



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté de génie De_Construction
Département Génie civil



Mémoire de fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme Master II en génie civil.
Option : Construction civil et industrielle .*

Thème :

Calcul D'un Bâtiment

***R+5+SOUS-SOL+COMBLE+CHARPENTE EN BOIS
à usage d'habitation et commercial***

Avec L'application ROBOT V2014

Étudié par:

**Melle: MEGOUAS HADJILA
Melle: MEDJEK SORAYA**

Dirigé par:

Mme CHERIFI

Année : 2020/2021

Remerciement

Nous tenons à remercier dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Madame CHERIFI**, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ses encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail.

Nous remercions également les membres des jurys qui nous ferons l'honneur de juger notre travail, afin de l'enrichir par leur propositions.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Enfin, Merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et d'avoir participé à faire de ces années, une expérience inoubliable et heureuse.

Dédicaces

Je dédie ce travail a :

Ma très chère mère, ma raison de vivre, la lumière de mes jours qui éclaire mon chemin, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur que j'adore.

Mon cher père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privation pour m'aider à avancer dans la vie.

Mes chers frères et sœurs.

Mon cher fiancé qui m'a toujours soutenue du mieux qu'il pouvait et qui a cru en moi.

Ma chère binôme Hadjila.

Tous mes amis sans exception.

A toute la promotion Master 2 professionnelle (CCI 2021-2022)

Je vous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux.

Tous les gens qui ont cru en moi et qui me donnent l'envie d'aller en avant, je vous remercie tous.

MEDJEK SORAYA

Dédicaces

Je dédie ce travail a :

A ma chère mère,

A mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir

Et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes frères, Ghiles et Said,

A ma chère sœur Tinhinane et son mari,

Pour le soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A ma chère binôme, Soraya,

Pour son entente et sa sympathie.

Pour leurs indéfectibles soutiens et leurs patiences infinies.

A mes chères ami (e)s, Lyza et Ouerdia,

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A tous mes amis de promotion,

Toute personne qui occupe une place dans mon cœur.

MEGOUAS HADJILA

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1 Caractéristique d'acier.	12
--	----

Chapitre II: Prè-dimensionnement des éléments

Tableau II. 1 : Charge permanente de la toiture.	23
Tableau II. 2 : Charge permanente du plancher.	24
Tableau II. 3 : Charge permanente de dalle pleine.	24
Tableau II. 4 : Charge permanente de mur extérieur.	25
Tableau II. 5 : Charge permanente de mur intérieur.	25
Tableau II. 6 : Charges d'exploitation.	25
Tableau II. 7 : Poids propre des éléments	27
Tableau II. 8 : Charges d'exploitations linéaires.	27
Tableau II. 9 : Récapitulatif de la descente de charge.	30
Tableau II. 10 : vérification des conditions du RPA 99 vérifié 2003.	31
Tableau II. 11 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement.	32
Tableau II. 12 : Dimensions de sections trouvées.	33

Chapitre III: Calcul des éléments

Tableau III. 1: Calcul de la charge permanente du palier.	69
Tableau III. 2: Calcul de la charge permanente de la paillasse.	69
Tableau III. 3: Combinaison de charges à L'ELU et L'ELS.	70
Tableau III. 4: Calcul de la charge permanente du palier.	86
Tableau III. 5: Calcul de la charge permanente de la paillasse.	86
Tableau III. 6: Combinaison de charges à L'ELU et L'ELS.	87
Tableau III. 7: Calcul de la charge permanente du palier.	99
Tableau III. 8: Calcul de la charge permanente de la paillasse.	100
Tableau III. 9: Combinaison de charges à L'ELU et L'ELS.	100

Chapitre IV : Contreventement

Tableau IV. 1 : Rigidités des poteaux suivant le sens longitudinal.	147
Tableau IV. 2 Rigidités des poteaux suivant le sens transversal.	148
Tableau IV. 3 : Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal.	149
Tableau IV. 4 : Rigidités des poteaux suivant le sens transversal.	150
Tableau IV. 5 : Rigidités des portiques suivant le sens longitudinal.	151
Tableau IV. 6 : Rigidités des portiques suivant le sens transversal.	152

Liste des tableaux

Tableau IV. 7 Inertie des voiles suivant le sens longitudinal sens transversal.....	153
Tableau IV. 8/ Inertie des voiles suivant le sens transversal.....	154
Tableau IV. 9/ les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.....	156
Tableau IV. 10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.....	157
Tableau IV. 11 : Inerties fictives des portiques transversaux.....	158

Chapitre V : Modélisation et vérification à l’RPA

Tableau V. 1 : Les efforts revenant aux voiles.....	179
Tableau V. 2 : Les efforts revenant aux poteaux.....	180
Tableau V. 3 : coefficient d’accélération de la zone A (RPA99/2003).....	183
Tableau V. 4 : Vérification des déplacements inter-étages.....	187
Tableau V. 5 : Vérification des effets $P-\Delta$ dans le sens X-X.	188
Tableau V. 6 : Vérification des effets $P-\Delta$ dans le sens Y-Y.	188

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI. 1 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens longitudinal.	193
Tableau VI. 2 : Efforts internes dans les poteaux dans le sens transversal.	193
Tableau VI. 3 : Ferrailage des poteaux à l’ELU dans le sens longitudinal.	197
Tableau VI. 4 : Ferrailage des poteaux à l’ELU dans le sens transversal.	197
Tableau VI. 5 : Délimitation des zones nodales.....	198
Tableau VI. 6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	201
Tableau VI. 7 : Vérification de la condition non fragilité à l’ELS dans le sens longitudinal.	201
Tableau VI. 8 : Vérification de la condition non fragilité à l’ELS dans le sens transversal. .	202
Tableau VI. 9 Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.	203
Tableau VI. 10 : Vérification des contraintes dans le sens transversal.	203
Tableau VI. 11 : Résumé de calcul des poutres principales.....	209
Tableau VI. 12 : Résumé de calcul des poutres secondaires.....	209
Tableau VI. 13 : Résumé de calcul des poutres de la charpente. □	210
Tableau VI. 14 Vérification du ferrailage des poutres principales l’ELS.	215
Tableau VI. 15 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires l’ELS.....	215
Tableau VI. 16 : Vérification du ferrailage des poutres de la charpente l’ELS.	215
Tableau VI. 17 : Ferrailage des voiles longitudinaux VL.....	231
Tableau VI. 18 : Ferrailage des voiles transversaux VT.	232

Liste des tableaux

Chapitre VII : Etude du mur Plaque

Tableau VII. 1 : Ferrailage du mur plaque.	241
Tableau VII. 2 : Vérification des contraintes dans le béton.	244

Chapitre VIII : Etude du mur Plaque

Tableau VIII. 1: Surface des semelles filantes sous voiles, sens longitudinal	248
Tableau VIII. 2 : Surface des semelles filantes sous voiles, sens transversal.	248
Tableau VIII. 3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.	249
Tableau VIII. 4: Résultante des charges sous poteaux à l'ELU.	252
Tableau VIII. 5 : Ferrailage du libage aux appuis.	252
Tableau VIII. 6: Ferrailage du libage en travée.	253
Tableau VIII. 7: Efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS.	256
Tableau VIII. 8: vérification de la contrainte en travée.	257
Tableau VIII. 9: Vérification de la contrainte aux appuis.	258

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.	3
Figure I. 2 Schéma descriptif de la toiture.	5
Figure I. 3 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	9
Figure I. 4 Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.	10
Figure I. 5 Diagramme contrainte-déformation d'acier	14

Chapitre II: Prè-dimensionnement des éléments

Figure II. 1 : Coupe d'un voile en élévation (RPA 99 /version 2003).	22
Figure II. 2 : Coupe verticale des types des voiles en plan (RPA 99 /version 2003).....	22
Figure II. 3 : Coupe du plancher d'étage courant.....	25
Figure II. 4 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.	28
Figure II. 5 : Surface d'influence de la toiture.	28
Figure II. 6 : Dégression des surcharges.	30

Chapitre III: Calcul des éléments

Figure III. 1 coupe transversale de la poutrelle.....	37
Figure III. 2 : les dimensions de la poutre	38
Figure III. 3 : Surface revenant aux poutrelles.....	39
Figure III. 4 : Schéma statique de la poutrelle.	43
Figure III. 5 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	47
Figure III. 6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	48
Figure III. 7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	51
Figure III. 8 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	52
Figure III. 9 Plan de ferrailage de plancher corps creux.	61
Figure III. 10 Ferrailage de la dalle pleine.....	66
Figure III. 11 Schéma statique de l'escalier.	67
Figure III. 12 Schéma statique de calcul de la 1 ^{ère} volée à l'ELU.....	70
Figure III. 13 Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier.	73
Figure III. 14 : Schéma statique de calcul de la 1 ^{ère} volée à l'ELS.	77
Figure III. 15 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS de l'escalier.....	80
Figure III. 16 : Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.....	84
Figure III. 17 : Schéma statique de calcul de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée à l'ELU.	87
Figure III. 18 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier des volées 1 et 3.....	89
Figure III. 19 : Schéma statique de calcul de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée à l'ELS.	93

Liste des figures

Figure III. 20 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS de l'escalier des volées 1 et 3.	95
Figure III. 21 : Schéma de ferrailage de l'escalier RDC (volée 1 et 3).....	99
Figure III. 22 Schéma statique de calcul de la 2 ^{ème} volée à l'ELU.....	100
Figure III. 23 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier de volée 2.....	103
Figure III. 24 : Schéma statique de calcul de la 2 ^{ème} volée à l'ELS.	107
Figure III. 25 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS de l'escalier de volée 2.	110
Figure III. 26 : Schéma de ferrailage de l'escalier RDC (volée 2).....	113
Figure III. 27 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELU.	115
Figure III. 28 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELS.....	120
Figure III. 29 : Schéma de ferrailage de la poutre palière (étages courants).....	122
Figure III. 30 : Schéma de la poutre palière du RDC.....	123
Figure III. 31 : Répartition des Chagres.	123
Figure III. 32 : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.....	124
Figure III. 33 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU de la poutre palière (RDC).....	127
Figure III. 34 : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.....	131
Figure III. 35 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS de la poutre palière (RDC).....	134
Figure III. 36 : Schéma de ferrailage de la poutre palière (RDC).....	136
Figure III. 37 : Disposition des pannes sur les poutres	138
Figure III. 38 : Disposition des chevrons sur les pannes.....	140
Figure III. 39 : Disposition des liteaux sur les chevrons.....	142

Chapitre IV : Contreventement

Figure IV. 1 : Vue en plan et en coupe du voile.....	153
Figure IV. 2 : La notation adoptée pour calculer la surface d'un trapèze.	155
Figure IV. 3 : Diagramme des moments des aires.	155
Figure IV. 4 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments suivant le sens longitudinal.....	159
Figure IV. 5 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments suivant le sens transversal.....	159

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI. 1 : caractéristiques et sollicitation de la section.....	196
Figure VI. 2 : Affichage des résultats.....	196
Figure VI. 3 : Vérification des contraintes dans le sens transversal.	204

Liste des figures

Figure VI. 4 : Schéma de ferrailage des poteaux de zone II.	204
Figure VI. 5 Schéma de ferrailage des poteaux de zone III.	205
Figure VI. 6 : Schéma de ferrailage des poteaux de zone IV.....	205
Figure VI. 7 Section simplement armée	207
Figure VI. 8 : Section doublement armée.....	208
Figure VI. 9 : Zone Nodale.	214
Figure VI. 10 : Schéma de ferrailage d'une poutre principale zone I.	217
Figure VI. 11 : Schéma de ferrailage d'une poutre principale zone II.....	218
Figure VI. 12 : Schéma de ferrailage d'une poutre principale zone III.	218
Figure VI. 13 : Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire.	219
Figure VI. 14 : Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire.....	219
Figure VI. 15 : Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire zone I et II.	220
Figure VI. 16 : Schéma de ferrailage d'une poutre de la charpente.....	220

Chapitre VII : Etude du mur Plaque

Figure VII. 1 : Diagramme des contraintes à l'ELU.	237
Figure VII. 2 : Schéma de ferrailage de mur plaque.	245

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII. 1: Diagramme des moments de la poutre de rigidité à L'ELU.	252
Figure VIII. 2: Diagramme des efforts tronçon de la poutre de rigidité à L'ELU.	253
Figure VIII. 3: Diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELS.	257
Figure VIII. 4: Schéma de ferrailage des fondations.	262
Figure VIII. 5: Schéma de ferrailage de la longrine.....	262

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.1) Introduction	1
I.2) Présentation de l'ouvrage	1
I.3) Caractéristique géométrique de l'ouvrage	2
I.4) Elément constitutifs de l'ouvrage	2
I.4.1) Superstructure	2
I.4.1.1) Ossature	2
I.4.1.2) Les plancher	2
I.4.1.3) Maçonnerie	3
I.4.1.4) Revêtements	4
I.4.1.5) Les escaliers	4
I.4.1.6) La toiture	4
I.4.2) L'infrastructure	5
I.4.2.1) Les fondations	5
I.5) La contrainte limite.....	6
I.6) Caractéristique mécaniques des matériaux.....	6
I.6.1) Le béton	6
I.6.1.1) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	7
I.6.1.2) Contraintes limites.....	8
I.6.2) Les Aciers	12
I.6.2.1) Caractéristiques physiques et mécaniques des aciers utilisés	13
I.6.2.2) Contraintes limites.....	13

Chapitre II: Prè-dimensionnement des éléments

II.1) Introduction	16
II.2) Pré-dimensionnement des planchers	16
II.2.1) Planchers en corps creux	16

Sommaire

II.2.2) Dalles pleines.....	17
II.3) Pré-dimensionnement des poutres.....	18
II.3.1) Les poutres principales	19
II.3.2) Les poutres secondaires	19
II.3.3) La poutre inclinée de la charpente	20
II.3.4) Poutre palière	21
II.4) Pré-dimensionnement des voiles.....	21
II.5) Pré-dimensionnement des poteaux.....	23
II.5.1) Détermination des charges permanente et charges d'exploitation	24
II.5.1.1) Charges permanentes (G).....	25
II.5.1.2) Charges d'exploitation (Q).....	27
II.5.2) Charge et surcharges revenant au poteau le plus sollicité	28
II.5.3) Loi de dégression des surcharges	30
II.5.4) Vérification des règles du RPA 99/2003	32
II.5.5) Vérification de la résistance des poteaux au flambement.....	34
II.6) Conclusion.....	35

Chapitre III: Calcul des éléments

III.1) Introduction	36
III.2) Calcul des planchers en corps creux.....	36
III.2.1) Calcul et ferrailage de la dalle de compression.....	36
III.2.2) Etude de la poutrelle.....	37
III.3) Calcul de la dalle pleine.....	61
III.3.1) Détermination des charges et surcharges revenant à la dalle	61
III.3.2) Combinaisons de charges	62
III.3.3) Calcul des moments fléchissant	62

Sommaire

III.3.4) Ferrailage.....	63
III.3.5) Vérifications à L'ELU	63
III.3.6) Vérifications à l'ELS.....	65
III.4) Calcul de l'escalier	67
III.4.1) Définition	67
III.4.2) Escalier du 1 ^{er} étage vers les étages supérieurs	67
III.4.3) Escalier du RDC vers le 1 ^{er} étage	84
III.4.4) Étude de la volée 2	99
III.5) Les poutres palières	114
III.5.1) Les poutres palières de l'étage courant	114
III.6) Étude de la poutre palière du RDC.....	123
III.6.1) Évaluation des charges	123
III.6.2) Calcul à l'ELU	124
III.6.3) Calcul à l'ELS	131
III.6.4) Vérification à l'ELS	135
III.7) Calcul de la charpente.....	137
III.7.1) Introduction	137
III.7.2) Détermination des charges et surcharges	137
III.7.3) Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU	137
III.7.4) Dimensionnement des éléments de la charpente	138

Chapitre IV : Contreventement

IV.1) Introduction	146
IV.2) Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres	146
IV.3) Calcul des coefficients K relatifs aux portiques.....	146
IV.4) Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_{ij} »	147
IV.5) Calcul des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j »	147

Sommaire

IV.6) Calcul des inerties des voiles.....	153
IV.7) Calcul des inerties fictives des portiques.....	155
IV.7.1) Calcul des flèches dans les refends	155
IV.7.2) Calcul des déplacements des portiques.....	157
IV.7.3) Comparaison des inerties des voiles et des portiques.....	159

Chapitre V : Modélisation et vérification à l’RPA

1ère Partie : Présentation du logiciel Robot Structurale Analysis Professional 2014.	161
V.1) Introduction	161
V.2) Méthode de calcul [Art 4.1.1 RPA99/version 2003]	161
V.3) Conditions d’application de la méthode statique équivalente [Art 4.1.2 RPA 99/ version 2003]	161
V.4) La méthode d’analyse modale spectrale.....	161
V.4.1) Principe.....	162
V.4.2) Hypothèses	162
V.5) Détermination des paramètres à introduire dans l’analyse	162
V.6) Manipulation du logiciel.....	162
V.7) Vérification des résultats selon RPA 99/version 2003	179
V.7.1) Justification du système de contreventement	179
V.7.2) Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA 99/2003].....	182
V.7.3) Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2.4 RPA99/2003].....	182
V.7.4) Vérification de l’effort tranchant à la base [art 4-3-6RPA99/2003]	183
V.7.5) Vérification de l’effort normal réduit [art 7.4.3.1RPA99/2003].....	185
V.7.6) Vérification du déplacement inter-étages [Art 4.4.3RPA99/2003].....	186
V.7.7) Vérification de l’effet $P\Delta$ [art 5.9 RPA99/2003]	187

Sommaire

Chapitre VII : Etude du mur Plaque

VII.1)	Introduction.....	236
VII.2)	Pré-dimensionnement du mur plaque	236
VII.2.1)	Méthode de calcul	236
VII.2.2)	Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	236
VII.2.3)	Calcul des sollicitations.....	237
VII.2.4)	Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m.....	238
VII.3)	Ferraillage du mur plaque	238
VII.3.1)	Méthode de calcul	238
VII.3.2)	Identification des panneaux :.....	239
VII.3.3)	Calcul à l'ELU:	239
VII.3.4)	Vérification à l'ELU.....	242
VII.3.5)	Vérification à l'ELS	243

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1)	Introduction.....	246
VIII.2)	Étude géotechnique du sol	246
VIII.3)	Choix du type de fondation.....	246
VIII.3.1)	Semelles isolées sous poteaux	246
VIII.3.2)	Semelles filantes	247
VIII.4)	Dimensionnement de la semelle	250
VIII.5)	Ferraillage de la semelle dans le sens longitudinal.....	251
VIII.6)	Dimensionnement de la poutre de rigidité	251
VIII.7)	Vérification à l'ELU	253
VIII.8)	Vérification à l'ELS	256
VIII.9)	Ferraillage de la semelle sous voiles, sens longitudinal.....	258
VIII.10)	Ferraillage de la semelle sous voiles, sens transversal :	259

