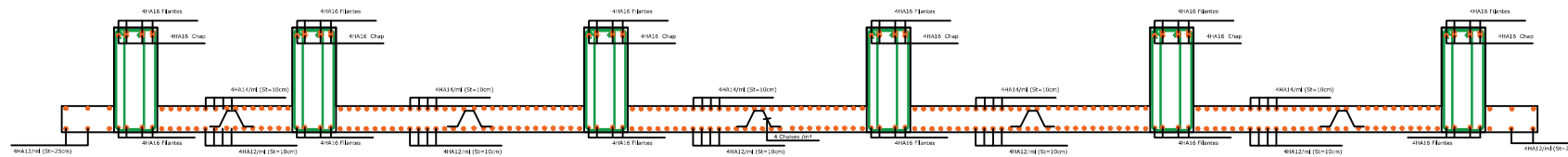


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Si ahmed Naima Sifouane Siham	TITRE : <b>FERRAILLAGE DE RADIER SELON X-X</b>	
DIRIGE PAR : Mr LOUZAI.A		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE:1/25

COUPE C-C: Dans le sens Y-Y



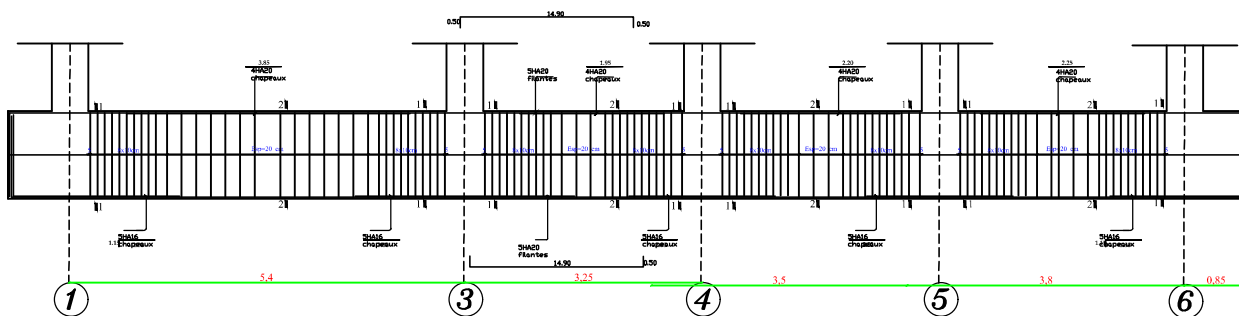
COUPE D-D: Dans le sens Y-Y



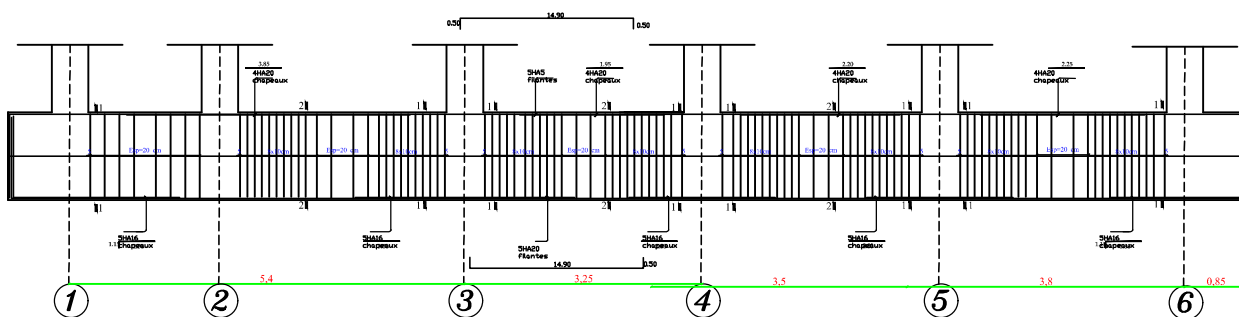
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZ-LOUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Si ahmed Naima Sifouane Siham	TITRE : <b>FERRAILLAGE DE RADIER SELON Y-Y</b>	
DIRIGE PAR : Mr LOUZAJA		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE: 1/25

# FERRAILLAGE DES NERVURES SELON Y-Y

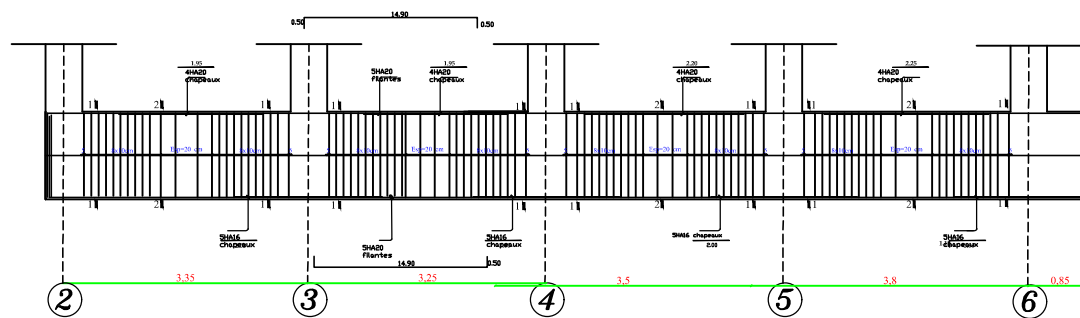
## AXES : A-B-C-D



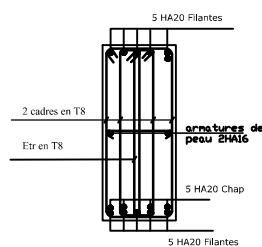
## AXES : E



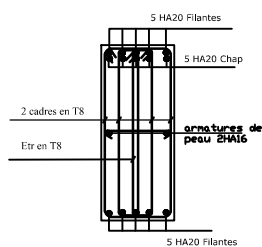
## AXES : F-G-H



*COUPE 1-1*



*COUPE 2-2*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Si ahmed Naïma  
Sifouane Siham