Sommaire

VIII.11) Ferrailage de la longrine	260
VIII.12) Conclusion	262

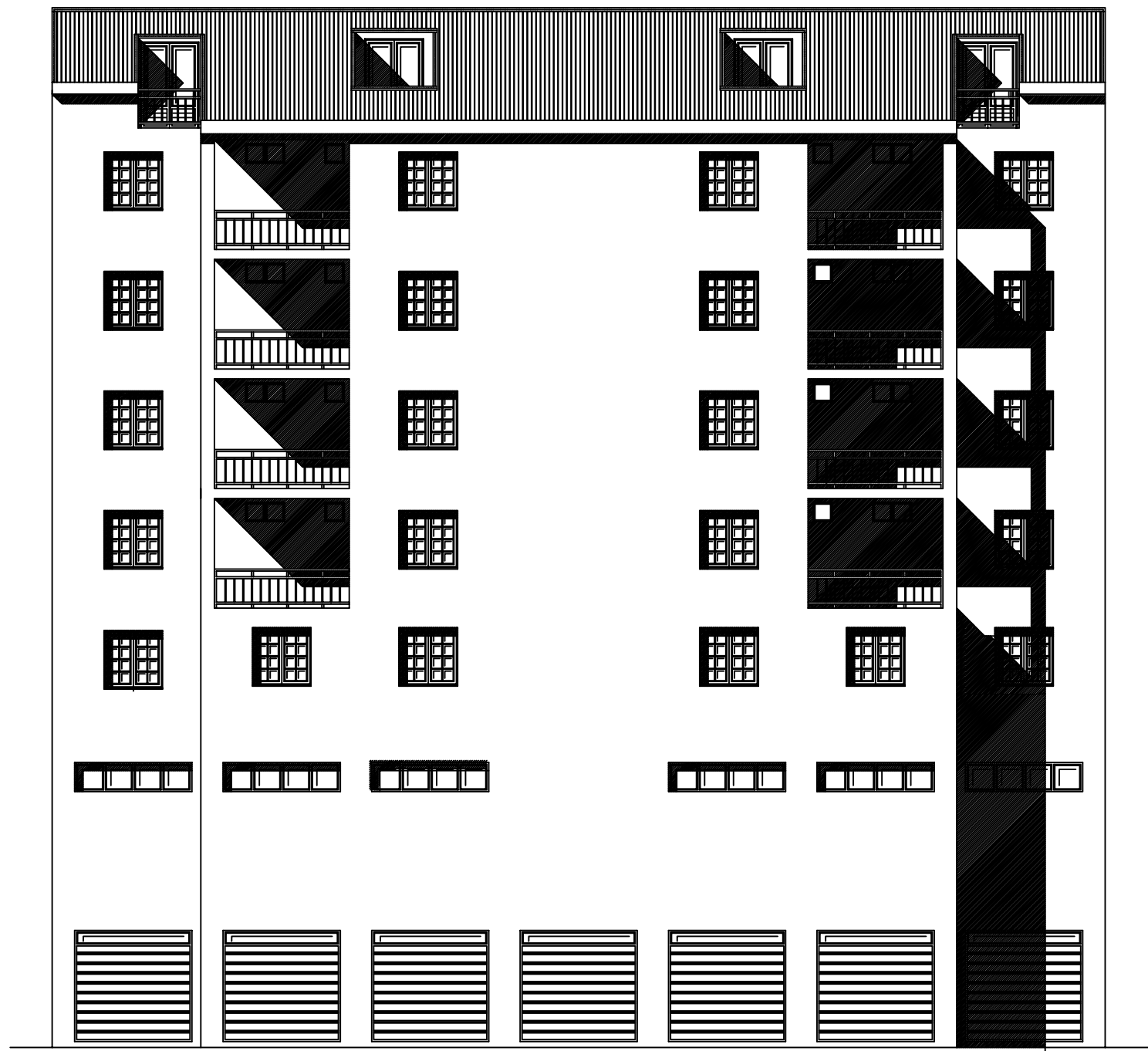
Conclusion générale

Bibliographie

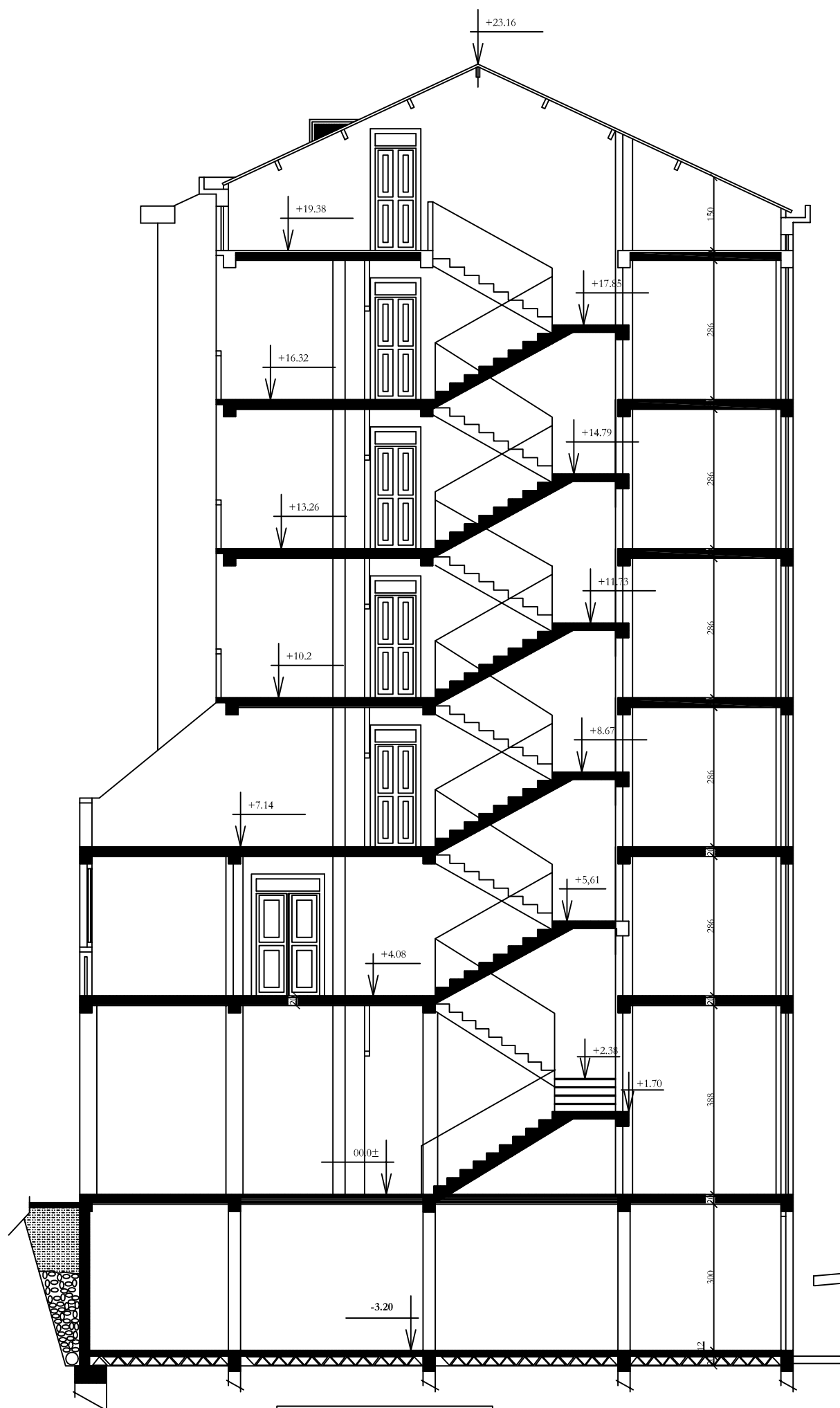
Plans

D'architecture

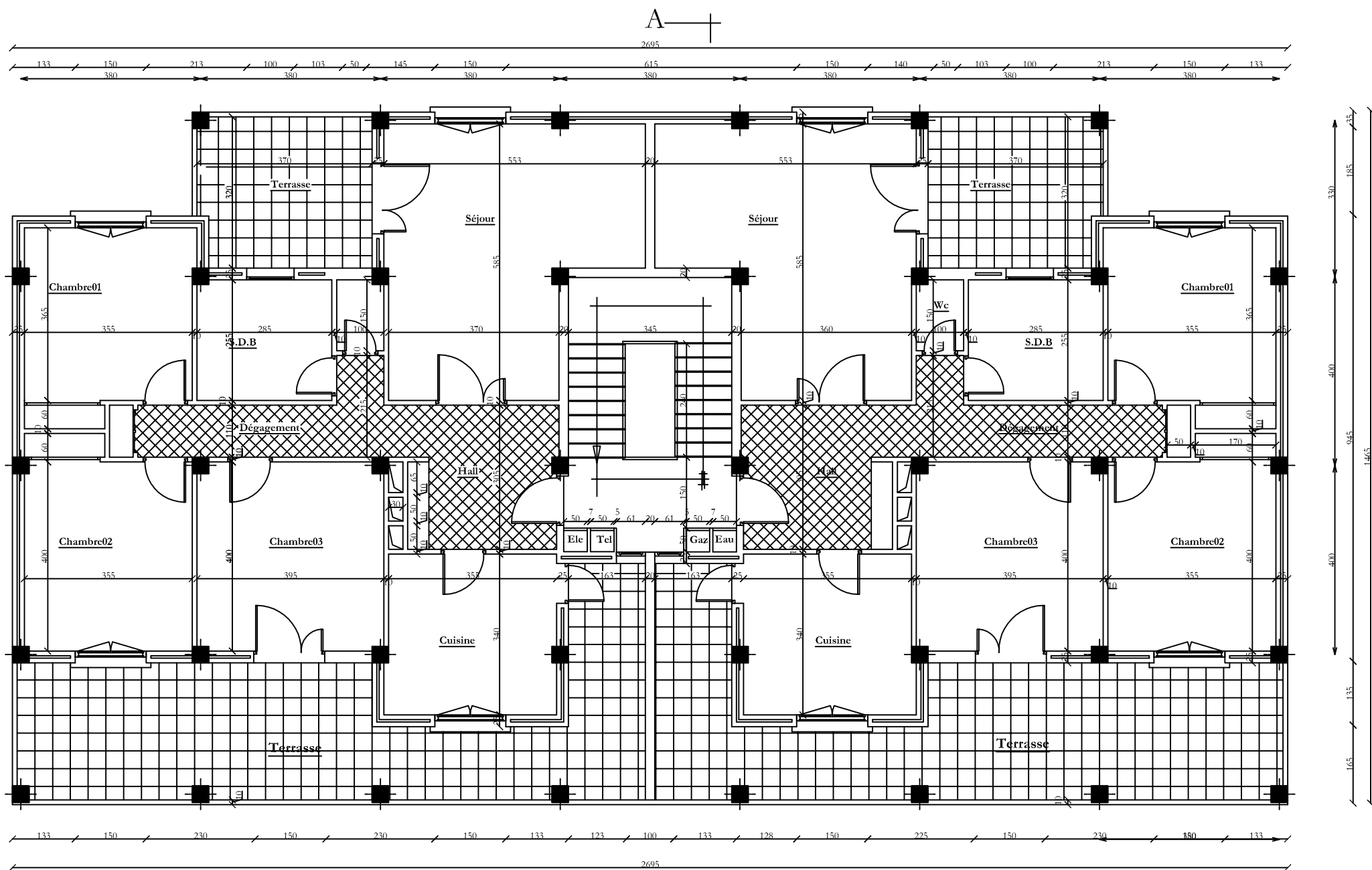




FACADE POSTERIEURE

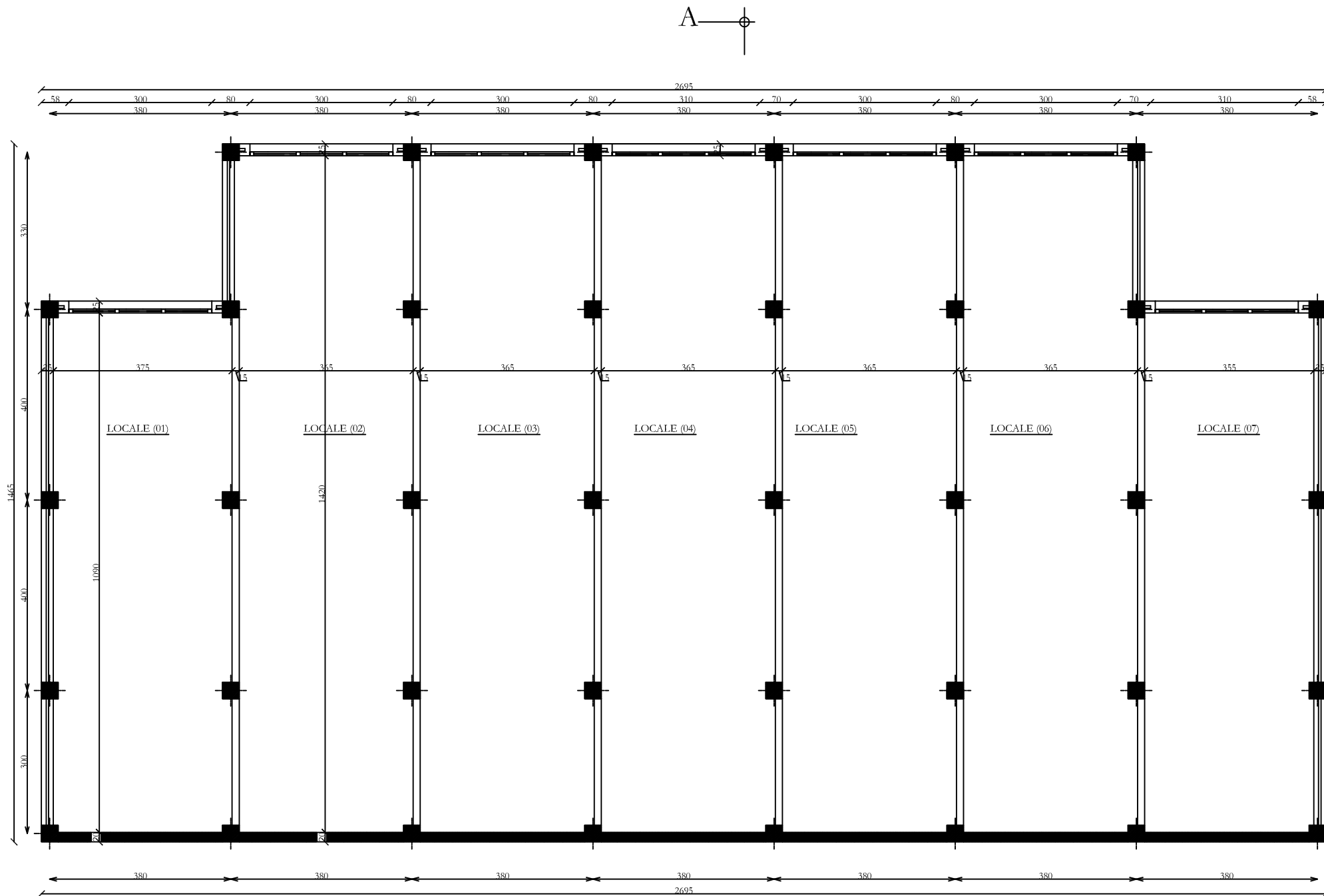


COUPE (A-A)



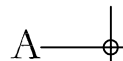
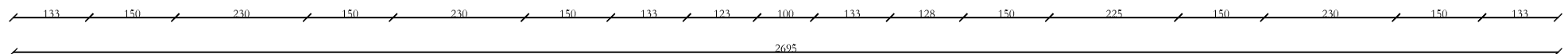
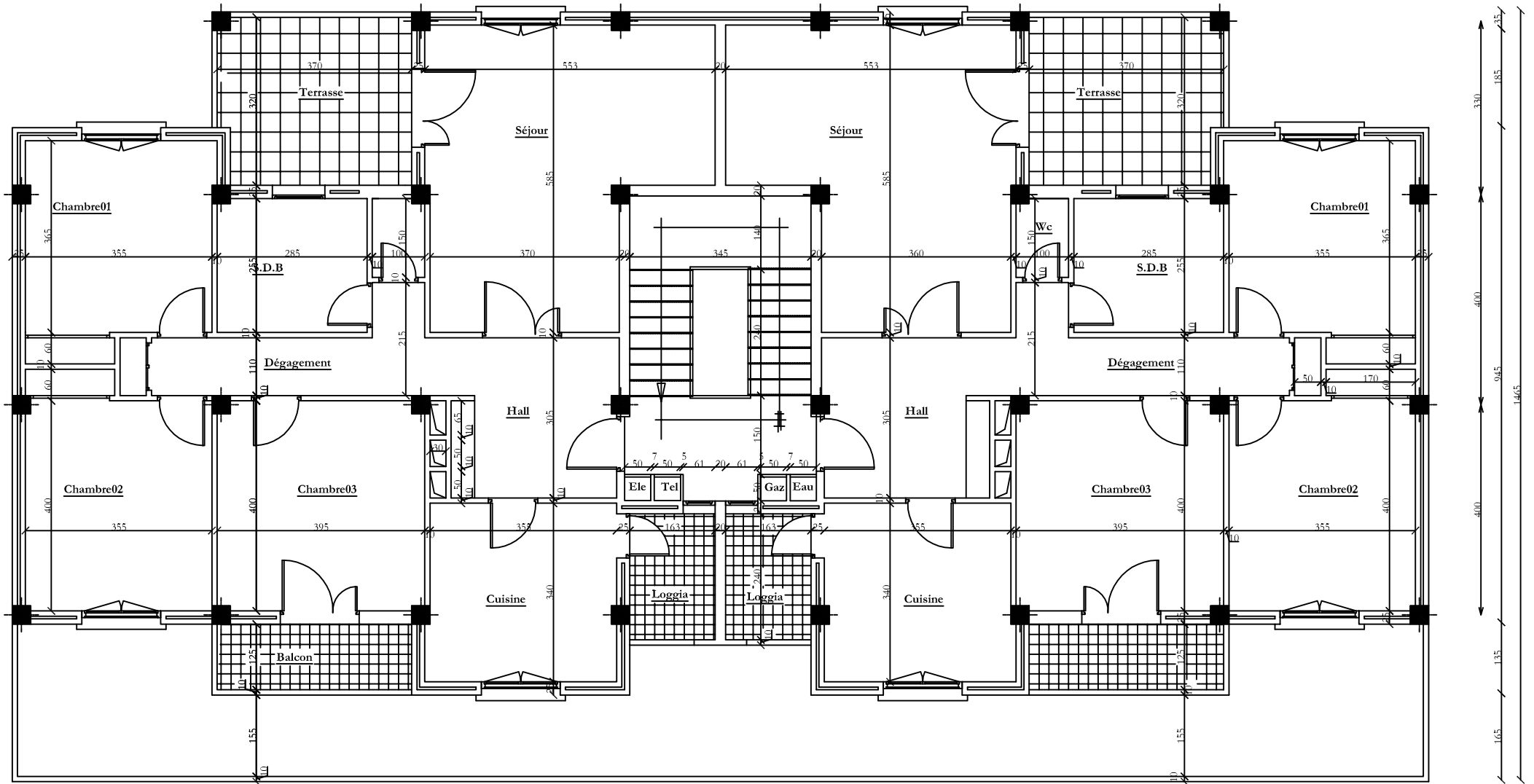
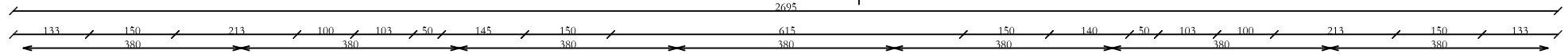
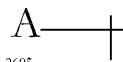
PLAN 2eme ETAGE

A — ⊕
Logements



PLAN DU SOUS SOL

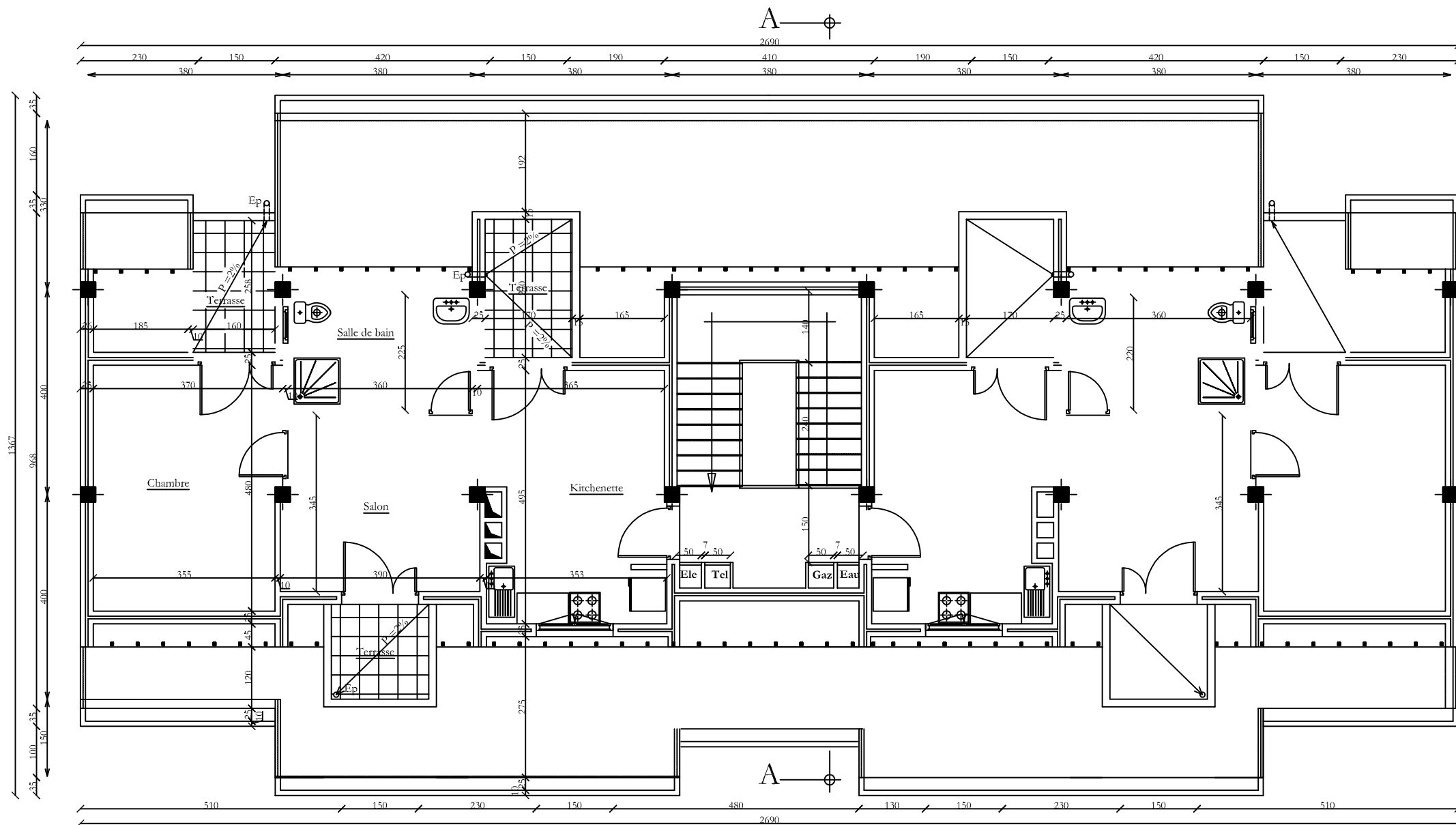
A — ⊕
A — |



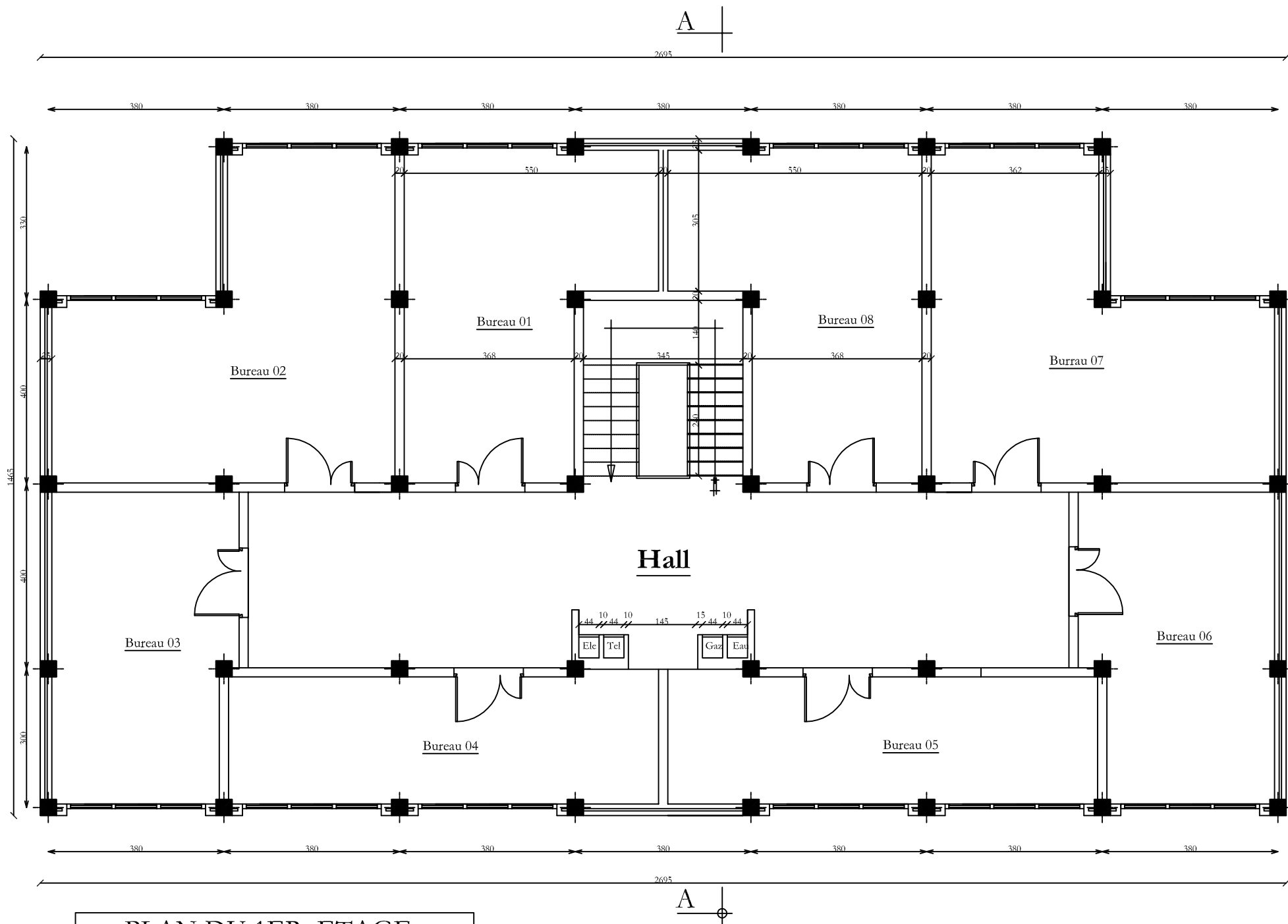
PLAN D'ETAGES 3,4 et 5

Logements





PLAN DE COMBLE Logements



PLAN DU 1ER ETAGE

Introduction générale

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de la réhabilitations d'ouvrages de Construction, d'infrastructures et de superstructures urbaines dont ils assurent la Sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société.

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une sécurité maximale de la structure vis-à-vis des catastrophes naturelles tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi-Ouzou) qui a malheureusement causé d'énorme pertes tant qu'humaines que matérielles.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Dans le cadre de ce travail, faisant l'objet de notre mémoire, nous nous intéressons au calcul des éléments structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale, implanté à Tizi-Ouzou, zone de moyenne sismicité et de groupe d'usage 2. Pour mener le calcul, nous subdivisons le travail en 8 chapitres.

CHAPITRE I:

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1) Introduction

La stabilité d'un ouvrage dépend de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...). La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage

I.2) Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à calculer les éléments d'un bâtiment (R+5+sous-sol +comble+ charpente) à usage d'habitation et commercial contreventé par portique et voile en béton armé. Cet ouvrage sera implanté à **AZAZGA** dans la wilaya de **TIZI-OUZOU** qui est classée selon les règles parasismique Algériennes « **RPA99/version 2003** » comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 « ouvrage d'importance moyenne ». Ce bâtiment est composé de :

- Quatre étages courant+comble à usage d'habitation.
- 1^{er} étage, Un sous-sol et un RDC à usage commercial.
- Une cage d'escalier.
- Une charpente en bois.

Selon l'étude de sol, la contrainte de calcul $\sigma_{sol}=2.50 \text{ bars}$ à une profondeur de **D=2m**.

Le calcul de notre ouvrage sera mené selon plusieurs normes et règles que nous citons ci-dessous :

- Règlement parasismique algérien (**RPA 99, modifier 2003**).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**B.A.E.L 91 modifier 99**).
- Document technique réglementaire (**DTR B.C. 2.2**).

I.3) Caractéristique géométrique de l'ouvrage

➤ En plan :

Longueur totale du bâtiment : $L=26.95\text{m}$

Largeur totale du bâtiment : $l=14.65\text{m}$

➤ En élévation :

Hauteur totale du bâtiment : $H = 26.36 \text{ m}$

Hauteur du sous-sol : $H = 3.20\text{m}$

Hauteur du RDC : $H= 4.08\text{m}$

Hauteur de L'étage courant : $H = 3.06 \text{ m}$

Hauteur du comble : $H=3.78\text{m}$

I.4) Elément constitutifs de l'ouvrage

I.4.1) Superstructure

I.4.1.1) Ossature

Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

- **Portique** : Ils sont en béton armé constitués de poutres et de poteaux ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- **Voile** : Ils sont des éléments rigides en béton armé verticaux coulés sur place disposés dans les deux sens transversal et longitudinal. 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.

I.4.1.2) Les plancher

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment. Ils assurent deux fonctions principales :

-Fonction de résistance mécanique : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les charges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

-Fonction d'isolation : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- **Plancher en corps creux :**

Ils sont en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

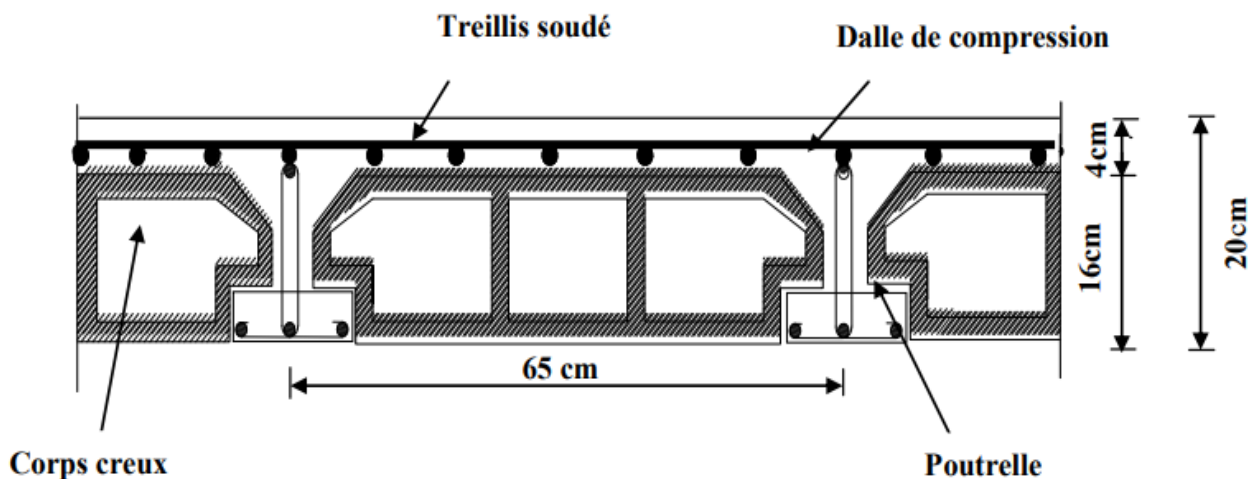


Figure I. 1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

- **Dalle pleine en béton armé :**

C'est une plaque porteuse en béton armé coulée sur un coffrage plat reposant sur des appuis, elle est prévue là où il n'est pas possible de réaliser un plancher en corps creux.

Dans notre structure, on a utilisé ce type de plancher au niveau des balcons et des escaliers (paliers ; volées).

I.4.1.3) Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse il existe deux type de murs :

- **Mur extérieurs :**

Ils sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparée d'une lame d'air de 5cm, au total on aura un mur de 25 cm d'épaisseur.

▪ **Mur intérieurs :**

Ils sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur ayant comme principale fonction la séparation des espaces.

I.4.1.4) Revêtements

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit en plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

I.4.1.5) Les escaliers

Sont des éléments secondaire permettant de se déplacer et relient entre les différents niveaux, ils sont composés d'un palier de repos et des volées réalisées en béton armée coulés sur place.

I.4.1.6) La toiture

C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieur contre l'infiltration d'eau lors des intempéries et humidité. Elle est composée de deux éléments :

➤ **La charpente :**

C'est un assemblage de pièces de bois qui servent de squelette et de support de couverture de toit, ses fonctions sont les suivantes :

- Supporter son poids propre.
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions exercées par le vent sur un versant.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.

➤ **La couverture :**

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que tuiles, ardoises, ou autres portés par la charpente.

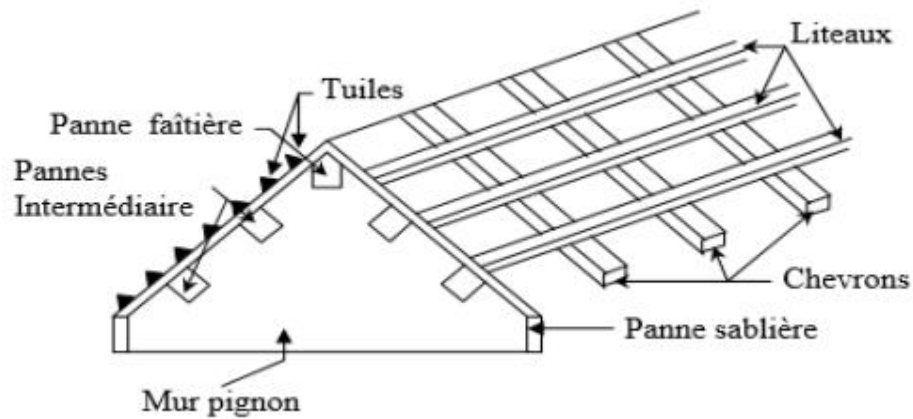


Figure I. 2 Schéma descriptif de la toiture.

I.4.2) L'infrastructure

I.4.2.1) Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, son ancrage dans le sol assure la stabilité du bâtiment.

Ses principaux rôles peuvent être décrits comme suit:

- Reprendre les charge et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol.
- Etre un organe de liaison entre la structure et le sol de fondation.
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.

-Il existe trois types de fondation

- La fondation superficielle.

- La fondation profonde.

- La fondation semi-profonde.

Le choix du type de fondation sera défini après l'étude de sol.

I.5) La contrainte limite

Tous les calculs qui vont suivre seront basés sur la théorie des états limites.

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue deux états limites.

• **États limites ultimes (ELU):** Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante:

-Équilibre statique de la construction (pas de renversement).

-Résistance de chacun des éléments (pas de rupture).

-Stabilité de forme (pas de flambement).

• **États limites de service (ELS):** Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue:

-États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.

-États limites d'ouverture des fissures.

-États limites de service de déformation.

I.6) Caractéristique mécaniques des matériaux

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

I.6.1) Le béton

a. Définition :

Le béton est un mélange des granulats (graviers + sable) et d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient ; Il a une résistance à la traction faible par rapport à la résistance à la compression.

b. Composition du béton:

Ciment: C'est un liant hydraulique qui provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80%) et d'argile (20%).

Granulats: Leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance, ils représentent le squelette du béton.

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm.
- Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm.

Eau de gâchage: L'eau employée pour la confection du béton doit être de l'eau potable car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton. Donc, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton et tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

I.6.1.1) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

➤ Résistance du béton

❖ Résistance à la compression (Art A2.1, 11 BAEL 91/99)

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre $D=16$ cm et une hauteur $h = 32$ cm. (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) ; f_{c28} exprimée en MPa. La résistance caractéristique à la compression à l'âge de $j \leq 28$ jours, est :

$$\text{Art A2.1, 11 BAEL 91/99} \left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = 1,10 f_{c28} & \text{Pour } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Pour notre projet on adoptera: $f_{c28} = 25$ MPa.

❖ Résistance à la traction (Art A2.1.12 BAEL 91/99)

La résistance à la traction du béton à «j» jours est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression comme suit:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa) pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où } f_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

Dans notre cas on a: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

1.6.1.2) Contraintes limites

❖ L'état limite ultime [ELU] (Art A.4.3.41 BAEL 91/99)

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton, elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ (MPa)}$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ pour les situations durables (courante).} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ pour les situations accidentelles : coefficients qui tiennent compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ lorsque } j > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,9 \text{ lorsque } 1 < j \\ \theta = 0,85 \text{ lorsque } j < 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

Pour $\gamma_b = 1,50$ et $\theta = 1$, on aura $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

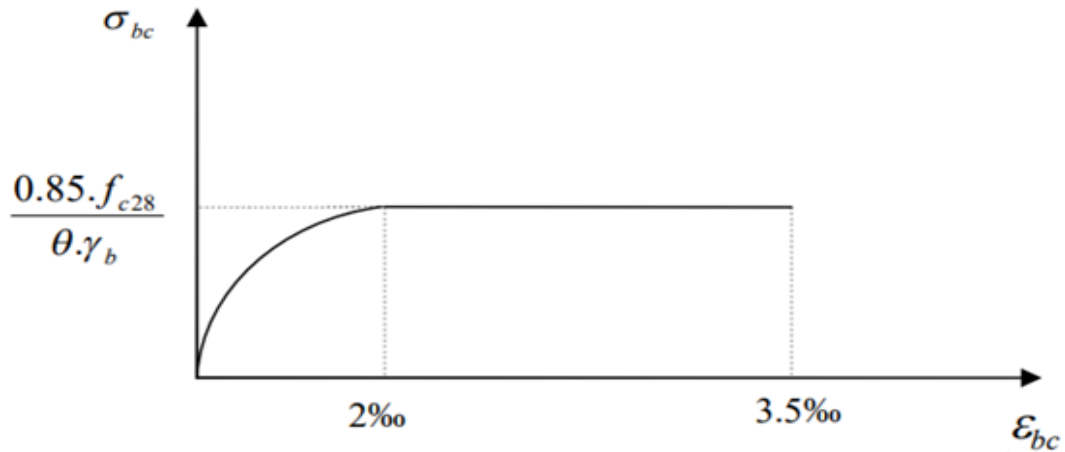


Figure I. 3 Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé:

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ c'est l'Etat Elastique.
- D'une partie rectangle $2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ c'est l'Etat Plastique.

Pour $\epsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit: $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Avec:

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

E_b : Module de Young.

Les déformations du béton sont:

$$\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ (4,5 - 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MP} \end{cases}$$

❖ Etat limite de service (ELS)..... (Art A.4.5.2 BAEL 91/ 99)

La contrainte limite de service du béton en compression est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} [\text{MPa}]$$

Pour notre cas on a : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Elle est limitée par: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

A l'ELS le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

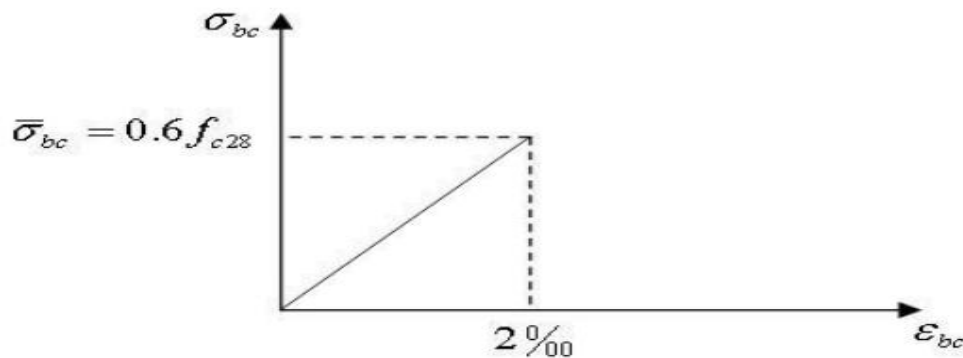


Figure I. 4 Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

❖ Contrainte limite de cisaillement..... (Art.5.1.1BAEL.91/99)

Elle est donnée par la formule suivante:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

Avec V_u : l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de l'âme.

d : hauteur utile $d = (h-c) = 0,9 h$: position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissuration peu nuisible (non préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Module d'élasticité du béton E:

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

- **Module d'élasticité instantané..... [ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99].**

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à 24 heures, à j jours il vaut :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Dans notre cas : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$.**

- **Module d'élasticité différée..... [Art A.2.1.22 BAEL91 modifiées 99].**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Dans notre cas pour **j = 28 jours** Donc : **$f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ Alors : $E_{cj} = 10818,86 \text{ MPa}$.**

Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant. Sa valeur est donnée par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} E : \text{module de Young.} \\ \nu : \text{Coefficient de poisson.} \end{array} \right.$$

Coefficients de poisson (Art. A.2.1.3.BAEL91/ 99) :

Le coefficient de poisson(ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par :

$$v = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$$

Il sera pris égal à:

$v=0$ pour un calcul des sollicitations à l'État Limite Ultime (ELU).

$v=0.2$ pour un calcul de déformations à l'État Limite Service (ELS).

I.6.2) Les Aciers

Le béton est connu comme matériau travaillant très bien en compression mais faible en traction, pour cela on utilise des aciers afin de reprendre les efforts de traction. L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs nuances.

En général les aciers utilisés sont de deux types :

- Les aciers à hautes adhérences (HA).
- Treillis soudés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement (ψ)
Acier en barre	Haute Adhérence Fe E400	HA	400	1.6	1.5
Acier en Treillis	Treillis Soudés TL 520($\Phi < 6$)	TS	520	1.3	1

Tableau I. 1 Caractéristique d'acier.

I.6.2.1) Caractéristiques physiques et mécaniques des aciers utilisés

❖ Le module d'élasticité longitudinale (E) (Art-2.2.1 BAEL91/99)

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égal à $E = 2 \times 10^5$ MPa pour tous les aciers utilisés.

❖ Coefficient de Poisson des aciers:

Le coefficient de Poisson (ν) pour les aciers est pris égal à 0.3.

I.6.2.2) Contraintes limites

❖ État limite Ultime [ELU]..... [BAEL91 modifiée 99] :

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = f_e / (\gamma_s)$$

σ_{st} : la contrainte de l'acier à l'ELU.

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité. $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ cas des situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ cas des situations durables ou transitoires.} \end{array} \right.$

- Pour les aciers (HA):

$f_e = 400$ MPa $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ alors : } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_s = 1 \text{ alors : } \sigma_{st} = 400 \text{ MPa.} \end{array} \right.$

- Pour les treillis soudés (TS):

$f_e = 520$ MPa $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ alors : } \sigma_{st} = 452.20 \text{ MPa.} \\ \gamma_s = 1 \text{ alors : } \sigma_{st} = 520 \text{ MPa.} \end{array} \right.$

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul (σ_{st}) des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations (ϵ_s) de l'acier par le diagramme contrainte déformation de la figure suivante:

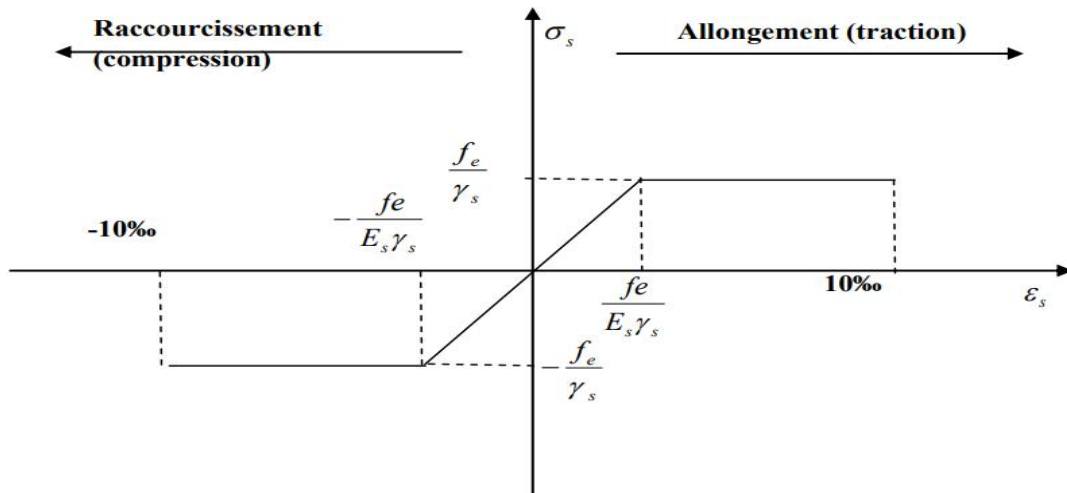


Figure I. 5 Diagramme contrainte-déformation d'acier

❖ **Etat limite service (ELS).....(Art A.4.5.3 BAEL91/99).**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures (risque de corrosion des armatures), on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures, d'après les règles de BAEL on distingue 03 cas de fissuration :

- **Fissuration peu préjudiciable ou peu nuisible..... (Art. A.4.5.32, BAEL91/99).**

Cas des éléments situés dans des locaux couverts et clos, dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire (En dehors de la vérification à l'ELU).

- **Fissuration préjudiciable.....(Art. A.4.5.33, BAEL91/99).**

Cas des éléments exposés aux intempéries ; la contrainte dans l'acier est limitée comme suit :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable..... (Art.4.5.34, BAEL91/99).**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien ils doivent assurer une étanchéité parfaite. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur 0,8 (MPa), l'expression étant donnée en A.4.5, 33.

$$\overline{\sigma}_{st} = 0.8 \text{ Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \right\}$$

Avec : n Coefficient de fissuration.

- $n = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL) et treillis soudés.
- $n = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence (HA) ($\phi < 6\text{mm}$).
- $n = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence (HA) ($\phi \geq 6\text{mm}$).

❖ **Protection d'armatures (enrobage) :..... (Art A.7.1 BAEL91/99).**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$ pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$ pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1 \text{ cm}$ pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (Art A 7.2. 4 BAEL 91/99).

Afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des intervalles suffisamment larges pour livrer passage à ces aiguilles, et à des distances telles que la vibration de la totalité du béton soit assurée..... (**Art A7.2, 8 BAEL 91/99**).

CHAPITRE II:

Pré-dimensionnement des Eléments

II.1) Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux à utiliser, nous passons au pré-dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (Principales et secondaires), les poteaux, les voiles et la toiture.

II.2) Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges permanentes, les charges horizontales et verticales et de les transmettre aux éléments porteurs (voiles-poteaux-poutres).

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés:

- Planchers à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1) Planchers en corps creux

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. Son épaisseur doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots (\text{Art B 6.8, 424/BAEL91 modifié 99}).$$

Avec : $L_{\max}$: La plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

En zone IIa le RPA exige une section minimale de (25x25) cm² pour les poteaux.

Dans notre cas nous avons:

$$L_{\max} = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{355}{22.5} = 15.77 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur: $h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$

- Épaisseur du corps creux: 16 cm
- Épaisseur de la dalle de compression: 4 cm

II.2.2) Dalles pleines

Le pré dimensionnement des dalles pleines est déterminé en tenant compte de leurs portées ainsi que des conditions suivantes:

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

A. Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante:

$$e_p \geq L_0 / 10$$

- L_0 : portée libre.
- e_p : épaisseur de la dalle.

Nous avons : $L_0 = 1,53\text{m}$

$$e_p \geq 1,53/10 = 0,153 \text{ m}$$

$$e_p = 15.3\text{cm}$$

B. L'isolation acoustique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

D'où : L'épaisseur minimale de la dalle est :

$$Mp = \rho_{\text{béton}} \times e_p \geq 350 \text{ kg/m}$$

$$\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$ep = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = \mathbf{14 \text{ cm}}$$

C. La résistance au feu :

- $ep = 11 \text{ cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.
- $ep \geq 7 \text{ cm}$ Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

En tenant compte des trois conditions, on opte pour une épaisseur de la dalle **e=20cm**.

II.3) Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulées sur place, qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (Poteaux, voiles) elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments.

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes:

- Hauteur h:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

- Largeur b:

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Selon le **RPA99 modifié 2003 (article 7.5.1)** les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

II.3.1) Les poutres principales

Ce sont les poutres perpendiculaires aux poutrelles. Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les transmettent aux poteaux. Dans notre plan les poutres principales sont suivant l'axe Y-Y.

- **Hauteur h:**

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \longrightarrow 25 \leq h \leq 37.5$$

Pour les raison constructive on prend: **h = 40 cm.**

- **Largeur b:**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Pour les raison constructive on prend: **b = 30 cm.**

Vérification RPA99/2003:

- $b = 30 \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h = 40 \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4.0$ condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \longrightarrow 30 \leq 90$ condition vérifiée

Donc la section de la poutre principale **(b×h) = (30×40) cm².**

II.3.2) Les poutres secondaires

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, elles assurent le même rôle que les poutres principales. Dans notre plan les poutres secondaires sont suivant l'axe X-X.

- **Hauteur h:**

$$L_{\max} = 380 - 30 = 350 \text{ cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \longrightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

On prend: $h = 35$ cm.

- **Largeur b :**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Pour les raison constructive on opte pour **$b = 30$ cm.**

- $b = 30 \geq 20$ cm condition vérifiée.
- $h = 35 \geq 30$ cm condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \longrightarrow 30 \leq 82.5$ condition vérifiée.

Donc la section de la poutre secondaire **$(b \times h) = (30 \times 35)$ cm².**

II.3.3) La poutre inclinée de la charpente

- **Hauteur h :**

$$L_{\max} = 444 - 25 = 419 \text{ cm}$$

$$\frac{419}{15} \leq h \leq \frac{419}{10} \longrightarrow 27.93 \leq h \leq 41.9$$

On prend: $h = 30$ cm

- **Largeur b :**

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Pour les raison constructive on adopte pour **$b = 25$ cm.**

- $b = 25 \geq 20$ cm condition vérifiée.
- $h = 30 \geq 30$ cm condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1.2 \leq 4.0$ condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \longrightarrow 30 \leq 70$ condition vérifiée.

Donc la section de la poutre inclinée de la charpente: **$(b \times h) = (25 \times 30)$ cm².**

II.3.4) Poutre palière

Comme les poutres principales et secondaires se sont des éléments en béton armé coulés sur place, elles servent à porter l'escalier.

- **Hauteur h:**

$$L_{\max} = 380 - 25 = 355\text{cm}$$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \longrightarrow 23.66 \leq h \leq 35.5$$

On prend: **h = 35 cm**

- **Largeur b:**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Pour les raisons constructives on opte pour **b = 30 cm**.

- $b = 30 \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- $h = 35 \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0$ condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \longrightarrow 30 \leq 82.5$ condition vérifiée.

Donc la section de la poutre palière **(b×h) = (30×35) cm²**.

II.4) Pré-dimensionnement des voiles

Selon le **RPA99/2003 (ART 7.7.1)** : sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $L_{\min} \geq 4a$

$L_{\min}$: portée (Largeur) minimale des voiles.

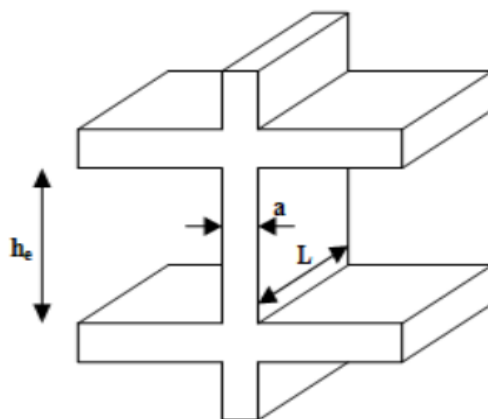
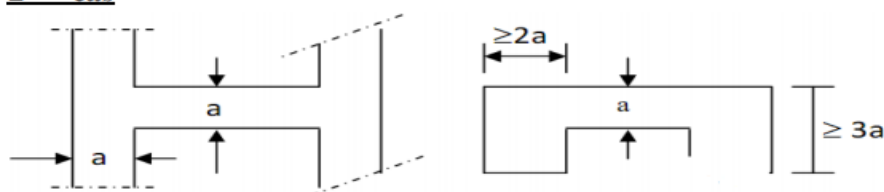


Figure II. 1 : Coupe d'un voile en élévation (RPA 99 /version 2003).

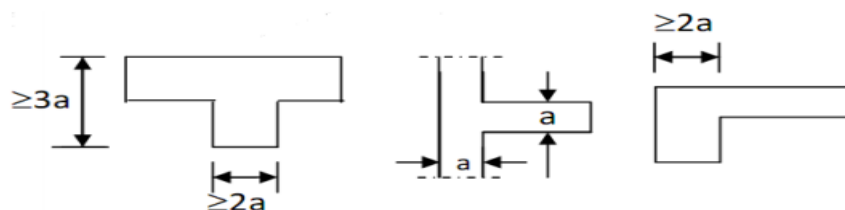
L'épaisseur minimale $a_{\min}$ est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

1^{eme} cas



$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

2^{eme} Cas



$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

3^{eme} Cas



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

Figure II. 2 : Coupe verticale des types des voiles en plan (RPA 99 /version 2003)

$$a \geq; h_e/20$$

Avec: $h_e = h - e_p$

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{hauteur d'étage} \\ e_p : \text{épaisseur du plancher} \end{array} \right.$$

- **Pour le sous-sol : $h=320\text{cm}$**

$$h_e = 320 - 20 = 300 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15\text{cm}$$

- **Pour le RDC: $h = 408\text{cm}$**

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4\text{cm}$$

- **Pour l'étage courant: $h = 306\text{cm}$**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3\text{cm}$$

On adopte une épaisseur: **$a=20\text{cm}$** pour l'étage courant, le sous-sol et le rez-de-chaussée.

❖ **Vérification selon le RPA 99 /version 2003 :**

$$a = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$L_{\min} = 1\text{m} \geq 4a = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc on opte pour des voiles d'épaisseur **$a=20\text{cm}$** .

II.5) Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux qui composent le squelette du bâtiment, ils se caractérisent par leurs longueurs et leurs sections. Leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation, cette dernière les transmet au sol.

Leur pré-dimensionnement s'effectue à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple.

Selon (RPA 99 /version 2003, A.7.4.3.1) :

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

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

$$B_c = \frac{N_d}{v \times f_{c28}} = \frac{N_d}{0,3 \times f_{c28}}$$

Avec :

L'effort normal N_d sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité.

$$N_d = G + Q.$$

N_d : Effort normal de compression à l'ELS.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

B_c : Section transversale du poteau.

Pour nos calculs la section minimale des poteaux exigée par le RPA est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.5.1) Détermination des charges permanente et charges d'exploitation

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q , nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

II.5.1.1) Charges permanentes (G)

a. Toiture :

N°	Nature de la couche	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Tuiles mécaniques (litesaux compris)	0.45	0.45
2	Pannes, chevron et fixation	0.15	0.15
3	Murs pignons (Ep = 10cm)	0.9	0.9
Charge permanente totale Gt			1.5 (KN/m ²)

Tableau II. 1 : Charge permanente de la toiture.

b. Plancher étage courant et comble :

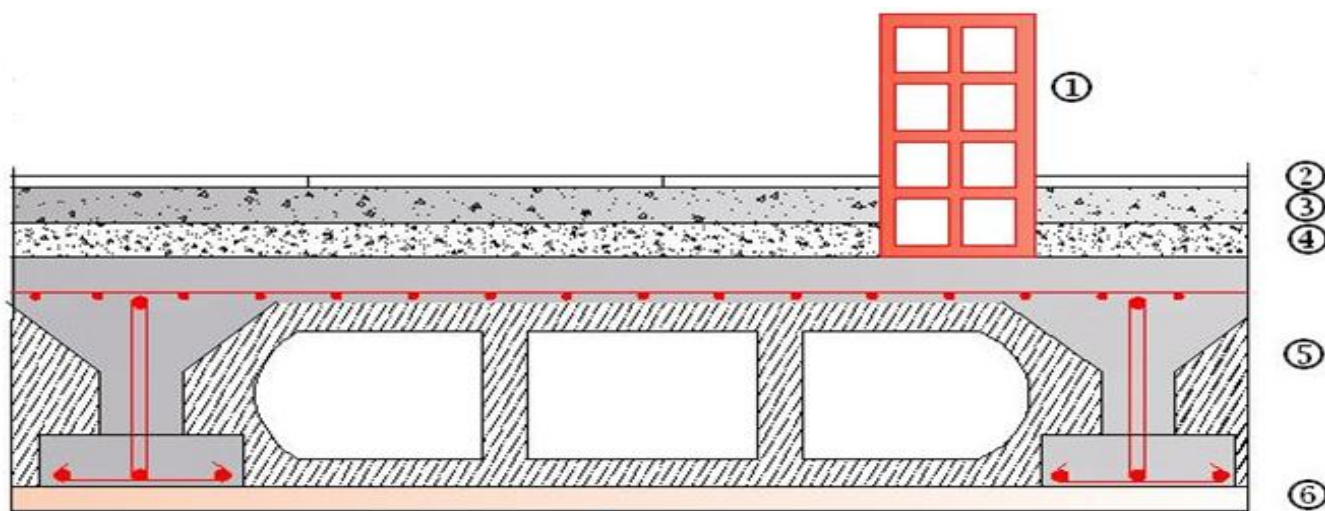


Figure II. 3 : Coupe du plancher d'étage courant.

N°	Nature de la couche	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Cloison en brique creuse	0.1	9	0.9
2	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.2	/	2.85
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt				5.11 (KN/m ²)

Tableau II. 2 : Charge permanente du plancher.

c. Les Dalles Pleines:

➤ Balcon et porte à faux :

N°	Nature de la couche	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale Gt				5.27 (KN/m ²)

Tableau II. 3 : Charge permanente de dalle pleine.

d. La maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs.

➤ Murs extérieurs:

N°	Nature de la couche	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	2×0.1	9	1.8
3	Lame d'air	0.05	/	0
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale Gt				2.36 (KN/m ²)

Tableau II. 4 : Charge permanente de mur extérieur. .

➤ Murs intérieurs:

N°	Nature de la couche	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2×0.02	10	0.4
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
Charge permanente totale Gt				1.62 (KN/m ²)

Tableau II. 5 : Charge permanente de mur intérieur.

II.5.1.2) Charges d'exploitation (Q)

N°	Les Eléments	Charges Exploitations Q (kN/m ²)
1	Toiture	1
2	Sous toiture à usage d'habitation	1.5
3	Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
4	Plancher RDC (bureaux)	2.5
5	Escalier	2.5
6	Balcon	3.5
7	Porte à faux	1.5
8	Plancher Sous-sol à usage commercial	5

Tableau II. 6 : Charges d'exploitation.

II.5.2) Charge et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

➤ Surface d'influence du poteau le plus sollicité:

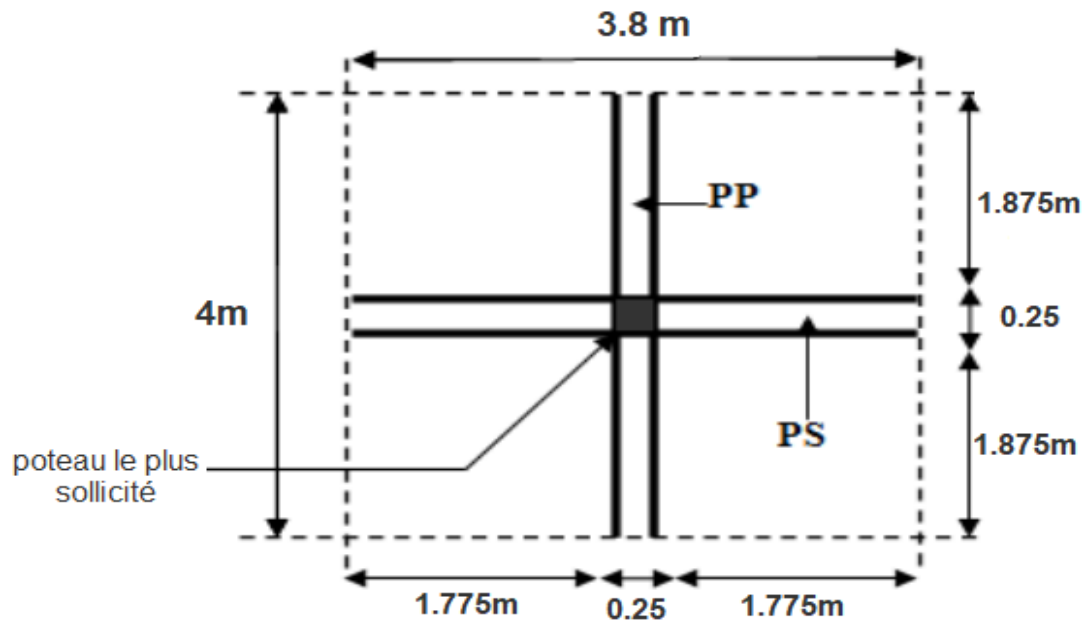


Figure II. 4 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

Calcul des surfaces:

$$S_{tot} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 1.875 \times 1.775 = 3.33 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 3.33 \times 4 = 13.32 \text{ m}^2$$

➤ Surface d'influence de la toiture:

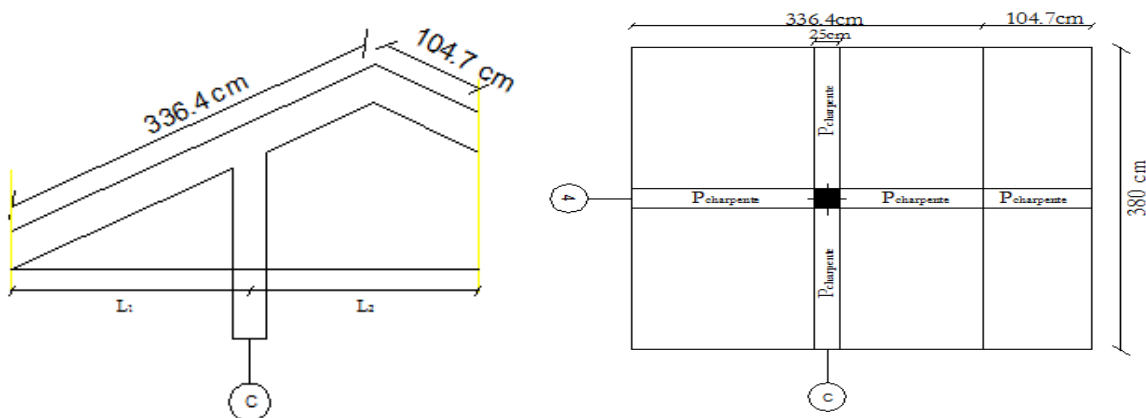


Figure II. 5 : Surface d'influence de la toiture.

$$L_1=L_2=\frac{400-25}{2}=187.5\text{cm}$$

$$St = ((3.364 \times 3.8) - (0.25 \times 0.25)) + (3.8) \times 1.047 = 16.699\text{m}^2$$

$$St = 16.7\text{m}^2$$

➤ **Poids propre des éléments:**

	Éléments	Poids Propre des Éléments
Poids de plancher	Plancher d'étage courant	$13.32 \times 5.11 = 68.06\text{KN}$
	Plancher sous toiture	$13.32 \times 5.11 = 68.06\text{ KN}$
	Toiture	$16.7 \times 1.5 = 25.05\text{ KN}$
Poids des poutres	Poutre principale: (30x40)	$3.75 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 11.25\text{KN}$
	Poutre secondaire: (30x35)	$3.55 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 9.32\text{ KN}$
	Poutre palière (30x35)	$3.55 \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 9.32\text{KN}$
	Poutre incline de la charpente (25x30)	$4.19 \times 0.25 \times 0.30 \times 25 = 7.85\text{KN}$
Poids des poteaux	Poteau de la toiture	$(0.25 \times 0.25) \times 3.78\text{m} \times 25 = 5.906\text{ KN}$
	Poteau de l'étage courant	$(0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25 = 4.781\text{ KN}$
	Poteau de RDC	$(0.25 \times 0.25) \times 4.08 \times 25 = 6.375\text{ KN}$
	Poteau du sous-sol	$(0.25 \times 0.25) \times 3.20 \times 25 = 5\text{ KN}$

Tableau II. 7 : Poids propre des éléments

➤ **Charges d'exploitations:**

		Charges d'exploitations
Les Planchers	Toiture	$16.7 \times 1 = 16.7\text{KN}$
	Plancher sous toiture	$13.32 \times 1.5 = 19.98\text{ KN}$
	Plancher étage courant	$13.32 \times 1.5 = 19.98\text{ KN}$
	Plancher RDC	$13.32 \times 2.5 = 33.3\text{ KN}$
	Plancher Sous-sol	$13.32 \times 5 = 66.6\text{ KN}$

Tableau II. 8 : Charges d'exploitations linéaires.