DIRIGE PAR :

Mr LOUZALA

TITRE :

FERRAILLAGE DES NERVURES SELON  
X-X ET Y-Y

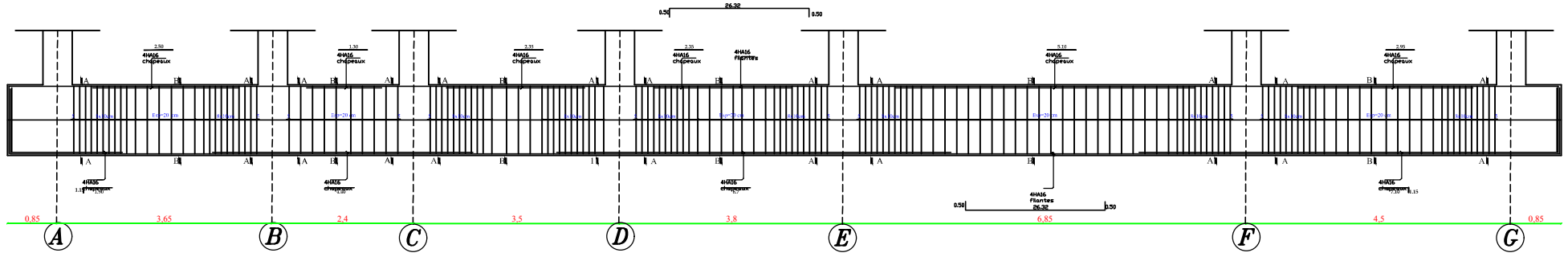
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

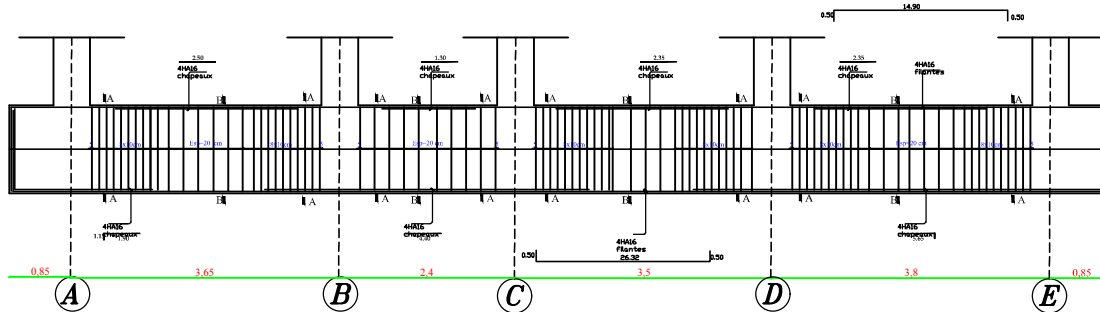
ECHELLE:1/25

# FERRAILLAGE DES NERVURES SELON X-X

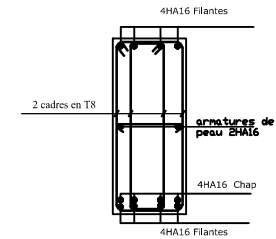
AXES : 2-3-4-5-6



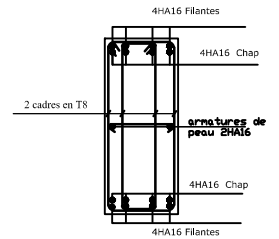
AXES : 1



COUPE A-A



COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: Si ahmed Naima Sifouane Sinam		TITRE :	
DIRIGE PAR: Mr LOUZALA		FERRAILLAGE DES NERVURES SELON X-X ET Y-Y	
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE:1/25	

## Conclusion générale

Quand ce projet nous a été confié, nous avons eu conscience de la grande tâche à laquelle nous avons affaire vu la géométrie complexe de la structure.

Nous avons fait notre possible pour bien mener ce travail. Après les différentes étapes de calcul :

- Nous avons dimensionné la structure en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte ;
- Vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental ;
- La modélisation de la structure nous a permis de comprendre le comportement de celle-ci vis-à-vis de l'action sismique en évitant une période trop élevée et cela en rigidifiant les éléments de contreventement et en disposant les voiles de façon optimale.

Cette étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de bien comprendre certains phénomènes et comportements, d'arriver à une interprétation approchée pour les résultats de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir.

## **Bibliographie**

- Règlement parasismique algérien (R.P.A.99/Version2003) ;
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (D.T.R/B.C-2.2) ;
- Règles du B.A.E.L.91(Révisé99) ;
- Cours de DDS, RDM, MDS, bâtiment et de béton des années précédentes ;
- Formulaire du béton armé de Victor DAVIDOVICI ;
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.