II.5.3) Loi de dégression des surcharges

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

La loi de dégression est: $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ Pour: $n \geq 5$

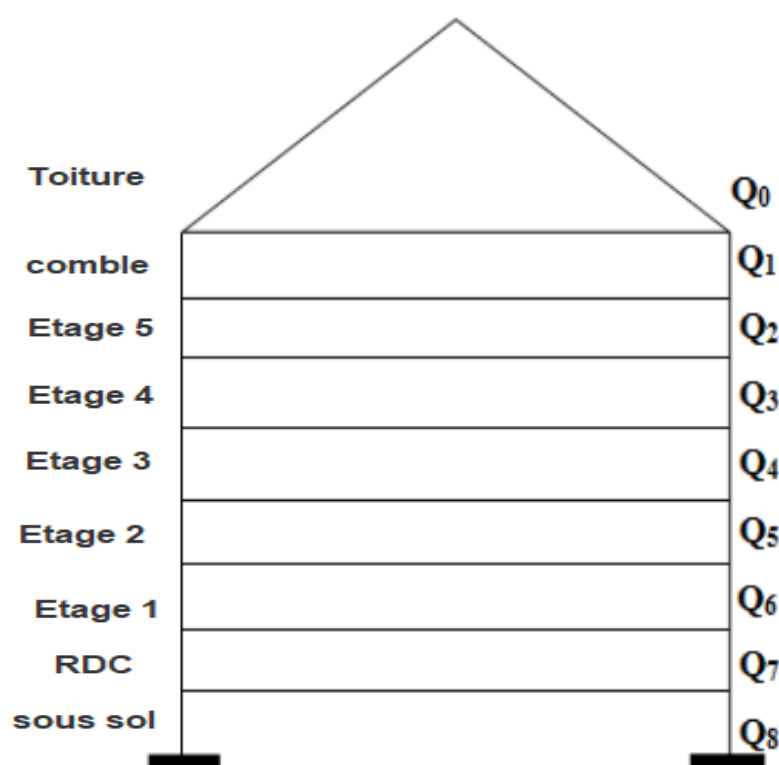


Figure II. 6 : Dégression des surcharges.

Q_0 : Charge d'exploitation de la toiture.

Q_i : Charge d'exploitation de l'étage i.

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

Q_n : Charge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

- **Les surcharges cumulées:**

Toiture: $\sum 0 = Q_0$

Comble: $\sum 1 = Q_1 = Q_0 + Q_1$

Niveau 5 : $\sum 2 = Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Niveau 4: $\sum 3 = Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 3: $\sum 4 = Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau 2: $\sum 5 = Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niveau 1: $\sum 6 = Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niveau RDC: $\sum 7 = Q_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Niveau SSOL: $\sum 8 = Q_8 = Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

- **Application numérique:**

Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression:

Toiture: $Q_0 = 16.7 \text{ KN}$

Comble: $\sum 1 = Q_1 = 16.7 + 19.98 = 36.68 \text{ KN}$

Niv 5: $\sum 2 = Q_2 = 16.7 + 0.95 (2 \times 19.98) = 54.66 \text{ KN}$

Niv 4: $\sum 3 = Q_3 = 16.7 + 0.90 (3 \times 19.98) = 70.64 \text{ KN}$

Niv 3: $\sum 4 = Q_4 = 16.7 + 0.85 (4 \times 19.98) = 84.63 \text{ KN}$

Niv 2: $\sum 5 = Q_5 = 16.7 + 0.80 (5 \times 19.98) = 96.62 \text{ KN}$

Niv 1: $\sum 6 = Q_6 = 16.7 + 0.75 (5 \times 19.98 + 33.3) = 116.6 \text{ KN}$

Niv RDC: $\sum 7 = Q_7 = 16.7 + 0.714 (5 \times 19.98 + 33.3 + 66.6) = 159.35 \text{ KN}$

Niv S-SOL: $\sum 8 = Q_8 = 16.7 + 0.687 (5 \times 19.98 + 33.3 + 66.6 + 66.6) = 199.71 \text{ KN}$

	CHARGES PERMANENTES (KN/m ²)					CHARGES D'EXPLOITATION (KN/m ²)			EFFORT NORMAL (KN)	SECTION (Cm ²)	
	G	G	G	G	G	Q	Coeffi cient de dégre ssion des charg es	Q	N=G+Q	S	S
NIVEAU	Planche r	Poutres	poteaux	Total	Cum ulé	planche r		Cumul é		Trouv ée	Adopté e
Toiture	25.05	10.99	/	36.04	36.04	16.7	1	16.7	52.74	66.13	/
Comble	68.06	20.57	5.906	94.536	130.57	19.98	1	36.68	167.256	223.00	30x30
5	68.06	20.57	4.781	93.411	221.01	19.98	0.95	54.66	275.676	367.56	35x35
4	68.06	20.57	4.781	93.411	314.42	19.98	0.9	70.63	385.067	513.42	35x35
3	68.06	20.57	4.781	93.411	407.83	19.98	0.85	84.63	492.468	656.62	40x40
2	68.06	20.57	4.781	93.411	501.24	19.98	0.8	96.62	597.869	797.15	40x40
1	68.06	20.57	4.781	93.411	594.66	33.3	0.75	116.6	711.26	948.35	40x40

RDC	68.06	20.57	6.375	95.005	689.66	66.6	0.714	159.35	849.015	1132.02	45x45
S-sol	68.06	20.57	5	93.63	783.29	66.6	0.687	199.71	983.005	1310.67	45 x45

Tableau II. 9 : Récapitulatif de la descente de charge.

II.5.4) Vérification des règles du RPA 99/2003

Le **RPA 99 /version 2003, A.7.4.1** nous impose pour la zone (IIa) que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ en zone IIa

- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$

- $1/4 < b / h < 4$

Avec: b et h : dimensions des poteaux.

Niveaux	Poteaux	Valeurs calculés	vérification
Comble	30×30	$\text{Min}(b, h)=30 \geq 25\text{cm}$	Vérifiée
		$h_e/20=378/20=18.9 \leq \text{Min}(b, h)$	Vérifiée
		$1/4 < b / h < 4$	Vérifiée
		$0.25 \leq 30/30 = 1 \leq 4$	
Du 4 ^{eme} au 5 ^{eme} niveau	35×35	$\text{Min}(b, h)=30 \geq 25\text{cm}$	Vérifiée
		$h_e/20=306/20=15.3 \leq \text{Min}(b, h)$	Vérifiée
		$1/4 < b / h < 4$	Vérifiée
		$0.25 \leq 30/30 = 1 \leq 4$	
1 ^{er} au 3 ^{eme} niveau	40×40	$\text{Min}(b, h)=35 \geq 25\text{cm}$	Vérifiée
		$h_e/20=306/20=15.3 \leq \text{Min}(b, h)$	Vérifiée
		$1/4 < b / h < 4$	Vérifiée
		$0.25 \leq 35/35 = 1 \leq 4$	

Sous-sol et RDC	45×45	Min (b, h)=40 ≥ 25cm	Vérifiée
		$h_e/20=408m/20=20 \leq \text{Min (b, h)}$	Vérifiée
		$h_e/20=320m/20=16 \leq \text{Min (b, h)}$	
		$1/4 < b / h < 4$ $0.25 \leq 40/40 = 1 \leq 4$	Vérifiée

Tableau II. 10 : vérification des conditions du RPA 99 vérifie 2003.

II.5.5) Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux soit: $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7i_0$)

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

i_0 : Longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7i_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7i_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12S}}} \leq 50$$

Niveau	b(cm)	H(cm)	I (cm ⁴)	S(cm ²)	i (cm)	i_0 (cm)	L_f (cm)	λ	Condition
Comble	30	30	67500.00	900	8.66025404	358	250.6	28.936	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	35	35	67500.00	900	8.66025404	286	200.2	23.12	Vérifiée

niveau									
1 ^{er} au 3 ^{eme} niveau	40	40	125052.08	1225	10.1036297	286	200.2	23.12	Vérifiée
RDC	45	45	213333.33	1600	11.5470052	388	271.6	23.52	Vérifiée
Sous-sol	45	45	213333.33	1600	11.5470052	300	210	18.19	Vérifiée

Tableau II. 11 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement

La condition étant vérifiée pour tous les niveaux donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

II.6) Conclusion

On a pré-dimensionné tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit:

		Les Dimensions (cm)
Les Planchers en Corps Creux		20 (16+4)
Les Poutres	Poutres Principales	30×40
	Poutres Secondaires	30×35
	Poutres Inclénées	25×30
	Poutres palières	30×35
Dalle pleine		20
Les voiles		20
Les Poteaux	De comble	30×30
	Du 4 ^{eme} et 5 ^{eme} niveau	35×35
	1 ^{er} au 3 ^{eme} niveau	40×40
	RDC et sous-sol	45×45

Tableau II. 12 : Dimensions de sections trouvées.

Ces résultats nous serviront de base pour la suite de nos calculs dans les chapitres suivants.

CHAPITRE III:

Calcul des éléments

III.1) Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure suivants :

- Les planchers.
- La dalle pleine.
- Les escaliers.
- La poutre palière.
- La charpente.

III.2) Calcul des planchers en corps creux

La structure comporte des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués de:

- Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance. La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 04cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but de:
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

III.2.1) Calcul et ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm, elle est armée d'un quadrillage d'armatures de nuance **Fe520** dont les dimensions des mailles ne doit pas dépasser les valeurs suivantes données par le **BAEL (Art B.6.8, 423 BAEL91/99)**:

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles:** $A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e}$

$A_{\perp}$: Section d'armatures (cm²/ml).

L' : Distance entre axes des poutrelles, égale à 65cm.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en MPa $F_e = 520$ MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 20$ cm.

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles:** $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

$$A_{\parallel} = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = 20$ cm.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(200 \times 200) \text{ mm}^2$.

III.2.2) Etude de la poutrelle

III.2.2.1) Dimensionnement de la poutrelle

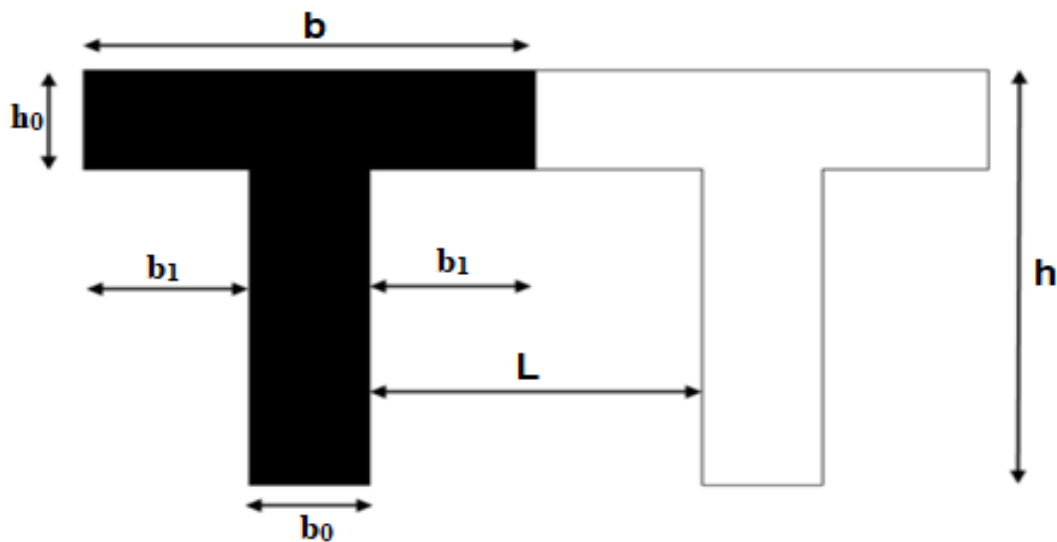


Figure III. 1 coupe transversale de la poutrelle.

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12$ cm.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4$ cm.
- L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. $L = 65 - 12 + 53$ cm.
- h : hauteur totale de plancher $h = 20$ cm.
- $c = 2$ cm.

- $d = h - c = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

D'après (BAEL91/99) la largeur de la dalle de compression $b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{10} \right)$

Avec: L: Portée de la plus grande travée, $L = 380\text{cm}$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2} ; \frac{380}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{380}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \min (26.5 ; 38 ; 25.33)$$

- $b_1 = 25.33\text{cm}$
- $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 25.33 + 12 = 62.66\text{cm}$.
-

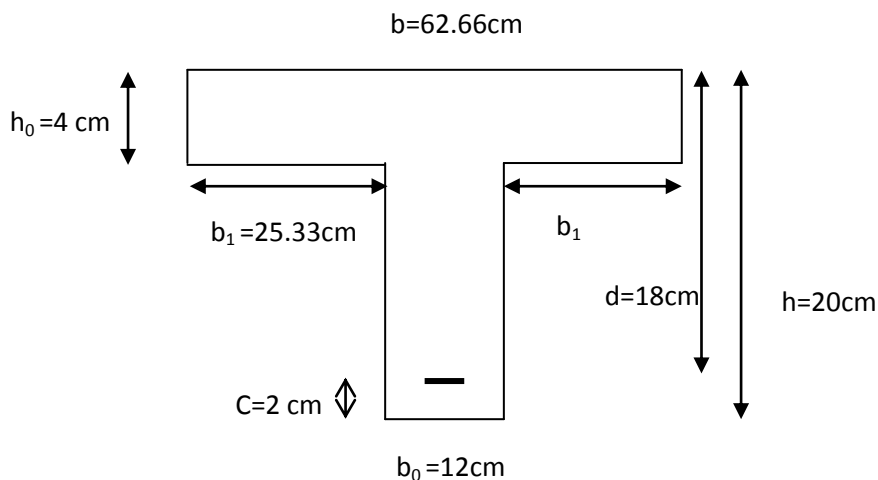


Figure III. 2 : les dimensions de la poutre.

III.2.2.2) Calcul de la poutrelle

➤ Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, en plus de son poids propre, le poids des corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

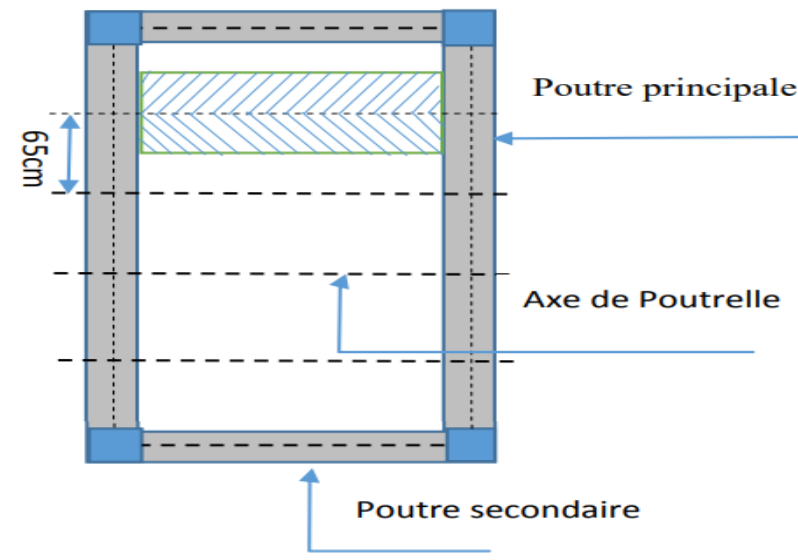


Figure III. 3 : Surface revenant aux poutrelles.

Poids propre de la poutrelle : $G1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.

Poids du corps creux : $G2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$.

Poids de l'ouvrier $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaison de charge à l'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$$

- **Moment maximal en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = 2,50 \times \frac{3,8^2}{8} = 4,512 \text{ KN / ml}$$

- **L'effort tranchant :**

$$V_{\max} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{2,50 \times 3,8}{2} = 4,75 \text{ KN / ml}$$

- **Calcul d'armatures :**

La hauteur utile $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_0}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,512 \times 10^2}{12 \times 4 \times 14,2} = 0,658$$

$\mu > \mu_L = 0,392$ **donc** Section doublement Armée (SDA).

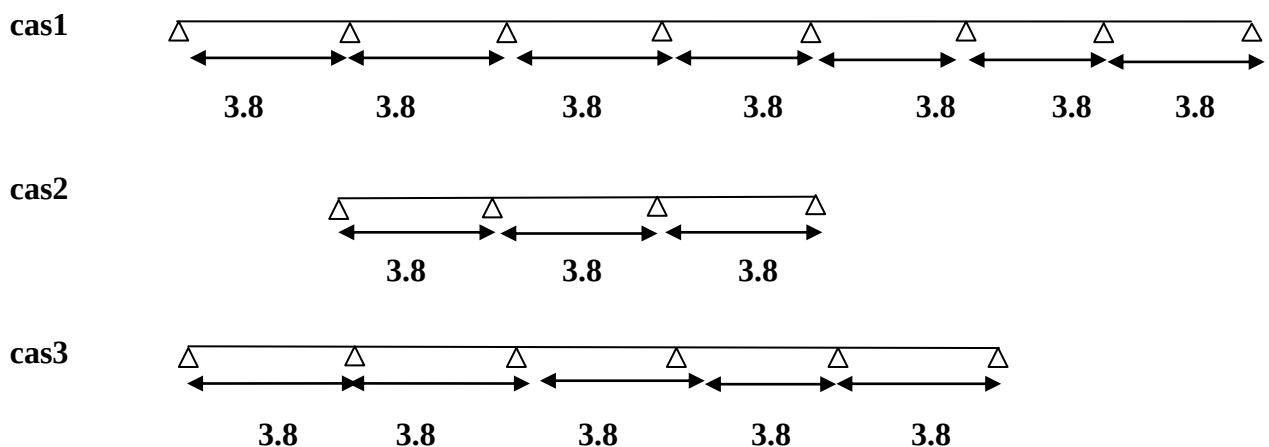
Conclusion

Vu la hauteur faible de la poutrelle de l'ordre de 4cm, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures .par conséquent il faudra prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

➤ Etape 2 : après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrement partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

Dans notre cas On distingue trois cas :



Méthode de calcul

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

✓ **La méthode forfaitaire**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées ; tels que les plancher des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, d'enseignement... L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le BAEL91, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées :

Condition d'application de la méthode forfaitaire (Art B.6.2,210/BAEL91révisées 99) :

- 1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN/m².
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées.
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25.$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

✓ **Vérification les conditions de la méthode forfaitaire**

Condition 1 :

Plancher	G (KN/m²)	Q(KN/m²)	$Q \leq \min (2G ; 5(\text{KN/m}^2))$	Condition
Etage courant	5.11	1.5	$1.5 \leq (2 \times 5.11 ; 5 \text{ KN/m}^2)$	vérifiée
RDC	5.11	2.5	$2.5 \leq (2 \times 5.11 ; 5 \text{ KN/m}^2)$	vérifiée
Sous-sol	5.11	5	$5 \leq (2 \times 5.11 ; 5 \text{ KN/m}^2)$	vérifiée

Condition 2 :

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
 Condition vérifiée.

Condition 3:

$$0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i-1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{380}{380} = 1 \leq 1.25 \text{ Condition vérifiée.}$$

Condition 4 :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

✓ **Principe de la méthode forfaitaire: (Art B.6.2.211 BAEL 91 modifiée 99) :**

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

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

Avec:

L: longueur de la travée entre nus d'appuis.

q: charge uniformément répartie.

M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes:

$$1. \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1.05 ; (1 + 0.3\alpha)) M_0$$

2. $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans le cas d'une travée de rive.} \\ M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans le cas d'une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérée.

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

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à:

$0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.

$0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

$0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

✓ **Application de la méthode forfaitaire :**

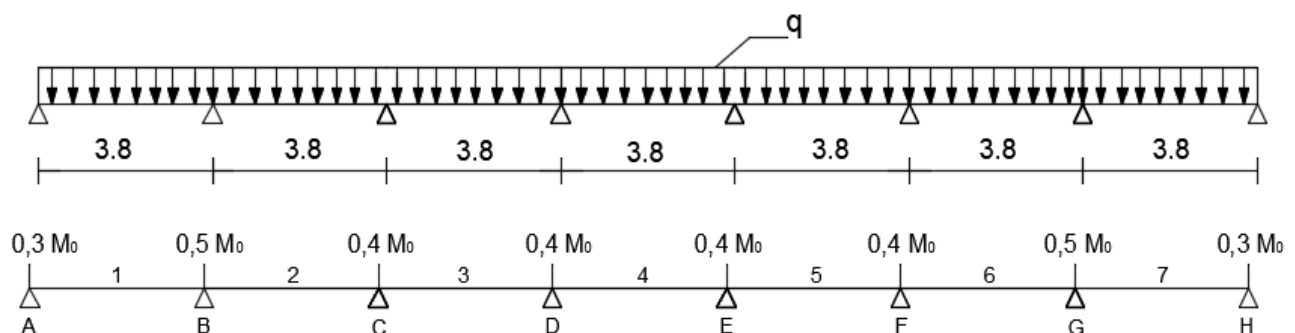


Figure III. 4 : Schéma statique de la poutrelle.

Nous allons faire le calcul des poutrelles pour le plancher à usage commerciale (cas le plus défavorable).

$$G=5.11 \times 0.65=3.32 \text{KN/ml}$$

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

Avec :

0.65 : entre axe des poutrelles.

III.2.2.3) Calcule à l'ELU

Combinaison de charge à l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q.$$

$$q_u = 1.35 \times 3.32 + 1.5 \times 3.25$$

$$q_u = 9.35 \text{ KN/ml}$$

Calcul du rapport de charge

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.25}{3.25+3.32} = 0.494$$

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = M_0^{CD} = M_0^{DE} = M_0^{EF} = M_0^{FG} = M_0^{GH} = \frac{9.35 \times 3.8^2}{8} = 16.87 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appuis :

Comme le système est symétrique, alors : $M_A = M_H$, $M_B = M_G$, $M_C = M_F$, $M_D = M_E$.

$$M_A = M_H = 0.3 M_0^{AB} = 5.06 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0.5 M_0^{AB} = 8.43 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = M_D = M_E = 0.4 M_0^{AB} = 6.74 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travées :

Travée (A-B) (travée de rive) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} + \frac{M_B + M_A}{2} \geq \max (1.05 M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB}) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq -\frac{M_B + M_A}{2} + \max (1.05 \times 16.87 ; (1 + 0.3 \times 0.494) 16.87) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.494}{2} 16.87 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq -\frac{5.06+8.43}{2} + \max (17.71; 19.37) = 12.625 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq 11.372 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tAB} = 12.62 \text{ KN.m}$

Travée (B-C) (travée intermédiaire) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} + \frac{M_C + M_B}{2} \geq \max (1.05 M_0^{BC} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{BC}) \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq -\frac{M_C + M_B}{2} + \max (1.05 \times 16.87; (1 + 0.3 \times 0.494) 16.87) \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.494}{2} 16.87 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq -\frac{6.74 + 8.43}{2} + \max (17.71; 19.37) = 11.785 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 9.685 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tBC} = 11.785 \text{ KN.m}$.

Travée (C-D) (travée intermédiaire) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} + \frac{M_D + M_C}{2} \geq \max (1.05 M_0^{CD} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{CD}) \\ M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq -\frac{M_D + M_C}{2} + \max (1.05 \times 16.87; (1 + 0.3 \times 0.494) 16.87) \\ M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.494}{2} 16.87 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq -\frac{6.74+6.74}{2} + \max (17.71; 19.37) = 12.63 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} \geq 9.685 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tCD} = 12.63 \text{ KN.m}$

Travée (D-E) (travée intermédiaire) :

$$M_{tDE} = M_{tCD} = 12.63 \text{ KN.m}$$

Travée (E-F) (travée intermédiaire) :

$$M_{tEF} = M_{tCD} = 12.63 \text{ KN.m}$$

Travée (F-G) (travée intermédiaire) :

$$M_{tFG} = M_{tBC} = 11.785 \text{ KN.m}$$

Travée (G-H) (travée de rive) :

$$M_{tGH} = M_{tAB} = 12.62 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants**

$$T_W = \frac{M_W - M_e}{L} + \frac{q_u \times l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_W - M_e}{L} - \frac{q_u \times l}{2}$$

Travée (A-B) :

$$T_A = \frac{M_A - M_B}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.06 - 8.43}{3.8} + \frac{9.35 \times 3.8}{2} = 16.878 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{M_A - M_B}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{5.06 - 8.43}{3.8} - \frac{9.35 \times 3.8}{2} = -18.651 \text{ KN}$$

Travée (B-C) :

$$T_B = \frac{M_B - M_C}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8.43 - 6.74}{3.8} + \frac{9.35 \times 3.8}{2} = 18.209 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{M_B - M_C}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8.43 - 6.74}{3.8} - \frac{9.35 \times 3.8}{2} = -17.320 \text{ KN}$$

Travée (C-D) :

$$T_C = \frac{M_C - M_D}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.74 - 6.74}{3.8} + \frac{9.35 \times 3.8}{2} = 17.765 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{M_C - M_D}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.74 - 6.74}{3.8} - \frac{9.35 \times 3.8}{2} = -17.756 \text{ KN}$$

Travée (D-E) :

$$T_D = \frac{MD - ME}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.74 - 6.74}{3.8} + \frac{9.35 \times 3.8}{2} = 17.765 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{MD - ME}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.74 - 6.74}{3.8} - \frac{9.35 \times 3.8}{2} = -17.756 \text{ KN}$$

Travée (E-F) :

$$T_E = \frac{ME - MF}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.74 - 6.74}{3.8} + \frac{9.35 \times 3.8}{2} = 17.765 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{ME - MF}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.74 - 6.74}{3.8} - \frac{9.35 \times 3.8}{2} = -17.765 \text{ KN}$$

Travée (F-G) :

$$T_F = \frac{MF - MG}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.74 - 8.43}{3.8} + \frac{9.35 \times 3.8}{2} = 17.320 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{MF - MG}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.74 - 8.43}{3.8} - \frac{9.35 \times 3.8}{2} = -18.209 \text{ KN}$$

Travée (G-H) :

$$T_G = \frac{MG - MH}{L} + \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8.43 - 5.06}{3.8} + \frac{9.35 \times 3.8}{2} = 18.651 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{MG - MH}{L} - \frac{q_u \times l}{2} = \frac{8.43 - 5.06}{3.8} - \frac{9.35 \times 3.8}{2} = -16.878 \text{ KN}$$

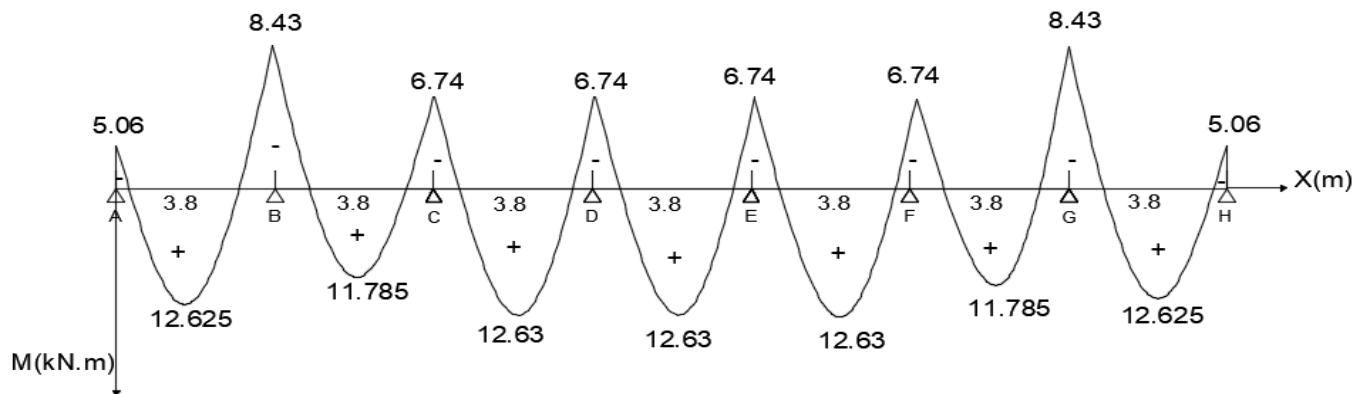


Figure III. 5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

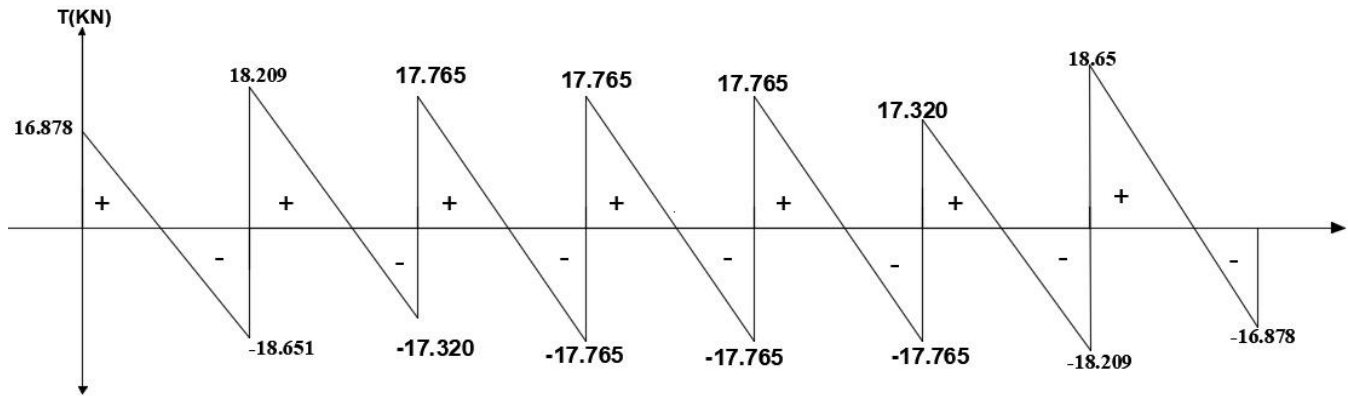


Figure III. 6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

III.2.2.4) Calcul à l'ELS

Combinaison de charge à l'ELS

$$q_s = Q + G.$$

$$q_s = 3.25 + 3.32$$

$$q_s = 6.57 \text{ KN/ml}$$

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = M_0^{CD} = M_0^{DE} = M_0^{EF} = M_0^{FG} = M_0^{GH} = \frac{6.57 \times 3.8^2}{8} = 11.85 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appuis :

$$M_A = M_H = 0.3 M_0^{AB} = 3.55 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0.5 M_0^{AB} = 5.92 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = M_D = M_E = 0.4 M_0^{AB} = 4.74 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travées :

Travée (A-B) (travée de rive) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} + \frac{M_B + M_A}{2} \geq \max (1.05 M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB}) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq -\frac{M_B + M_A}{2} + \max (1.05 \times 11.85; (1 + 0.3 \times 0.494) 11.85) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.494}{2} 11.85 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq -\frac{5.92 + 3.55}{2} + \max (12.44; 13.60) = 8.865 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq 7.988 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tAB} = 8.865 \text{ KN.m}$

Travée (B-C) (travée intermédiaire) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} + \frac{M_C + M_B}{2} \geq \max (1.05 M_0^{BC}; (1 + 0.3\alpha) M_0^{BC}) \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq -\frac{M_C + M_B}{2} + \max (1.05 \times 11.85; (1 + 0.3 \times 0.494) 11.85) \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.494}{2} 11.85 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq -\frac{4.74 + 5.92}{2} + \max (12.44; 13.60) = 8.270 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq 6.803 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tBC} = 8.270 \text{ KN.m}$

Travée (C-D) (travée intermédiaire) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} + \frac{M_D + M_C}{2} \geq \max (1.05 M_0^{CD}; (1 + 0.3\alpha) M_0^{CD}) \\ M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq -\frac{M_D + M_C}{2} + \max (1.05 \times 11.85; (1 + 0.3 \times 0.494) 11.85) \\ M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.494}{2} 11.85 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq -\frac{4.74 + 4.74}{2} + \max (12.44; 13.60) = 8.860 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} \geq 6.803 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tCD} = 8.860 \text{ KN.m}$

Travée (D-E) (travée intermédiaire) :

$$M_{tDE} = M_{tCD} = 8.860 \text{ KN.m}$$

Travée (E-F) (travée intermédiaire) :

$$M_{tEF} = M_{tCD} = 8.860 \text{ KN.m}$$

Travée (F-G) (travée intermédiaire) :

$$M_{tFG} = M_{tBC} = 8.270 \text{ KN.m}$$

Travée (G-H) (travée de rive) :

$$M_{tGH} = M_{tAB} = 8.865 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée (A-B) :

$$T_A = \frac{M_A - M_B}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{3.55 - 5.92}{3.8} + \frac{6.57 \times 3.8}{2} = 11.859 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{M_A - M_B}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{3.55 - 5.92}{3.8} - \frac{6.57 \times 3.8}{2} = -13.106 \text{ KN}$$

Travée (B-C) :

$$T_B = \frac{M_B - M_C}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{5.92 - 4.74}{3.8} + \frac{6.57 \times 3.8}{2} = 12.79 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{M_B - M_C}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{5.92 - 4.74}{3.8} - \frac{6.57 \times 3.8}{2} = -12.172 \text{ KN}$$

Travée (C-D) :

$$T_C = \frac{M_C - M_D}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.74 - 4.74}{3.8} + \frac{6.57 \times 3.8}{2} = 12.483 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{M_C - M_D}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.74 - 4.74}{3.8} - \frac{6.57 \times 3.8}{2} = -12.483 \text{ KN}$$

Travée (D-E)

$$T_D = \frac{M_D - M_E}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.74 - 4.74}{3.8} + \frac{6.57 \times 3.8}{2} = 12.483 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{MD - ME}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.74 - 4.74}{3.8} - \frac{6.57 \times 3.8}{2} = -12.483 \text{ KN}$$

Travée (E-F) :

$$T_E = \frac{ME - MF}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.74 - 4.74}{3.8} + \frac{6.57 \times 3.8}{2} = 12.483 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{ME - MF}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.74 - 4.74}{3.8} - \frac{6.57 \times 3.8}{2} = -12.483 \text{ KN}$$

Travée (F-G) :

$$T_F = \frac{MF - MG}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.74 - 5.92}{3.8} + \frac{6.57 \times 3.8}{2} = 12.172 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{MF - MG}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{4.74 - 5.92}{3.8} - \frac{6.57 \times 3.8}{2} = -12.793 \text{ KN}$$

Travée (G-H) :

$$T_G = \frac{MG - MH}{L} + \frac{q_s \times l}{2} = \frac{5.92 - 3.55}{3.8} + \frac{6.57 \times 3.8}{2} = 13.106 \text{ KN}$$

$$T_H = \frac{MG - MH}{L} - \frac{q_s \times l}{2} = \frac{5.92 - 3.55}{3.8} - \frac{6.57 \times 3.8}{2} = -11.859 \text{ KN}$$

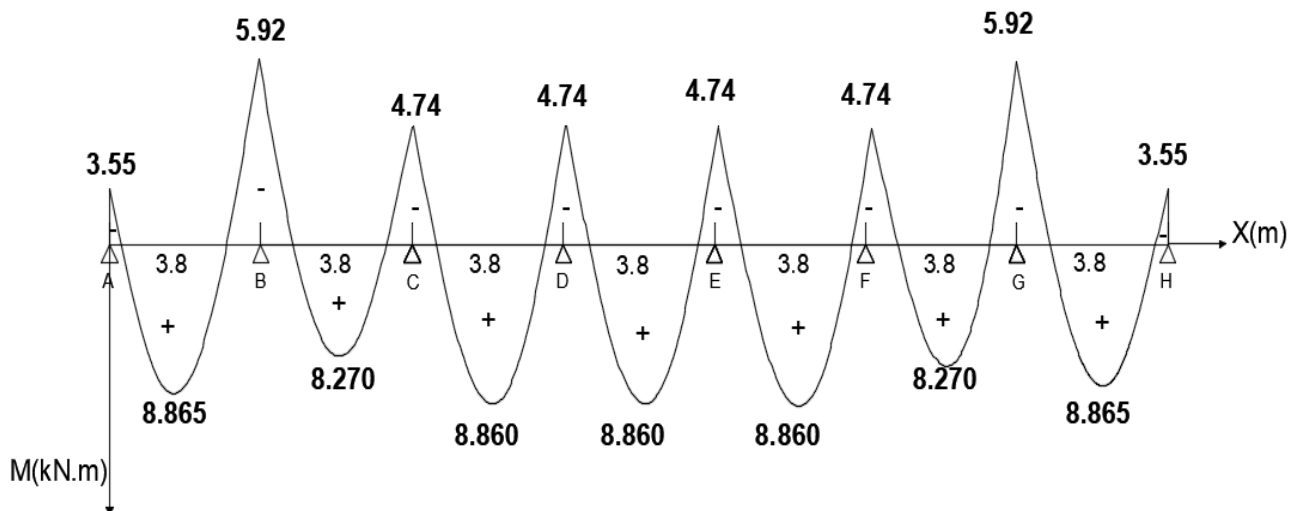


Figure III. 7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

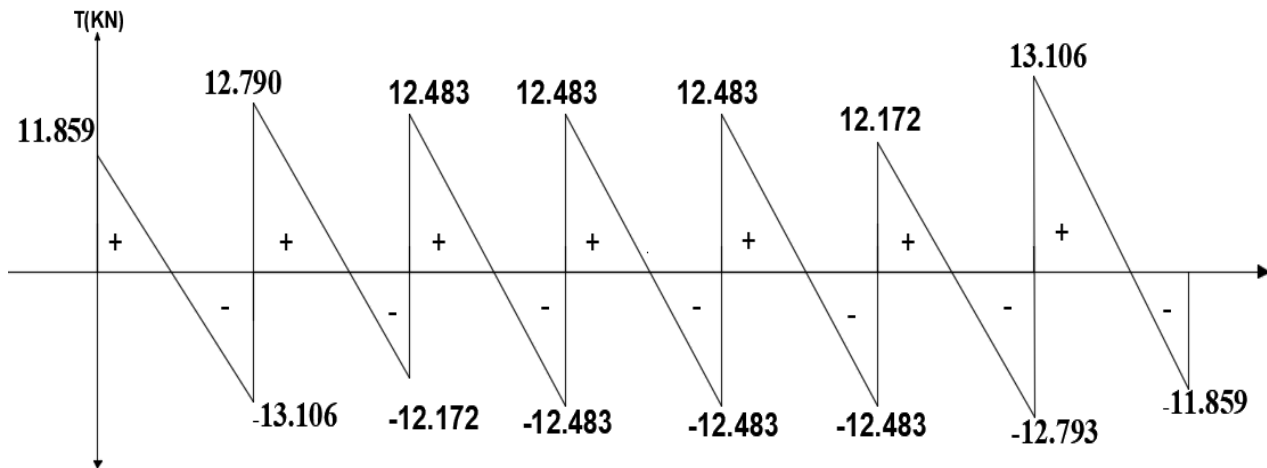
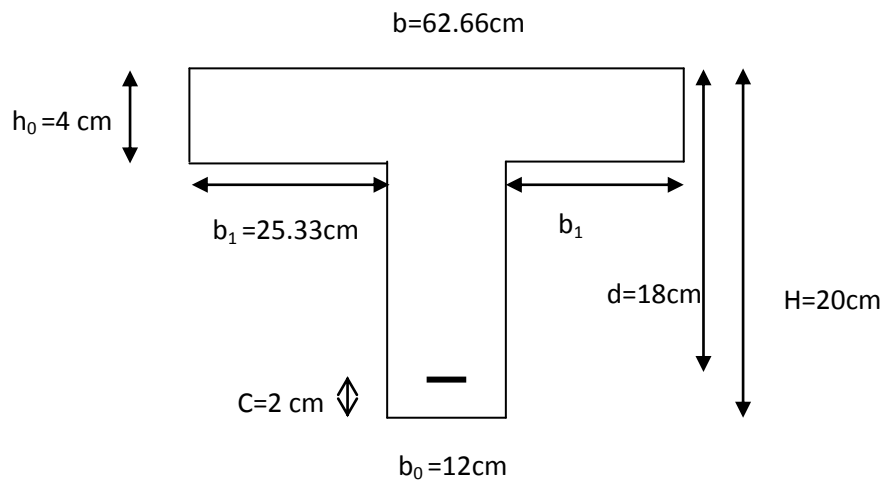


Figure III. 8 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III.2.2.5) Le ferrailage des poutrelles à l'ELU

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal à l'ELU :



➤ Armatures longitudinales :

	Les moments d'appuis (KN.m)	Les moments de travée (KN.m)
Les moments maximaux	8.43	12.63

La position de l'axe neutre :

Si : $M_t \max > M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_t \max < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,6266 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 56,94 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 12,63 \text{ KN.m} < M_0 = 56,94 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Calcul des armatures longitudinales

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t \max}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,63}{0,6266 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,044$$

$0,044 < 0,392 \dots \dots \dots$ SSA (Section simplement armée) $\rightarrow$ (Asc = 0).

$$\mu = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978 \text{ (du tableau de BAEL).}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{12,63 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 2,06 \text{ cm}^2$$

On adopte **$A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$**

- **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 8,43$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,43}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,152 < \mu_l = 0,392 \text{ (Section simplement armée).}$$

$\mu = 0.152 \rightarrow \beta = 0.917$ (du tableau de BAEL).

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{8.43 \times 10^5}{0.917 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Soit **Ast = 2HA12 = 2.26cm²**

Remarque

Au départ on a opté pour des barres de HA10 tel que le ferraillage sera adéquat avec les armatures calculé lorsqu'on a procédé aux calculs on a trouvé que la flèche n'est pas vérifiée donc on a augmenté le ferraillage a des HA12.

➤ Armatures transversales (Art A.7.2.2 /BAEL 91/99).

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) = \min (10\text{mm} ; 5.71\text{mm} ; 12\text{mm})$$

On adopte un diamètre $\phi_t = 6\text{mm}$

On opte pour une section d'armatures : $2\phi_6$ soit : $A_t = 0,56\text{cm}^2$

➤ Espacement des armatures.....(Art A.5.1.22/BAEL 91/99)

$$St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (16.2\text{cm} ; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t}{st} \cdot \frac{f_e}{b_0} = \frac{0,56.235}{15.12} = 27,42\text{cm}$$

$$St \leq \min \{16.2; 27.42\} = 16,2\text{cm}$$

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

III.2.2.6) Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité (BAEL91modifié99, Art A.4.2, 1)

$A_{adopté} > A_{min}$

En travée :

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 62,66 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,36 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,39 > 1,36$ condition vérifiée.

Aux appuis :

$$A_{min} = \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,26 > 0,26$ condition vérifiée.

- Vérification au cisaillement

Fissuration peu préjudiciable : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{18,65 \times 10}{12 \times 18} = 0,86 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91modifié99 article A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

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

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres d'appuis.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times 3.14 \times 1.2 = 7.53 \text{ cm.}$$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$$\tau_{se} = \frac{18.65 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.3} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.52 < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures (longueur de scellement)**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à **0,4 L_s** pour les aciers HA.

- **La longueur de recouvrement..... (Art A.6.1, 253 BAEL91/99)**

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm.}$$

III.2.2.7) Vérification à l'ELS

- **État limite de résistance de béton en compression**

La contrainte de compression dans le béton :

$$\text{On doit vérifier que: } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est **As = 3 ϕ 12 = 3.39cm²**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.3.39}{12.18} = 1,569 \rightarrow \beta_1 = 0,837 \rightarrow \alpha_1 = 0,489$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,489}{15(1-0,489)} = 0,063$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{8.865.10^6}{0,837.180.3.39.10^2} = 173.57 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,063 \times 173.57 = 10.93 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis : **As=2 ϕ 12=2.26cm²**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.859 \rightarrow \alpha_1 = 0,423$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,423}{15(1-0,423)} = 0,0488$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{5.92.10^6}{0,859.180.2.26.10^2} = 165.40 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0488 \times 165.40 = 8.052 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

- **État limite d'ouverture des fissures.....(Art A.4.5, 3 BAEL91/99)**

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

- **État limite de déformation : (BAEL91modifié 99, article 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. Lorsqu'il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)}$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{380} = 0,052 < 0.0625 \dots \dots \dots (1) \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

La 1ère condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche**

On doit vérifier que : $f < \bar{f}$

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ mm}$$

- $\bar{f}$: La flèche admissible.
- E_v : Module de déformation différé.

- I_{Fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa.}$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_v}$$

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 165.40 + 2,1} \right] = 0.420$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{62.66} \right) 0,015} = 1.08$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section.

Avec (n =15)

Y_1 : Position de l'axe neutre.

S_{xx} : Moment statique.

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$y_2 = h - y_1$$

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

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

$$S_{xx} = \frac{12 \times 400}{2} + (62.66 - 12) \times \frac{16}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3720.58 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = B + n A = 12 \times 20 + (62.66 - 12) 4 + 15 \times 3.39 = 493.49 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{3720.58}{493.49} = 7.539 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 7.539 = 12.461 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \left[7.539^3 + 12.461^3 \right] + 4(62.66 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.539 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 3.39 \cdot (12.461 - 2)^2$$

$$I_0 = 21509.95 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_v}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21509.95}{1 + 0.420 \times 1.08} = 16277.49 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{8.86 \times 10^5 \times (380)^2}{10 \times 10819 \times 10^2 \times 16277.49} = 0,72 \text{ cm}$$

$$f = 0,72 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion: Toutes les conditions sont vérifiées. Les armatures calculées à l'État Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suit :

Armatures en travées: 3HA12 = 3.39 cm².

Armatures aux appuis: 2HA12 = 2.26 cm² .

Armatures transversales: 2HA6 = 0.56 cm² avec un espacement de : St = 15 cm.

Treillis soudés 5 ϕ 4 (**200 × 200**).

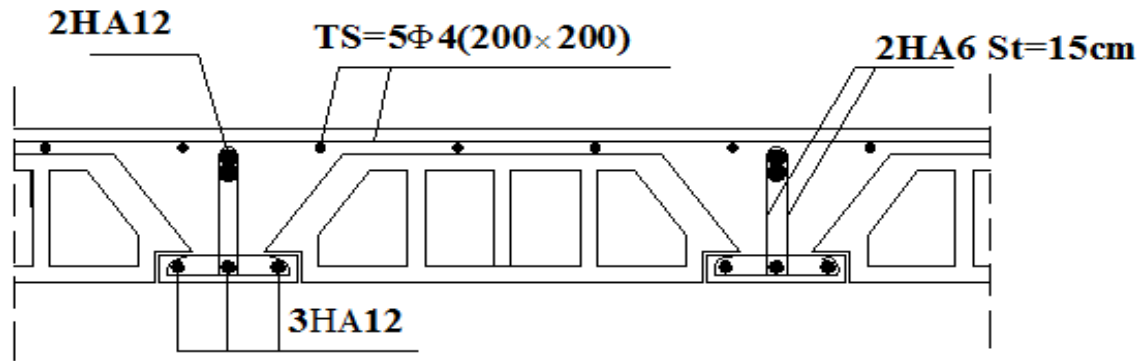


Figure III. 9 Plan de ferrailage de plancher corps creux.

III.3) Calcule de la dalle pleine

Une dalle pleine est un élément en béton armé prévu lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles.

Le balcon ou porte à faux est un élément constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Il repose sur deux ou plusieurs appuis, et travail-elle comme une console encastrée au niveau de la poutre.

- Nous considérons une bande de 1m de balcon.
- Largeur: 1.53m.
- Un garde-corps de hauteur $h = 1\text{m}$ en brique de 10 cm d'épaisseur.
- L'épaisseur de la dalle pleine : 20cm.

III.3.1) Détermination des charges et surcharges revenant à la dalle

- La dalle :

N°	Nature de la couche	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Charge permanente G (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale Gt				5.27 (KN/m^2)

- Garde-corps de 1m de hauteur :

N°	Nature de la couche	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	2×0.02	18	0.72
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
Charge permanente totale Gt				1.62 (KN/m ²)

Charge d'exploitation de la dalle (Q) : Q = 3,5 KN/ml..... **(DTR B.C.2.2).**

III.3.2) Combinaisons de charges

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

La dalle : $q_{u1} = (1,35 \times 5,27) + (1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 12.36 \text{ KN/ml}$.

Le garde-corps : $q_{u2} = (1,35 \times 1.62) \times 1\text{m} = 2.18 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS : G + Q

La dalle : $q_{s1} = 5,27 + 3,5 = 8.77 \text{ KN/ml}$.

Le garde-corps : $q_{s2} = 1.62 \times 1\text{m} = 1.62 \text{ KN/ml}$.

III.3.3) Calcul des moments fléchissant

$$\text{ELU : } M_u = \frac{q_u L^2}{2} + q_{u2} \times L$$

$$M_u = \frac{12.36 \times 1.53^2}{2} + 2.18 \times 1.53$$

$$M_u = 17.79 \text{ KN.m}$$

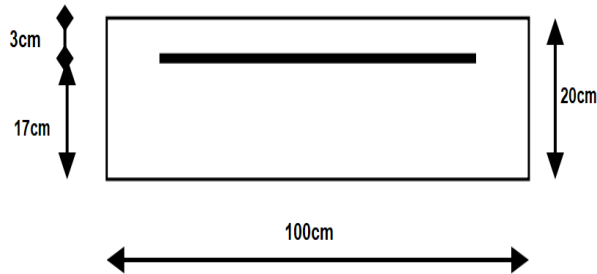
$$\text{ELS : } M_s = \frac{q_s L^2}{2} + q_{s2} \times L$$

$$M_s = \frac{8.77 \times 1.53^2}{2} + 1.62 \times 1.53$$

$$M_s = 12.74 \text{ KN.m}$$

III.3.4) Ferrailage

Le ferrailage consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

**III.3.4.1) Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{17.79 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.044$$

$0.044 < 0.392 \dots \dots \dots$ SSA (Section simplement armée) $\rightarrow (A_{sc} = 0)$.

$$\mu = 0.044 \rightarrow \beta = 0.978 \text{ (du tableau de BAEL).}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{17.79 \times 10^3}{0.978 \times 17 \times 348} = 3.07 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de: $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

III.3.4.2) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour: $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de: $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

III.3.5) Vérifications à L'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)**

$A_{adopté} > A_{min}$

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$4,52 \text{ cm}^2 > 2,05 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement (BAEL 91) :** $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{21,09 \times 10}{100 \times 17} = 0,12 < 2,5 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12,36 \times 1,53 + 2,18 = 21,09 \text{ KN}$$

Pas de risque de cisaillement : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres: [BAEL99/art A.6.1.1, 3]**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} = \frac{21,09 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 150,72} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = n. \pi. \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0,91 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ condition vérifiée.}$$

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

➤ Fissuration non préjudiciable

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm. Condition vérifiée.}$

Armatures secondaires: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4 \times h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm. Condition vérifiée.}$

• **Ancrage des barres : (BAEL 91/Art. A.6.1, 221)**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm. Donc: } L_s = 45 \text{ cm. On opte pour un crochet normal.}$$

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm On adopte : } L_r = 20 \text{ cm}$$

III.3.6) Vérifications à l'ELS

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max (0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.74 \times 10^6}{0.918 \times 170 \times 452} = 180.60 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 17} = 0.265 \rightarrow \beta_1 = 0.918 \rightarrow \alpha_1 = 0.246$$

$180.60 \leq 201.63$ condition vérifiée.

• **Calcul de la flèche..... (Art B.6.5, 1 BAEL91/99)**

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{10} \rightarrow \frac{20}{153} = 0.130 \geq 0.10 \text{ condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = 0.130 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{12.74}{10 \times 12.74} = 0.1 \text{ condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 17} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de vérifier la flèche

Conclusion

Epaisseur de la dalle: $E_p = 20 \text{ cm}$.

Armatures Principales: $4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de Répartition: $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

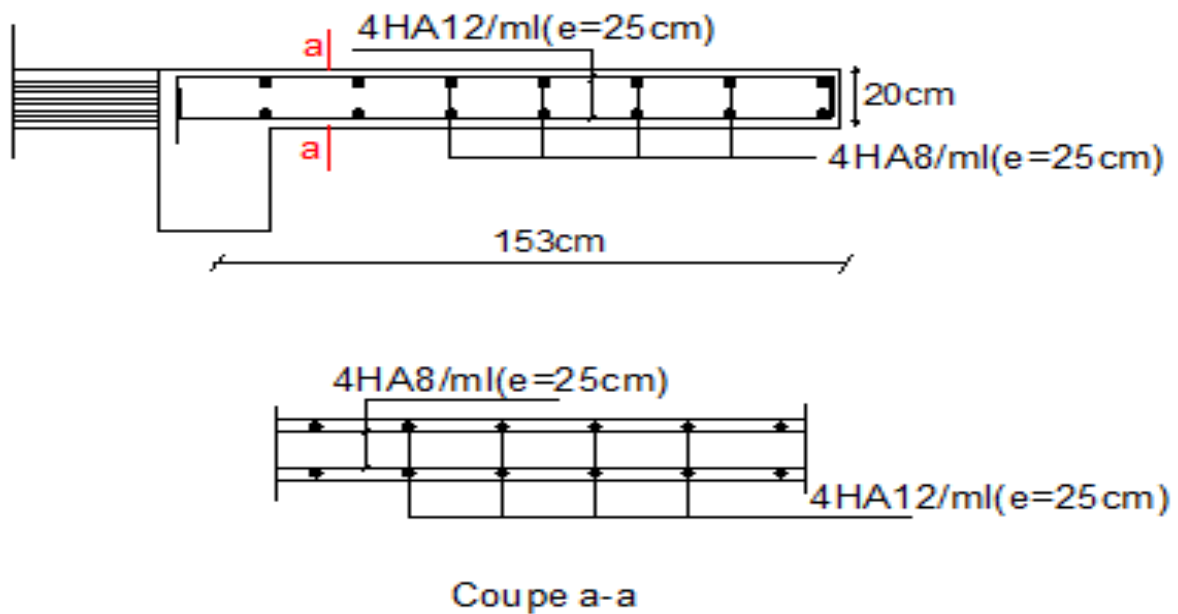


Figure III. 10 Ferrailage de la dalle pleine.

III.4) Calcul de l'escalier

III.4.1) Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins reposant sur une paillasse et des paliers permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont réalisés et coulés sur place et sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

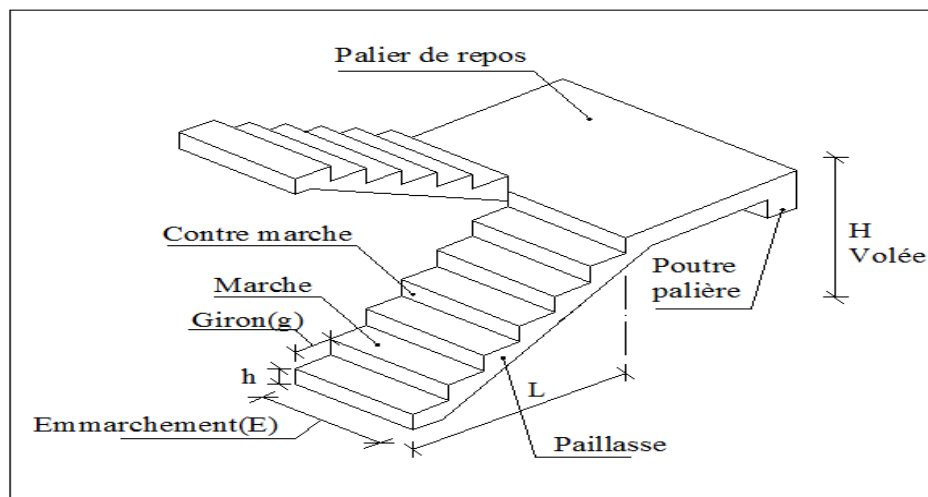


Figure III. 11 Schéma statique de l'escalier.

III.4.2) Escalier du 1^{er} étage vers les étages supérieurs

III.4.2.1) Dimensions des escaliers

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h),
- L'épaisseur de la paillasse (ep).
- giron (g).

Notre escalier des étages courant comporte deux volées et un palier.

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

- **Nombre de contre marches :**

On opte pour une hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

- Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches}$$

- Emmarchement : $E = 120 \text{ cm}$

- Le giron :

$$g = \frac{L}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

• Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Alors :

$$h = 17 \text{ cm}$$

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

Nombre de marches : 8

- Epaisseur de la pailleasse:

L'épaisseur de la pailleasse est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

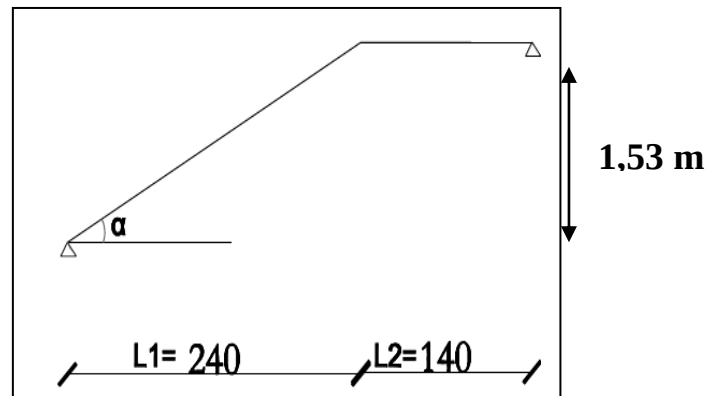
Avec :

L : Longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

L_1 : Longueur projeté de la pailleasse.

L_2 : Longueur du palier d'arrivée.



$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.5^\circ$$

Donc :

$$L = \frac{240}{\cos 29.5} + 140 = 415.75 \text{ cm}$$

$$\frac{415.75}{30} \leq ep \leq \frac{415.75}{20} \rightarrow 13.85 \text{ cm} \leq ep \leq 20.78 \text{ cm}$$

Conclusion

On opte pour une pailleasse d'épaisseur $ep = 20 \text{ cm}$.

III.4.2.2) Détermination des Charges et surcharges

-Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement, $E = 1\text{m}$.

- La charge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

a) Palier :

Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m2)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
lit de sable	18	0.02	0.36
Palier	25	0.20	5.00
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
charge permanente totale			Gt = 6.52
surcharge			Q= 2,5

Tableau III. 1: Calcul de la charge permanente du palier.

b) paillasse :

Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m2)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
lit de sable	18	0.02	0.36
Marches	25	0.17/2	2.5
Paillasse	25	0.20/cos29.5	5.74
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Garde-corps	1	0.2	0,2
charge permanente totale			Gt = 9.97
surcharge			Q= 2,5

Tableau III. 2: Calcul de la charge permanente de la paillasse.

III.4.2.3) Combinaison de charges

	ELU : $Q_u = (1,35G+1,5Q) \times 1m$ [KN/ml]	ELS : $Q_s = (G+Q) \times 1m$ [KN/ml]
Palier	$Q_u \text{ palier} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 12,552$	$Q_s \text{ palier} = (6,52 + 2,5) \times 1m = 9,02$
Pallasse	$Q_u \text{ paillasse} = (1,35 \times 9,97 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 17,209$	$Q_s \text{ paillasse} = (9,97 + 2,5) \times 1m = 12,47$

Tableau III. 3: Combinaison de charges à L'ELU et L'ELS.

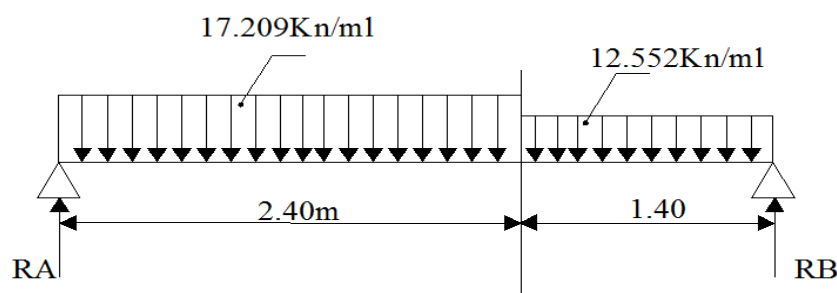
Remarque

Les charges de la paillasse et de la volée sont les même pour les deux cas d'escaliers, puisque leurs épaisseurs ainsi la dimension de leurs marches sont identiques.

III.4.2.4) Étude des paillasses et des paliers

À L'ELU

a) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

Figure III. 12 Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELU.

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 17,209(2,4) - 12,552(1,4) = 0.$$

$$R_A + R_B = 58,874 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow 3,8R_B = [(17,209 \times 2,4) \times 1,2] + [(12,552 \times 1,4) \times 3,1]$$

$$R_B = 27,378 \text{ KN.}$$

On à: $R_A = 58,874 - R_B$

$$R_A = 31,495 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -17.209x + 31.495.$$

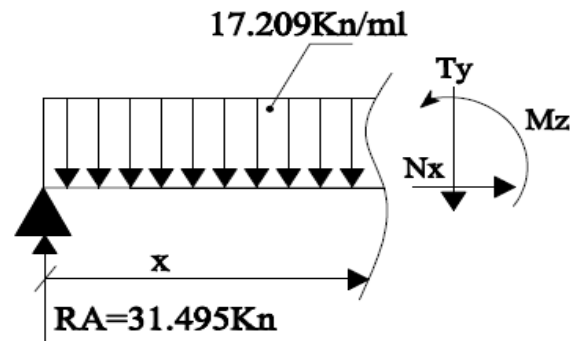
$$\begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 31.495 \text{ KN} \\ x = 2.4 & T_y(2.4) = -9.8 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -17.209 \frac{x^2}{2} + 31.495x.$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 2.4 & \Rightarrow M_z(2.4) = 26.026 \text{ KN} \end{cases}$$



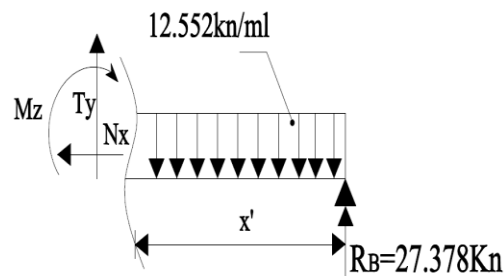
- 2^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.4 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 12.552x' - 27.378.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & T_y(0) = -27.378 \text{ KN} \\ x' = 1.4 & T_y(1.4) = -9.8 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'.$$

$$M_z = -12.552 \frac{(x')^2}{2} + 27.378x'.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x' = 1.4 & \Rightarrow M_z(1.4) = 26.028 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment maximum :

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.4$

$$M^{max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -17.209x + 31.495 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.83 \text{ m}$$

$$M_z(1.83) = 28.82 \text{ KN.m.} \Rightarrow M_z^{max} = 28.82 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_z^{max} = -8.646 \text{ KN.m.}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_z^{max} = 24.497 \text{ KN.m.}$

Diagramme des Efforts internes :

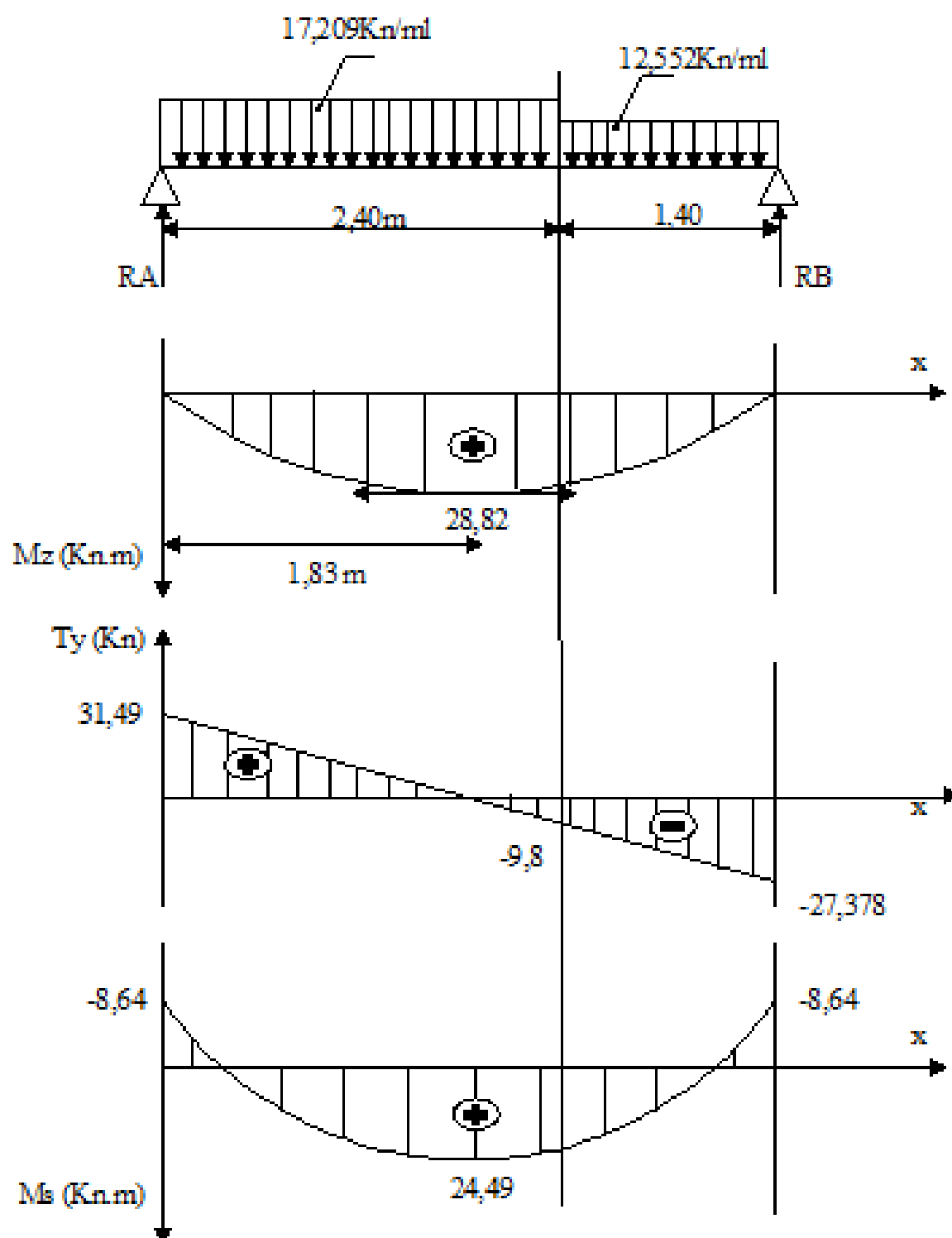


Figure III. 13 Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier.

b) Calcul du ferrailage à l'ELU

• Aux appuis :

$$M_a = 8.646 \text{ KN.m.}$$

-Armature principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8.646 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0187 < \mu_l = 0.392.$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0.0187 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.646 \times 10^5}{0.991 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.39 \text{ cm}^2 \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On opte pour : **4HA10/ml = 3.14 cm²**Avec un espacement de **St = 25 cm.**

-Armature de répartition

$$A_r \geq \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **St = 25cm.**

• En travée :

$$M_t = 24.497 \text{ KN.m}$$

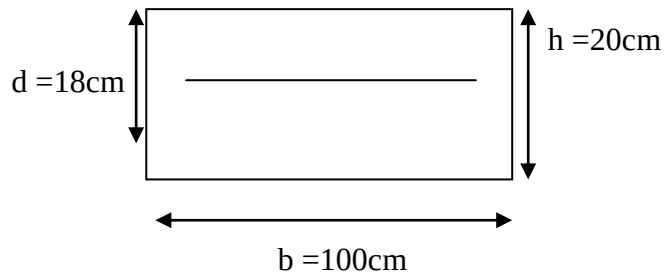
-Armature principales

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{24.497 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0532 < \mu_l < 0.392.$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_t = 0.0532 \longrightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24.497 \times 10^5}{0.972 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 4.02 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA12/ml = 4.52 cm².**

Avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

-Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Soit : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01\text{cm}^2$ avec : $S_t = 25\text{cm}$.

III.4.2.5) Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1/BAEL 91].**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Espacement des armatures : [art A.4.8.2,42/BAEL 91].**

L'espacement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t < \min \{3h; 33\text{cm}\}$.

Appui : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Armatures de répartition : $S_t < \min \{4h; 45\text{cm}\}$.

Appui : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Travée : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1/BAEL 91].**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u}$

$$V_{max} = 31.495 \text{ KN}$$

Pour une fissuration non préjudiciable : [art A.5.1.2,11/BAEL 91].

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{31.495 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0.174 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.174 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Entrainement des barres : [art A.6.3.1/BAEL 91].**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\text{Calcul de } \tau_{se} : \quad \tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles $n\pi\phi$.

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm} .$$

$$\tau_{se} = \frac{31.495 \cdot 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.48} = 1.93 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres : [art A.6.1.2,21/BAEL 91].**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrée alors le BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est « L_c » est au moins égale à **0.4 L_s** pour les aciers H.A :

$$L_c = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm} \text{ On prend : } L_c = 17 \text{ cm.}$$

- Influence de l'effort tranchant sur armatures : [art A.5.1.1,312/BAEL 91].

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u}{\sigma_{st}} = \frac{31.495 \cdot 10^3}{348} = 0.905 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- Influence de l'effort tranchant sur le béton : [art A.5.1.1,313/BAEL 91].

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 31.495 \cdot 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.388 \text{ MPa}.$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0.388 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ À L'ELS

a) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS

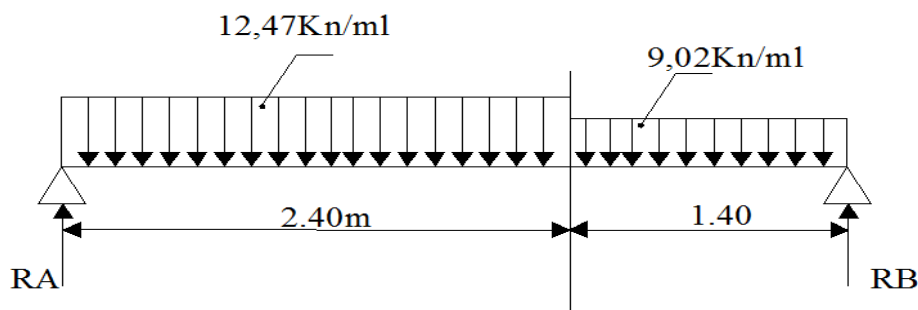


Figure III. 14 : Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELS.

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 12.47(2.4) - 9.02(1.4) = 0.$$

$$R_A + R_B = 42.556 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow 3.8R_B = [(12.47 \times 2.4) \times 1.2] + [(9.02 \times 1.4) \times 3.1]$$

$$R_B = 19.75 \text{ KN.}$$

$$\text{On à: } R_A = 42.556 - R_B$$

$$R_A = 22.8 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

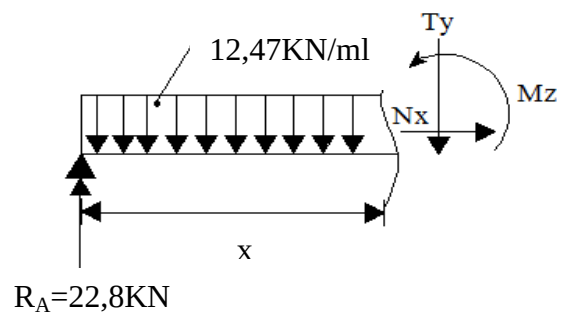
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -12.47x + 22.8.$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 22.8 \text{ KN} \\ x = 2.4 & T_y(2.4) = -7.128 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -12.47 \frac{x^2}{2} + 22.8x.$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 2.4 & \Rightarrow M_z(2.4) = 18.8 \text{ KN} \end{cases}$$

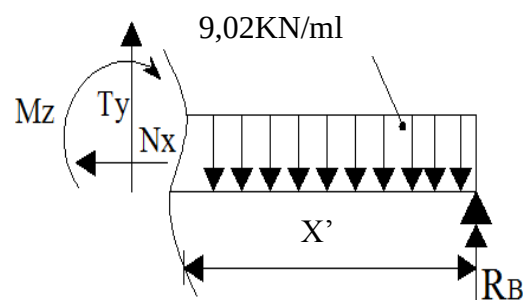
2^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.4 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 9.02x' - 19.75.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & T_y(0) = -19.75 \text{ KN} \\ x' = 1.4 & T_y(1.4) = -7.128 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'.$$

$$M_z = -9.02 \frac{(x')^2}{2} + 19.75x'.$$

$$\begin{cases} x' = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x' = 1.4 \Rightarrow M_z(1.4) = 18.8 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment maximum :

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.4$

$$M^{max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -12.47x + 22.8 = 0$$

$$\Rightarrow x = \mathbf{1.83 \text{ m}}$$

$$M_z(1.83) = 20.84 \text{ KN.m.} \Rightarrow \mathbf{M_z^{max} = 20.84 \text{ KN.m.}}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_z^{max} = -6.252 \text{ KN.m.}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_z^{max} = 17.714 \text{ KN.m.}$

Diagramme des Efforts internes :

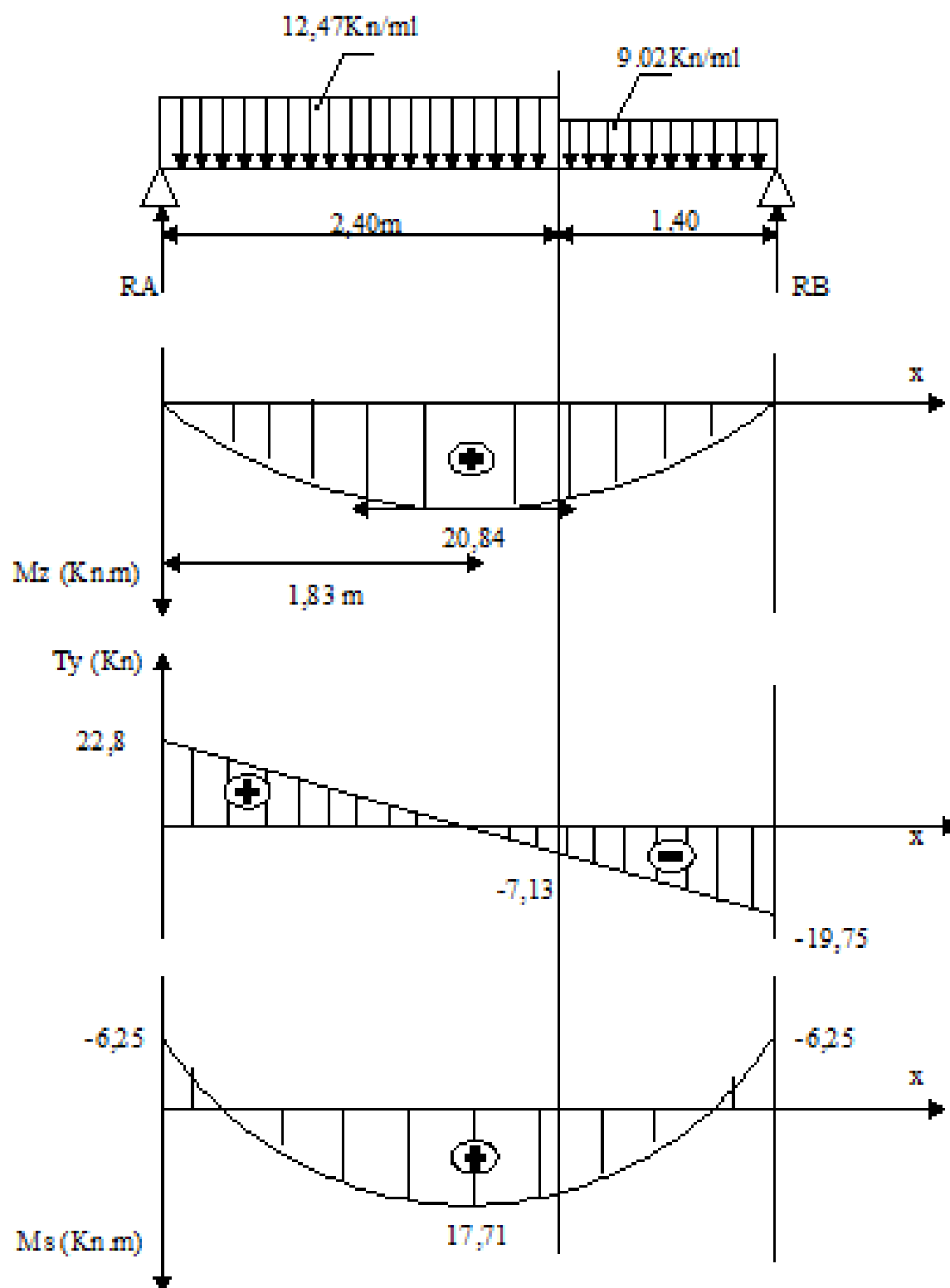


Figure III. 15 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS de l'escalier.

III.4.2.6) Vérification à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures [Art. A.5.3, 2 /BAEL91] :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **État limite de compression de béton : [Art. A.4.5, 2 /BAEL91] :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, \quad K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \rightarrow \alpha = 0.204 \rightarrow K = 0.017$$

$$M_a = 6.252 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{6.252 \cdot 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \cdot 10^2} = 118.68 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 118.68 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.017 \times 118.68 = 2.02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Aux travées :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow \alpha = 0.240 \rightarrow K = 0.021$$

$$M_t = 17.714 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{17.714 \cdot 10^6}{0.92 \times 180 \times 4.52 \cdot 10^2} = 236.65 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 236.65 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.021 \times 236.65 = 4.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- **État limite de déformation [Art B.6.8, 424 /BAEL 91] :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \times \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{17.714}{10 \times 20.84} = 0.085 > 0.052 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow A_t \leq \frac{4.2 b d}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 18}{400} = 18.9 \text{ cm}^2 > A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \text{ avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa.}$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS.

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

-Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4.52$$

$$B_0 = 2067.8 \text{ cm}^2$$

-Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx'} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

-Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0} = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.74 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie de la section homogénéisée G :

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

$$= (10.26^3 + 9.74^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4.52(9.74 - 2)^2$$

$$I_0 = 70863.602 \text{ cm}^4$$

-Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.00251$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00251(2 + 3)} = 8.36$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 8.36 = 3.34$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00251 \times 236.65 + 2.1}$$

$$\mu = 0.179$$

-Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 70863.602}{1 + 0.179 \times 3.34}$$

$$I_{fv} = 48783.97 \text{ cm}^4$$

-Calcul de flèche :

$$f = \frac{M_t l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{17.714 \times 3.8^2}{10 \times 10818.9 \times 10^3 \times 48783.97 \times 10^{-8}} = 0.0048 \text{ m}$$

$$f = 4.8 \text{ mm} < \bar{f} = 7.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Donc on adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux.

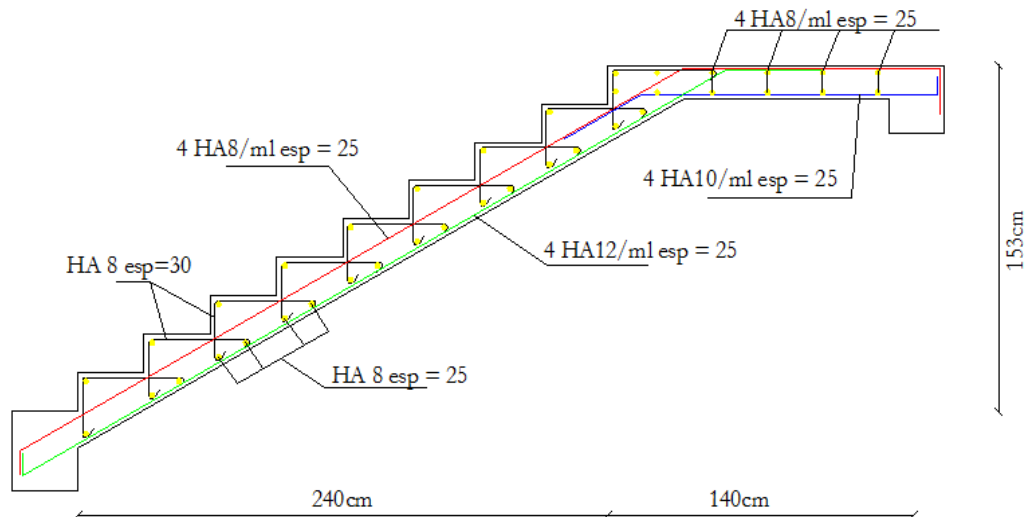


Figure III. 16 : Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.

III.4.3) Escalier du RDC vers le 1^{er} étage

- **Escalier à trois volées avec deux paliers intermédiaire :**

- Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

- Nombre de marches :

$$m = n-1 = 10-1 = 9 \text{ marches}$$

- **Emmarchement** : E = 120 cm

- **Le giron :**

$$\mathbf{g} = \frac{L}{m} = \frac{240}{9} = 27 \text{ cm}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

$$g+2h = 27 + 2 \times 17 = 61 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Alors :

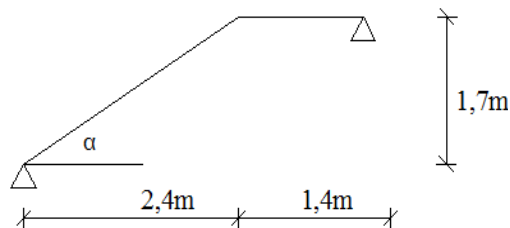
$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 27 \text{ cm}$$

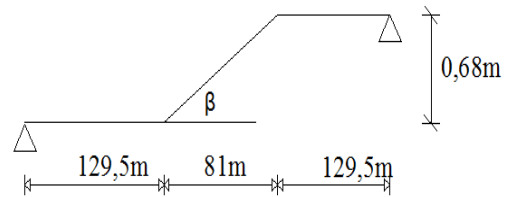
Nombre de marches : 9

- Nous allons étudier 02 volées comme représenté dans les schémas suivantes :

Volées 1 et 3 :



Volée 2 :



III.4.3.1) Étude des volées 1 et 3

- Épaisseur de la paillasse:

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20} \dots \dots \dots \text{BAEL91.}$$

Avec :

L : Longueur totale entre nus d'appuis.

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

Avec :

L_1 : Longueur projeté de la paillasse.

L_2 : Longueur du palier d'arrivée.

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{27} = 0.63 \quad \longrightarrow \alpha = 32^\circ$$

Donc :

$$L = \frac{240}{\cos 32} + 140 = 423 \text{ cm}$$

$$\frac{423}{30} \leq ep \leq \frac{423}{20} \quad \longrightarrow \quad 14.1 \text{ cm} \leq ep \leq 21.15 \text{ cm}$$

Conclusion

On opte pour une paillasse d'épaisseur **$ep = 20 \text{ cm}$** .

III.4.3.2) Détermination des Charges et surcharges

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement, $E = 1\text{m}$.

- La charge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

a) Palier :

Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m2)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
lit de sable	18	0.02	0.36
Palier	25	0.20	5.00
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
charge permanente totale			Gt = 6.52
surcharge			Q= 2,5

Tableau III. 4: Calcul de la charge permanente du palier.

b) paillasse :

Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m2)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
lit de sable	18	0.02	0.36
Marches	25	0.17/2	2.5
Paillasse	25	0.20/cos32	5.89
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Garde-corps	1	0.2	0,2
charge permanente totale			Gt = 10.11
surcharge			Q= 2,5

Tableau III. 5: Calcul de la charge permanente de la paillasse.

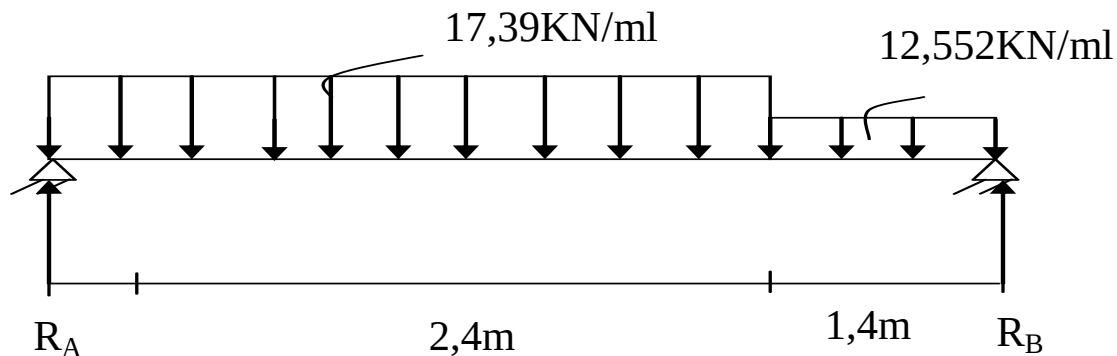
III.4.3.3) Combinaison de charges

	ELU : $Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m$ [KN/ml]	ELS : $Q_s = (G + Q) \times 1m$ [KN/ml]
Palier	$Q_u \text{ palier} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 12,552$	$Q_s \text{ palier} = (6,52 + 2,5) \times 1m = 9,02$
Palliasse	$Q_u \text{ paillasse} = (1,35 \times 10,11 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 17,39$	$Q_s \text{ paillasse} = (10,11 + 2,5) \times 1m = 12,61$

Tableau III. 6: Combinaison de charges à l'ELU et l'ELS.

✚ À l'ELU :

a) Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELU:

Figure III. 17 : Schéma statique de calcul de la 1^{ère} et 3^{ème} volée à l'ELU.

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 17,39 (2,4) - 12,552(1,4) = 0.$$

$$R_A + R_B = 59,3 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow 3,8R_B = [(17,39 \times 2,4) \times 1,2] + [(12,552 \times 1,4) \times 3,1]$$

$$R_B = 27,51 \text{ KN.}$$

$$\text{On à: } R_A = 59,3 - R_B$$

$$R_A = 31,79 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

$$1^{\text{er}} \text{ tronçon : } 0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -17.39 x + 31.79.$$

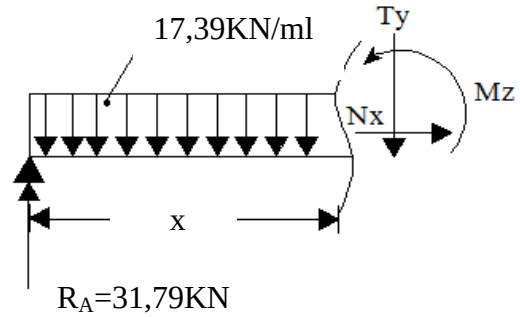
$$\begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 31.79 \text{ KN} \\ x = 2.4 & T_y(2.4) = -9.94 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -17.39 \frac{x^2}{2} + 31.79x.$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 2.4 & \Rightarrow M_z(2.4) = 26.21 \text{ KN} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.4 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 12.552x' - 27.51.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & T_y(0) = -27.51 \text{ KN} \\ x' = 1.4 & T_y(1.4) = -9.94 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'.$$

$$M_z = -12.552 \frac{(x')^2}{2} + 27.51x'.$$

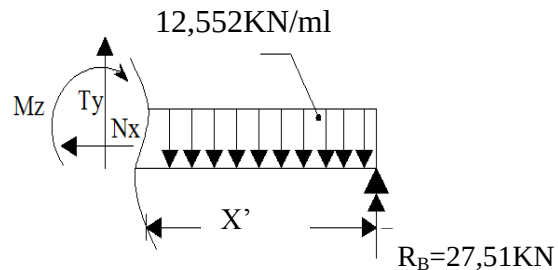
$$\begin{cases} x' = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x' = 1.4 & \Rightarrow M_z(1.4) = 26.21 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment maximum :

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.4$

$$M^{max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -17.39 x + 31.79 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.82 \text{ m}$$



$$M_z(1.82) = 29.05 \text{ KN.m.} \Rightarrow M_z^{max} = 29.05 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_z^{max} = -8.71 \text{ KN.m.}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_z^{max} = 24.69 \text{ KN.m.}$

Diagramme des Efforts internes :

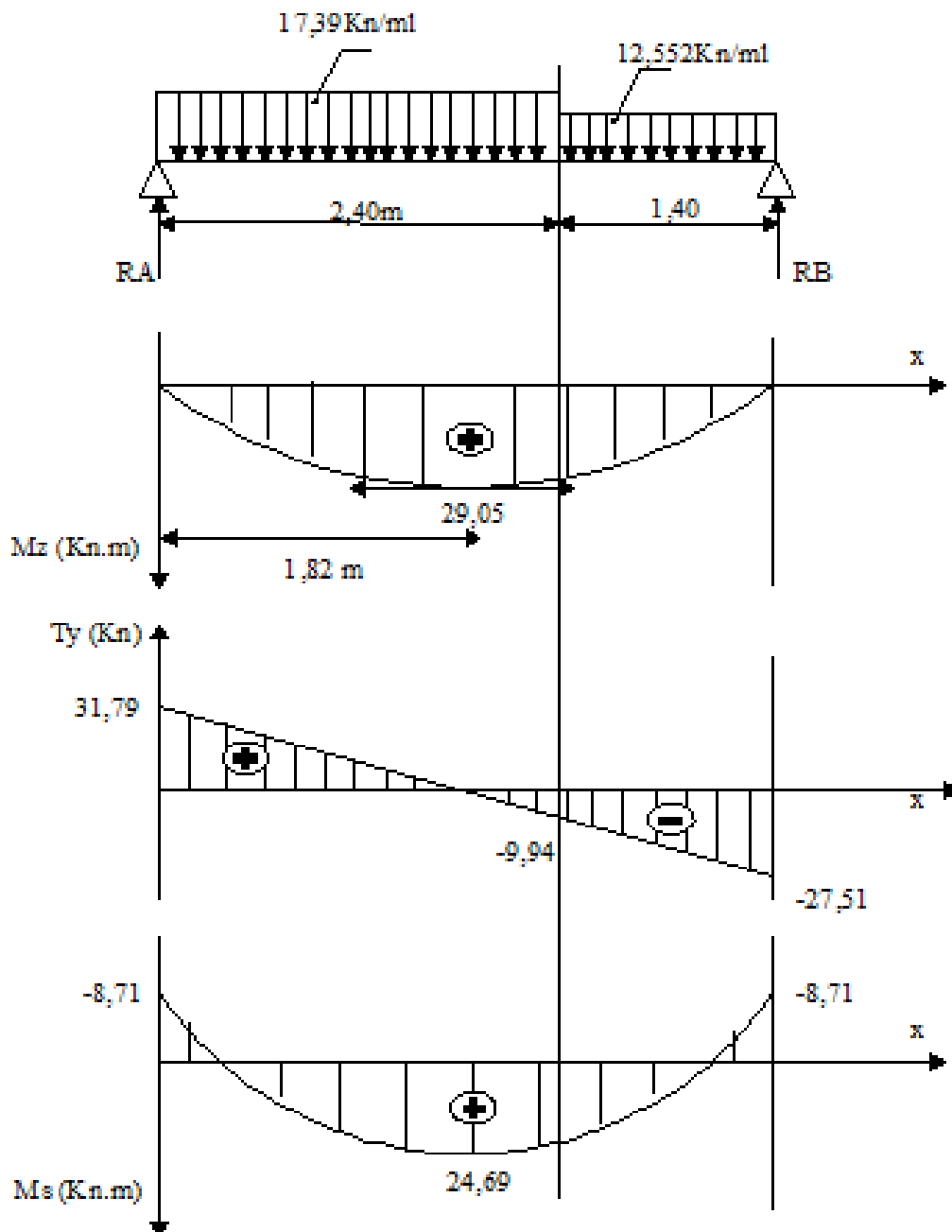


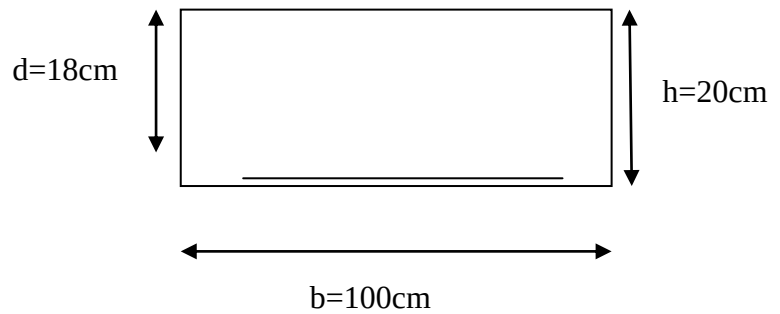
Figure III. 18 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier des volées 1et 3.

b) Calcul du ferrailage à l'ELU

• Aux appuis :

$$M_a = 8.71 \text{ KN.m.}$$

-Armature principales :



$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.71 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.018 < \mu_l = 0.392.$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0.018 \longrightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.71 \times 10^5}{0.991 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On opte pour : **4HA10/ml = 3.14 cm²**Avec un espacement de **St = 25 cm.**

-Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **St = 25cm.**

• En travée :

$$M_t = 24.69 \text{ KN.m}$$

-Armature principales :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.69 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.054 < \mu_l = 0.392.$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_t = 0.054 \longrightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28.83 \times 10^5}{0.972 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 4.73 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12/ml = 5.65 cm².**

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

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 \text{ cm}^2.$$

Soit : $4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25\text{cm}$.

III.4.3.4) Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1/BAEL 91].**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Espacement des armatures : [art A.4.8.2,42/BAEL 91].**

L'espacement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Pour une fissuration non préjudiciable :

Armatures principales : $S_t < \min \{3h; 33\text{cm}\}$.

Appui : $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

Travée : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

Armatures de répartition : $S_t < \min \{4h; 45\text{cm}\}$.

Appui : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

Travée : $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1/BAEL 91].**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_{\max} = 31.79 \text{ KN}$$

Pour une fissuration non préjudiciable : [art A.5.1.2,11/BAEL 91].

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{31.79 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.176 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.176 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Entraînement des barres : [art A.6.3.1/BAEL 91].**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\text{Calcul de } \tau_{se} : \quad \tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles $n\pi\phi$.

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.79 \cdot 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.84} = 1.95 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres : [art A.6.1.2,21/BAEL 91].**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 43 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrée alors le **BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99)** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est « L_c » est au moins égale à **0.4 L_s** pour les aciers H.A :

$$L_c = 0.4 \times 43 = 17.2 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_c = 18 \text{ cm.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur armatures : [art A.5.1.1,312/BAEL 91].**

On doit prolonger les aciers au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u}{\sigma_{st}} = \frac{31.79 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.913 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 5.65 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- Influence de l'effort tranchant sur le béton : [art A.5.1.1,313/BAEL 91].

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 31.79 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.39 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.39 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ À l'ELS

a) Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants à l'ELS

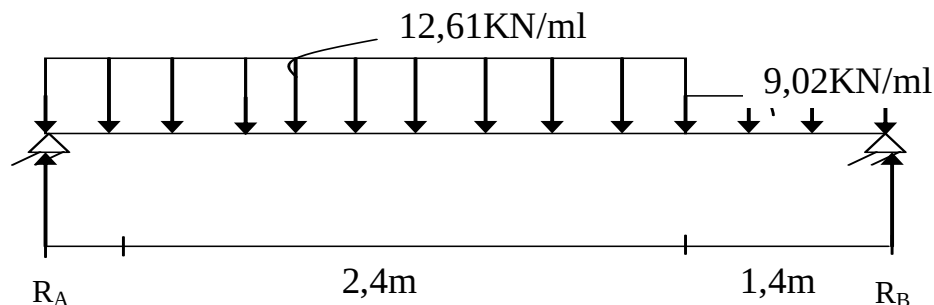


Figure III. 19 : Schéma statique de calcul de la 1^{ère} et 3^{ème} volée à l'ELS.

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 12.61(2.4) - 9.02(1.4) = 0.$$

$$R_A + R_B = 42.89 \text{ KN.}$$

$$\sum M_A = 0 \longrightarrow 3.8R_B = [(12.61 \times 2.4) \times 1.2] + [(9.02 \times 1.4) \times 3.1]$$

$$R_B = 19.85 \text{ KN.}$$

$$\text{On à: } R_A = 42.89 - R_B$$

$$R_A = 23.04 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -12.61x + 23.04.$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 23.04 \text{ KN} \\ x = 2.4 & T_y(2.4) = -7.22 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -12.61 \frac{x^2}{2} + 23.04x.$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 2.4 & \Rightarrow M_z(2.4) = 18.97 \text{ KN} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.4 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 9.02x' - 19.85.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & T_y(0) = -19.85 \text{ KN} \\ x' = 1.4 & T_y(1.4) = -7.22 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

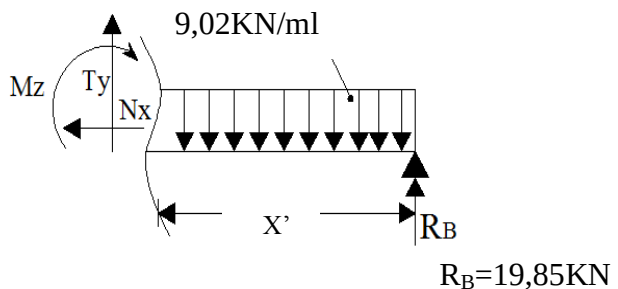
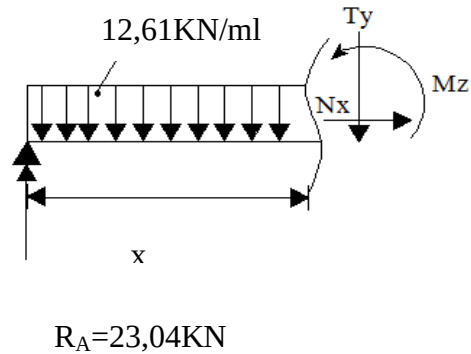
$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'.$$

$$M_z = -9.02 \frac{(x')^2}{2} + 19.85x'.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x' = 1.4 & \Rightarrow M_z(1.4) = 18.96 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment maximum :

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.4$



$$M^{max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -12.61x + 23.04 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.82 \text{ m}$$

$$M_z(1.82) = 21.04 \text{ KN.m.} \Rightarrow M_z^{max} = 21.04 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_z^{max} = -6.31 \text{ KN.m.}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_z^{max} = 17.88 \text{ KN.m.}$

Diagramme des Efforts internes :

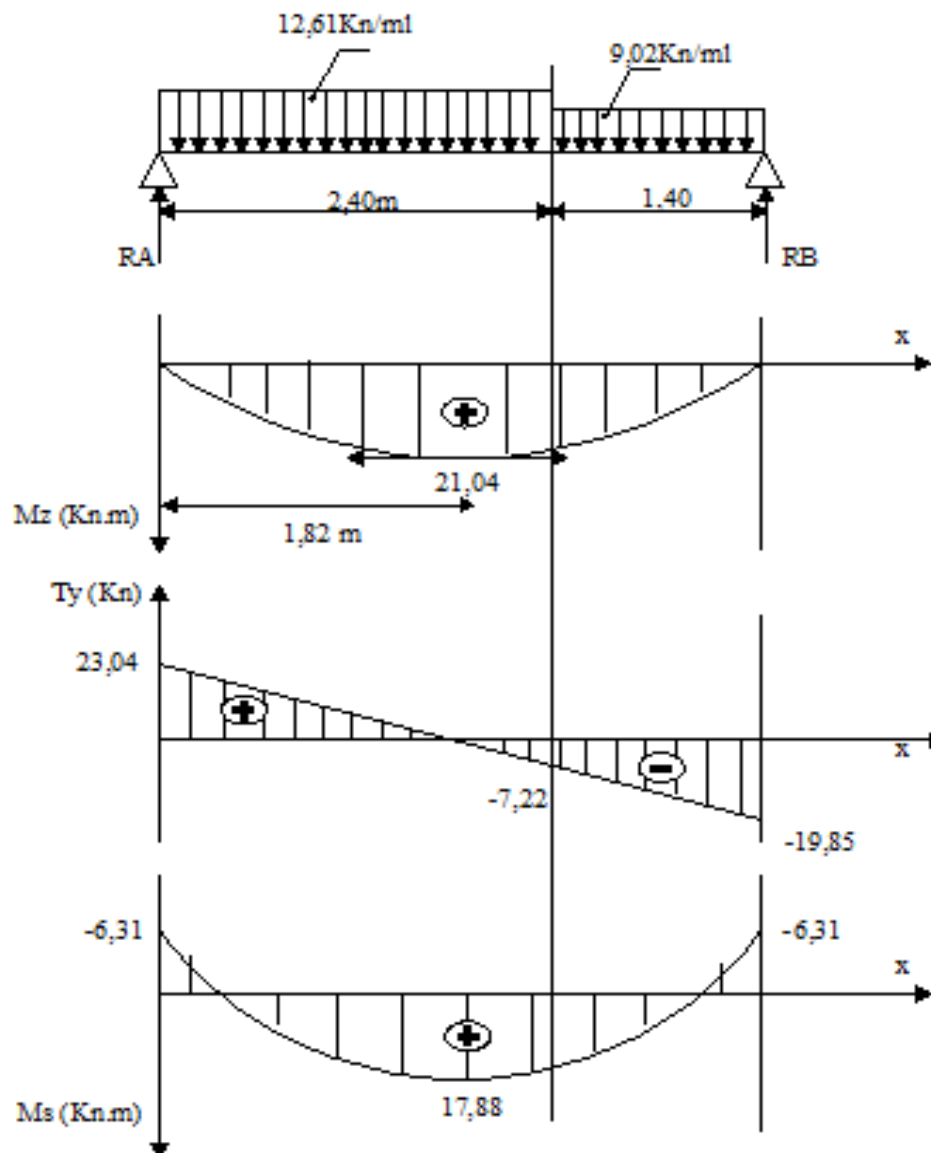


Figure III. 20 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS de l'escalier des volées 1 et 3.

III.4.3.5) Vérification à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures [Art. A.5.3, 2 /BAEL91] :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **État limite de compression de béton : [Art. A.4.5, 2 /BAEL91] :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, \quad K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \rightarrow \alpha = 0.204 \rightarrow K = 0.017$$

$$M_a = 6.31 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{6.31 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 119.78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 119.78 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.017 \times 119.78 = 2.036 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Aux travées :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313 \rightarrow \beta_1 = 0.912 \rightarrow \alpha = 0.264 \rightarrow K = 0.0239$$

$$M_t = 17.88 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{17.88 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 5.65 \times 10^2} = 192.77 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 192.77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.0239 \times 192.77 = 4.6 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- **État limite de déformation [Art B.6.8, 424 /BAEL 91] :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \times \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{380} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{17.88}{10 \times 21.04} = 0.085 > 0.052 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow A_t \leq \frac{4.2 b d}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 18}{400} = 18.9 \text{ cm}^2 > A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,9 \text{ MPa}$.

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS.

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

-Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A_t = 100 \times 20 + 15 \times 5.65$$

$$B_0 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

-Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx'} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3$$

-Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie de la section homogénéisée G :

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

$$= (10.32^3 + 9.68^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65(9.68 - 2)^2$$

$$I_0 = 71870.225 \text{ cm}^4$$

-Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.00313$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00313(2 + 3)} = 6.71$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 6.71 = 2.68$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00313 \times 192.77 + 2.1}$$

$$\mu = 0.185$$

-Calcul de l'inertie fictive I_{fv} :

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 71870.225}{1 + 0.185 \times 2.68}$$

$$I_{fv} = 52852.8 \text{ cm}^4$$

-Calcul de flèche :

$$f = \frac{M_t l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{17.88 \times 3.8^2}{10 \times 10818.9 \times 10^3 \times 52852.8 \times 10^{-8}} = 0.0045m$$

$$f = 4.5 \text{ mm} < \bar{f} = 7.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

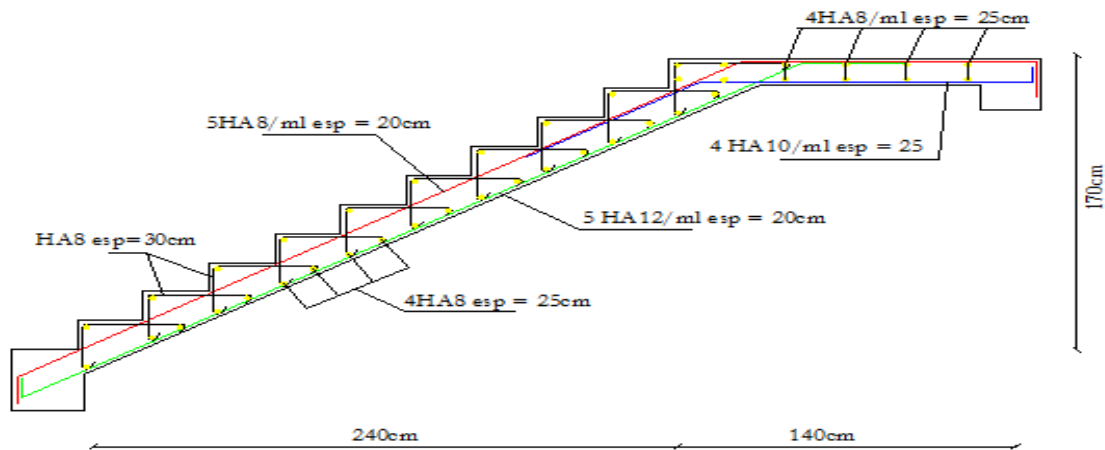


Figure III. 21 : Schéma de ferrailage de l'escalier RDC (volée 1 et 3).

III.4.4) Étude de la volée 2

On opte pour une paillasse d'épaisseur $ep = 20 \text{ cm}$.

III.4.4.1) Détermination des Charges et surcharges

.- La charge d'exploitation des escaliers donnés par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

a) Palier :

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
lit de sable	18	0.02	0.36
Palier	25	0.20	5.00
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
charge permanente totale			Gt = 6.52
surcharge			Q= 2,5

Tableau III. 7: Calcul de la charge permanente du palier.

b) paillasse :

Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
lit de sable	18	0.02	0.36
Marches	25	0.17/2	2.5
Paillasse	25	0.2/cos40	6.52
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Garde-corps	1	0.2	0,2
charge permanente totale			Gt = 9.11
surcharge			Q= 2,5

Tableau III. 8: Calcul de la charge permanente de la paillasse.

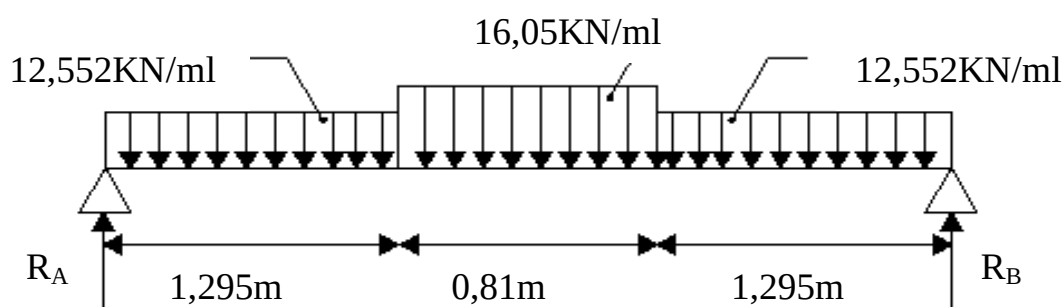
III.4.4.2) Combinaison de charges

	ELU : $Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m$ [KN/ml]	ELS : $Q_s = (G + Q) \times 1m$ [KN/ml]
Palier	$Q_u \text{ palier} = (1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 12.552$	$Q_s \text{ palier} = (6.52 + 2.5) \times 1m = 9.02$
Paillasse	$Q_u \text{ paillasse} = (1.35 \times 9.11 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 16.05$	$Q_s \text{ paillasse} = (9.11 + 2.5) \times 1m = 11.61$

Tableau III. 9: Combinaison de charges à l'ELU et l'ELS.

✚ Calcul à l'ELU :

a) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU:

Figure III. 22 Schéma statique de calcul de la 2^{ème} volée à l'ELU.

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 16.05 (0.81) - 2 \times 12.552 (1.295) = 0.$$

$$R_A + R_B = 45.51 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow 3.4 R_B = [(16.05 \times 0.81) \times 1.7] + [(12.552 \times 1.295) \times 0.65] + [(12.552 \times 1.295) \times 2.75]$$

$$R_B = 22.75 \text{ KN.}$$

On à: $R_A = 45.51 - R_B$

$$R_A = 22.75 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.295 \text{ m}$.

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -12.552x + 22.75.$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 22.75 \text{ KN} \\ x = 1.295 & T_y(1.295) = 6.5 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -12.552 \frac{x^2}{2} + 22.75x.$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 1.295 & \Rightarrow M_z(1.295) = 18.93 \text{ KN} \end{cases}$$

2^{er} tronçon : $1.295 \leq x \leq 2.105 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_p \times 1.295 \left(\frac{1.295}{2} \right) - Q_v \frac{(x-1.295)^2}{2} + R_A x$$

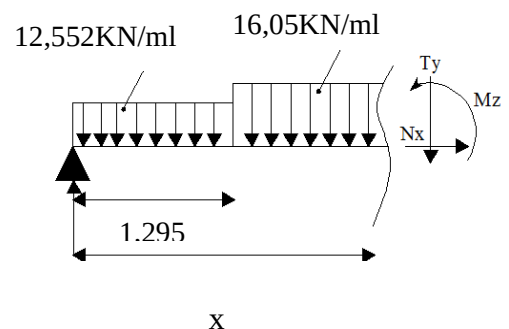
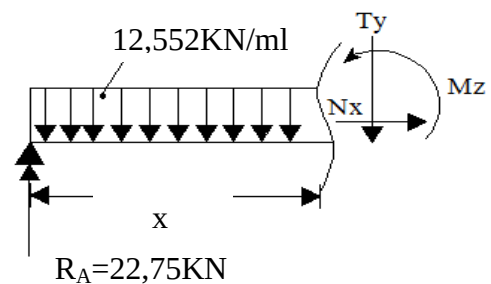
$$T_y = -12.552 \times 1.295 - 16.05(x - 1.295) + 22.75.$$

$$\begin{cases} x = 1.295 & T_y(1.295) = 6.5 \text{ KN} \\ x = 2.105 & T_y(2.105) = -6.5 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = Q_p \times 1.295 \left(x - \frac{1.295}{2} \right) - Q_v \frac{(x-1.295)^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -12.255 \times 1.295 \left(x - \frac{1.295}{2} \right) - 16.05 \frac{(x-1.295)^2}{2} + 22.75x$$



$$\begin{cases} x = 1.295 \Rightarrow M_z(1.295) = 18.93 \text{ KN} \\ x = 2.105 \Rightarrow M_z(2.105) = 18.93 \text{ KN} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.295 \text{ m}$.

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 12.552x' - 22.75.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & T_y(0) = -22.75 \text{ KN} \\ x' = 1.295 & T_y(1.295) = -6.5 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'.$$

$$M_z = -12.552 \frac{(x')^2}{2} + 22.75x'.$$

$$\begin{cases} x' = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x' = 1.295 \Rightarrow M_z(1.295) = 18.93 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment maximum :

Dans le tronçon $1.295 \leq x \leq 2.105 \text{ m}$

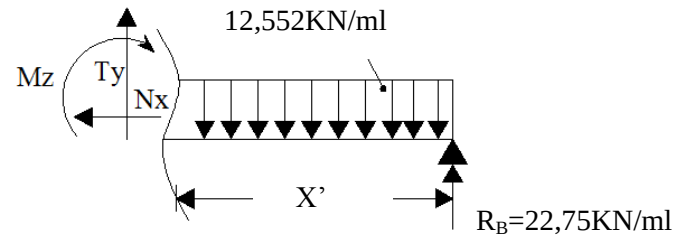
$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -12.552 \times 1.295 - 16.05(x - 1.295) + 22.75 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.7 \text{ m}$$

$$M_z(1.7) = 20.12 \text{ KN.m.} \Rightarrow \mathbf{M_z^{\max} = 20.12 \text{ KN.m.}}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_z^{\max} = -6.03 \text{ KN.m.}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_z^{\max} = 17.1 \text{ KN.m.}$



Diagrammes des efforts internes :

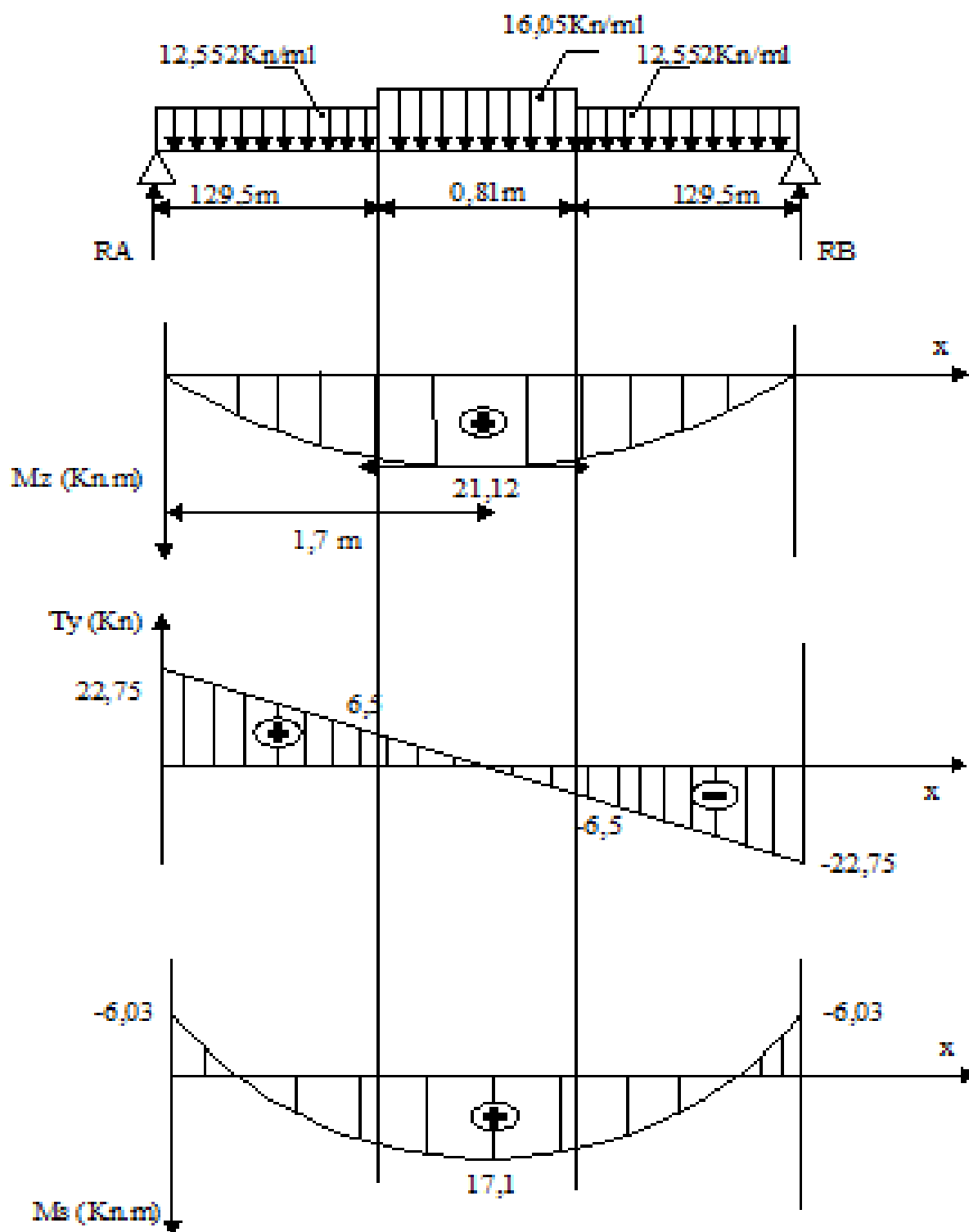


Figure III. 23 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU de l'escalier de volée 2.

b) Calcul du ferrailage à l'ELU :

- Aux appuis :**

$$M_a = 6.03 \text{ KN.m.}$$

-Armature principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{6.03 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.013 < \mu_l = 0.392.$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0.013 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.03 \times 10^5}{0.993 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0.97 \text{ cm}^2 \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On opte pour : **4HA10/ml = 3.14 cm²**

Avec un espacement de **St = 25 cm.**

-Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **St = 25cm.**

- En travée :**

$$M_t = 17.1 \text{ KN.m}$$

-Armature principales

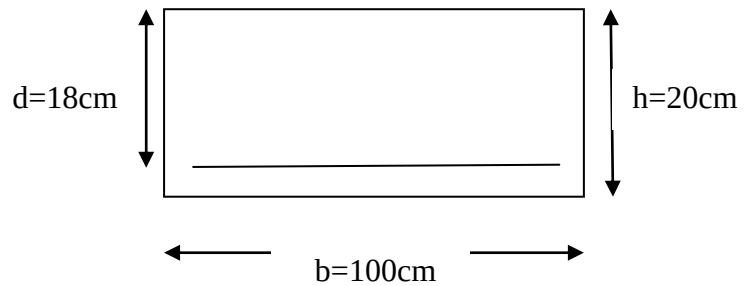
$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{17.1 \times 10^5}{100 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.037 < \mu_l = 0.392.$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_t = 0.037 \longrightarrow \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.1 \times 10^5}{0.981 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 2.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10/ml = 3.14 cm².**



Avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

-Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

Soit : $4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25\text{cm}$.

III.4.4.3) Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1/BAEL 91].**

$$A_{min} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Espacement des armatures : [art A.4.8.2,42/BAEL 91].**

L'espacement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Pour une fissuration non préjudiciable :

Armatures principales : $S_t < \min \{3h; 33\text{cm}\}$.

Appui : $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

Travée : $St = 25\text{cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

Armatures de répartition : $S_t < \min \{4h; 45\text{cm}\}$.

Appui : $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

Travée : $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1/BAEL 91].**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_{max} = 22.75 \text{ KN}$$

Pour une fissuration non préjudiciable : [art A.5.1.2,11/BAEL 91].

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{22.75 \times 10^3}{1000 \times 180} = 1.264 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.264 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Entrainement des barres : [art A.6.3.1/BAEL 91].**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\text{Calcul de } \tau_{se} : \quad \tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles $n\pi\phi$.

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.75 \cdot 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.48} = 1.39 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des barres : [art A.6.1.2,21/BAEL 91].**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 36 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrée alors le **BAEL 91 (Art.6.1.253modifiée 99)** admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est « L_c » est au moins égale à **0.4 L_s** pour les aciers H.A :

$$L_c = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_c = 15 \text{ cm.}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur armatures : [art A.5.1.1,312/BAEL 91].**

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u}{\sigma_{st}} = \frac{22.75 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.653 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow \text{Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.}$$

- Influence de l'effort tranchant sur le béton : [art A.5.1.1,313/BAEL 91].

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 22.75 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.28 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.28 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ Calcul à l'ELS

a) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:

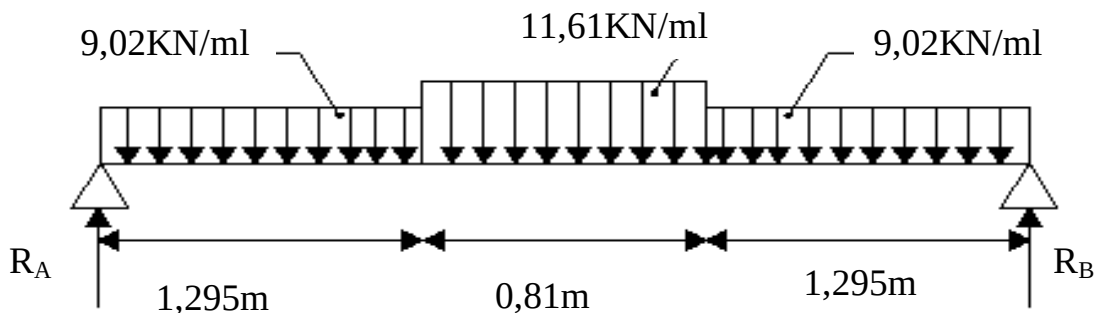


Figure III. 24 : Schéma statique de calcul de la 2^{ème} volée à l'ELS.

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 11.61 (0.81) - 2 \times 9.02 (1.295) = 0.$$

$$R_A + R_B = 32.76 \text{ KN.}$$

$$\sum M_A = 0 \longrightarrow 3.4R_B = [(11.61 \times 0.81) \times 1.7] + [(9.02 \times 1.295) \times 0.65] + [(9.02 \times 1.295) \times 2.75]$$

$$R_B = 16.38 \text{ KN.}$$

On à: $R_A = 32.76 - R_B$

$$R_A = 16.38 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.295 \text{ m.}$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -9.02x + 16.38.$$

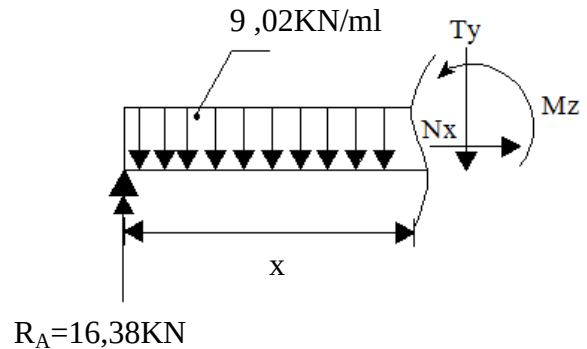
$$\begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 16.38 \text{ KN} \\ x = 1.295 & T_y(1.295) = 4.69 \text{ KN} \end{cases}$$

• Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -9.02 \frac{x^2}{2} + 16.38x.$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 1.295 & \Rightarrow M_z(1.295) = 13.64 \text{ KN} \end{cases}$$



2^{er} tronçon : $1.295 \leq x \leq 2.105$ m

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0$$

$$T_y = -Q_p \times 1.295 \left(\frac{1.295}{2} \right) - Q_v \frac{(x-1.295)^2}{2} + R_A x$$

$$T_y = -9.02 \times 1.295 - 11.61 (x - 1.295) + 16.38.$$

$$\begin{cases} x = 1.295 & T_y(1.295) = 16.38 \text{ KN} \\ x = 2.105 & T_y(2.105) = -16.38 \text{ KN} \end{cases}$$

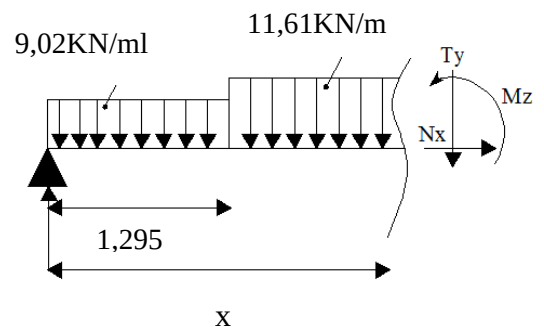
Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = Q_p \times 1.295 \left(x - \frac{1.295}{2} \right) - Q_v \frac{(x-1.295)^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -9.02 \times 1.295 \left(x - \frac{1.295}{2} \right) - 11.61 \frac{(x-1.295)^2}{2} + 16.38x$$

$$\begin{cases} x = 1.295 & \Rightarrow M_z(1.295) = 13.64 \text{ KN} \\ x = 2.105 & \Rightarrow M_z(2.105) = 13.64 \text{ KN} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.295$ m.

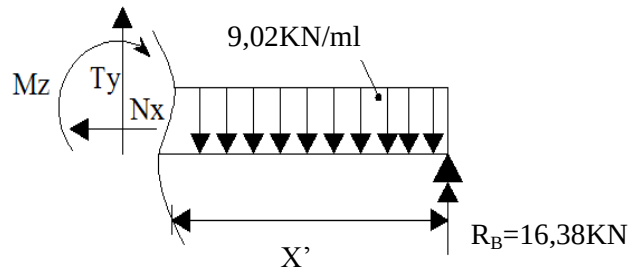


Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 9.02x' - 16.38.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & T_y(0) = -16.38 \text{ KN} \\ x' = 1.295 & T_y(1.295) = -4.69 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'.$$

$$M_z = -9.02 \frac{(x')^2}{2} + 16.38x'.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x' = 1.295 & \Rightarrow M_z(1.295) = 13.64 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment maximum :

Dans le tronçon $1.295 \leq x \leq 2.105 \text{ m}$

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -9.02 \times 1.295 - 11.61(x - 1.295) + 16.38 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.7 \text{ m}$$

$$M_z(1.7) = 14.6 \text{ KN.m.} \Rightarrow M_z^{\max} = 14.6 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_z^{\max} = -4.38 \text{ KN.m.}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_z^{\max} = 12.41 \text{ KN.m.}$

Diagrammes des efforts internes :

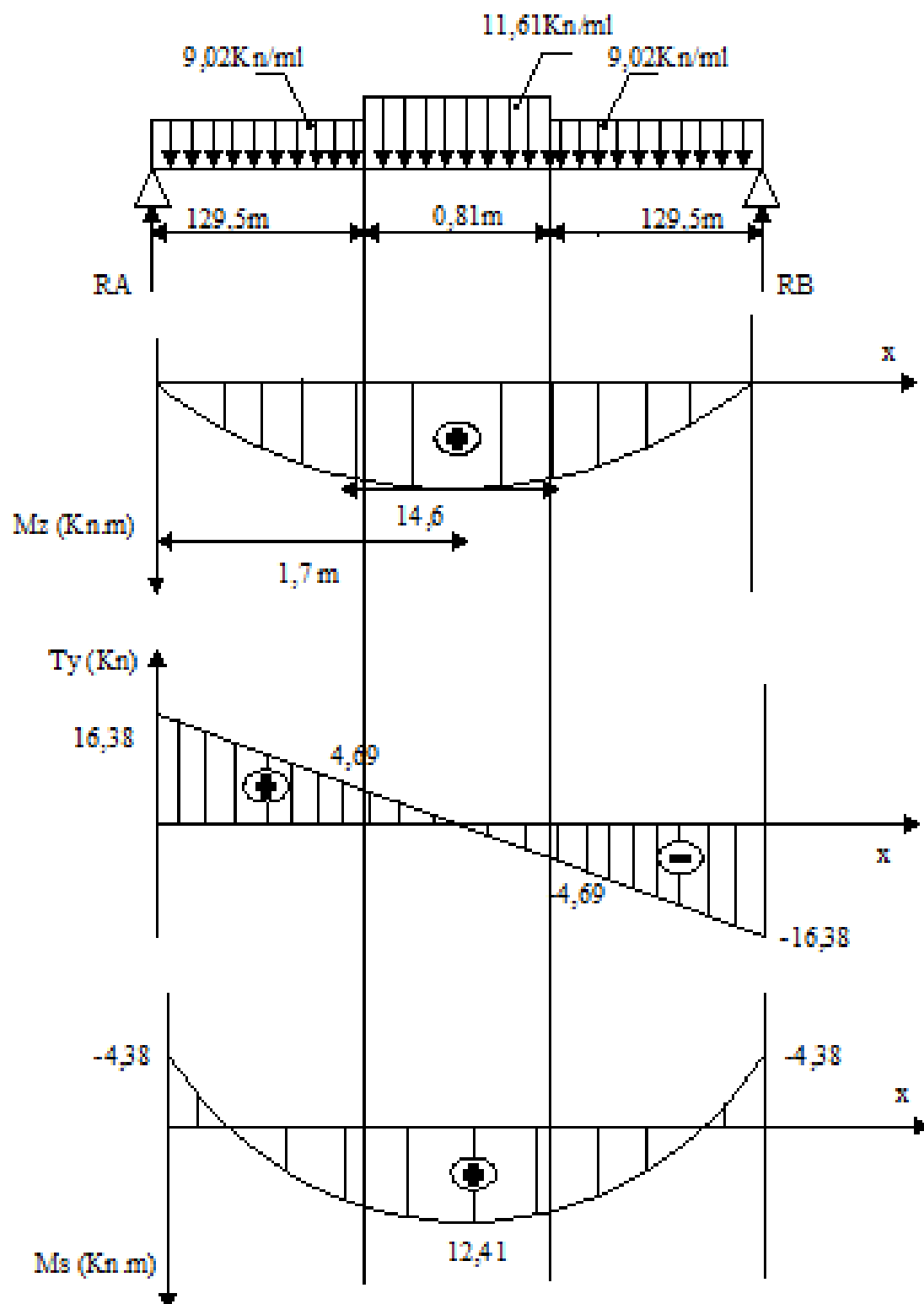


Figure III. 25 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS de l'escalier de volée 2.

III.4.4.4) Vérification à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3, 2 /BAEL91) :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **État limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \rightarrow \alpha = 0.204 \rightarrow K = 0.017$$

$$M_a = 4.38 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{4.38 \cdot 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 83.15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 83.15 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.017 \times 83.15 = 1.41 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Aux travées :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \rightarrow \beta_1 = 0.932 \rightarrow \alpha = 0.204 \rightarrow K = 0.017$$

$$M_t = 12.41 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{12.41 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 235.58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 235.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.017 \times 235.58 = 4 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- **État limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \times \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{340} = 0.058 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{12.41}{10 \times 14.6} = 0.085 > 0.052 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow A_t \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 18}{400} = 18.9 \text{ cm}^2 > A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions 1 et 2 ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E : Module de déformation différé $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$.

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS.

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.

-Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A_t = 100 \times 20 + 15 \times 3.14$$

$$B_0 = 2047.1 \text{ cm}^2$$

-Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx'} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 18 = 20847.8 \text{ cm}^3$$

-Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0} = \frac{20847.8}{2047.1} = 10.18 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.18 = 9.82 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie de la section homogénéisée G :

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

$$= (10.18^3 + 9.82^3) \frac{100}{3} + 15 \times 3.14(9.82 - 2)^2$$

$$I_0 = 69611.74 \text{ cm}^4$$

-Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 18} = 0.00174$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0037(2 + 3)} = 12.06$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 12.06 = 4.82$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00174 \times 235.58 + 2.1}$$

$$\mu = 0.017$$

-Calcul de l'inertie fictive I_{fv} :

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 69611.74}{1 + 0.017 \times 4.82}$$

$$I_{fv} = 70769.26 \text{ cm}^4$$

-Calcul de flèche :

$$f = \frac{M_t l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{12.41 \times 3.8^2}{10 \times 10818.9 \times 10^3 \times 70769.26 \times 10^{-8}} = 0.0023m$$

$$f = 2.3 \text{ mm} < \bar{f} = 7.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

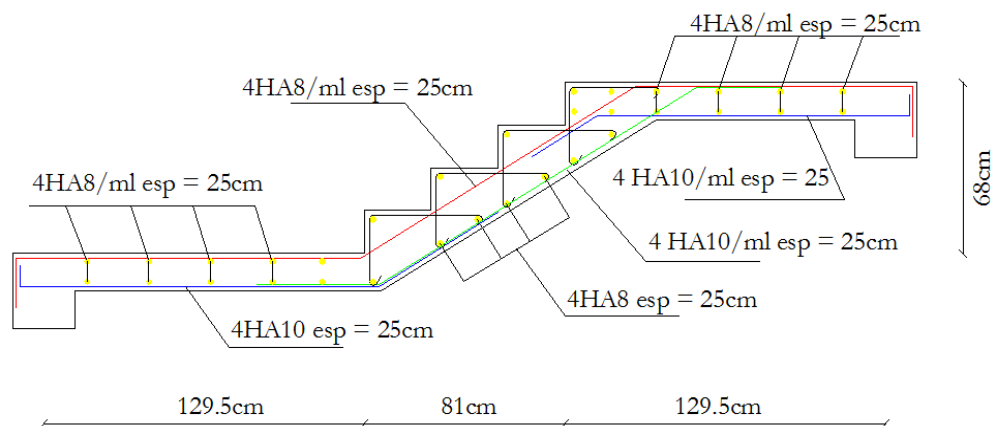


Figure III. 26 : Schéma de ferrailage de l'escalier RDC (volée 2).

III.5) Les poutres palières

III.5.1) Les poutres palières de l'étage courant

III.5.1.1) Étude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, les réactions de la paillasse, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.8 m (entre nu d'appuis).

Son pré dimensionnement a été déjà effectué dans le 2^{ème} chapitre, donc les valeurs obtenues pour sa hauteur et sa largeur sont:

$$\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

III.5.1.2) Évaluation des charges

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

- poids du mur : $G_M = 1.3 \times (3.06 - 0.2) = 3.718 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 27,378 \text{ KN}$

- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 19,75 \text{ KN}$

$$G = G_p + G_M = 2,625 + 3,718 = 6,343 \text{ KN/ml}$$

III.5.1.3) Calcul à l'ELU

- Calcul des efforts internes :

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

$$q_u = 1,35 \times 6,343 + 27,378 = 35,94 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35,94 \times 3,8^2}{8} = 64,87 \text{ KN.m}$$

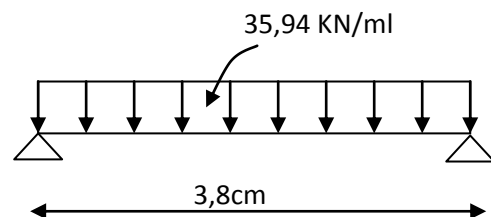
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{35,94 \times 3,8}{2} = 68,28 \text{ KN}$$

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

$$M_u^a = -0,3M_u = -19,46 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0,85M_u = 55,14 \text{ KN.m}$$



- Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

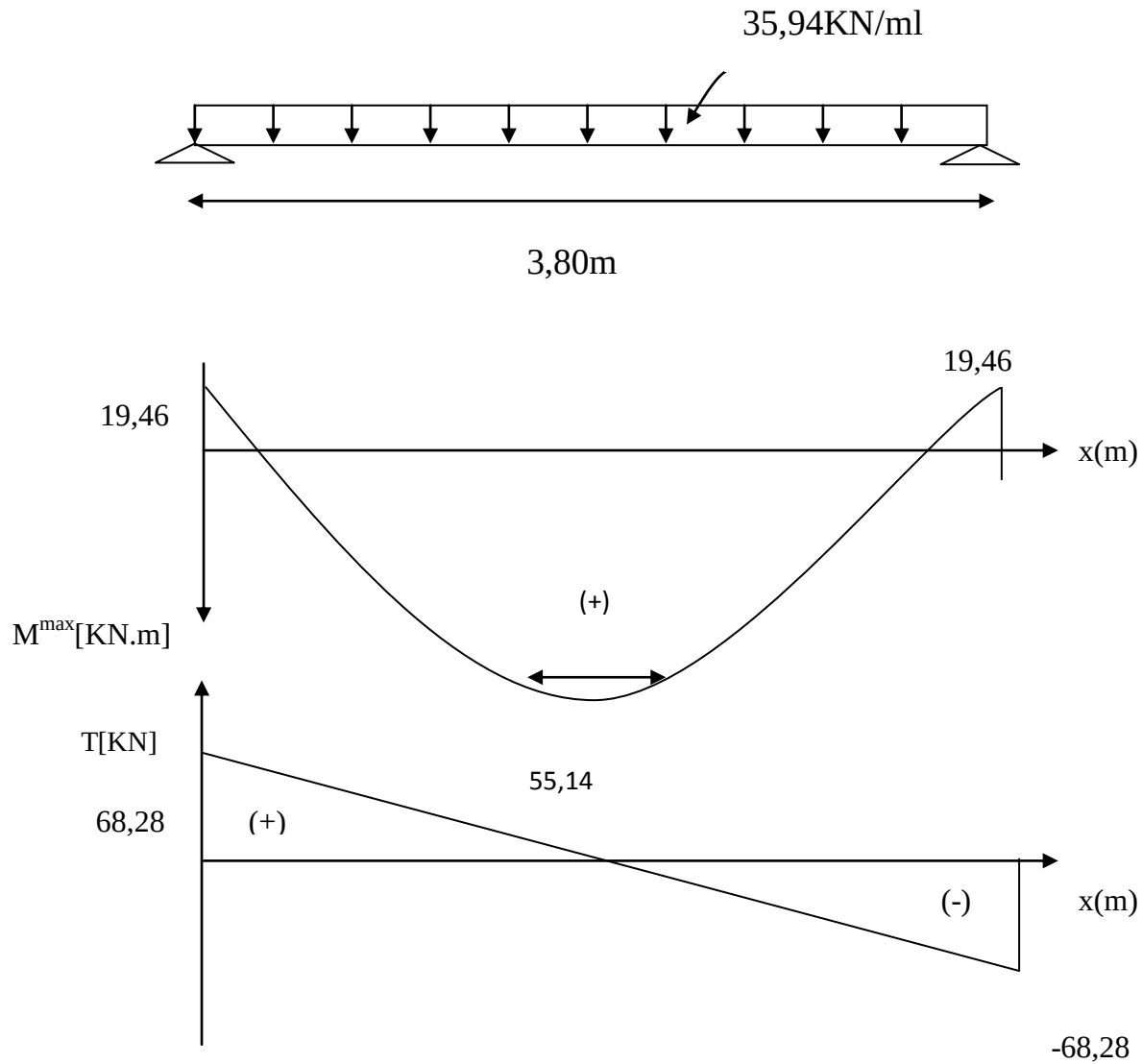


Figure III. 27 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELU.

- Ferrailage :

En travées : ($h = 35$ cm ; $d = 33$ cm ; $c = 2$ cm ; $b = 30$ cm).

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{55,14 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,118$$

$$\mu_t = 0,118 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.118 \Rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{55.14 \times 10^3}{0.937 \times 33 \times 348} = 5.12 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{19.46 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.042 \Rightarrow \beta_1 = 0.979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{19.46 \times 10^3}{0.979 \times 33 \times 348} = 1.73 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.5.1.4) Vérification à l'ELU

- **Vérification de la section d'armature : [Art 7.5.2.1 RPA].**

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 3.39 + 6.03 = 9.42 \text{ cm}^2 > 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Condition de non fragilité : [Art-A-4.2, 1 BAEL].**

$$A_{min} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 33 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.195 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.195 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1/BAEL 91].**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_{\max} = 68.28 \text{ KN}$$

Pour une fissuration non préjudiciable : [art A.5.1.2,11/BAEL 91].

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{68.28 \cdot 10^3}{300 \times 330} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Entraînement des barres : [art A.6.3.1/BAEL 91].**

Pour qu'il n'y'ait pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$$

Avec :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles $n\pi\phi$.

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm .}$$

Calcul de τ_{se} :

$$\tau_{se} = \frac{68.28 \cdot 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 2.03 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres : [art A.6.1.2,21/BAEL 91].**

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est « L_c » est au moins égale à **0.4 L_s** pour les aciers HA :

$$L_c = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm On prend : } L_c = 23 \text{ cm.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures : [art A.5.1.1,312/BAEL 91].**

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u}{\sigma_{st}} = \frac{68.28 \cdot 10^3}{348} = 1.96 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 6.03 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : [art A.5.1.1,313/BAEL 91].**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 68.28 \cdot 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 1.53 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.53 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 16 ; 10 ; 30 \} = 10 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8. Donc : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Ecartement des barres :**

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 8.75 \text{ cm} ; 19.2 \text{ cm} \} \quad \text{On prend : } S_t = 8 \text{ cm.}$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 la section des armatures transversales doit vérifier :

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{tmin} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

III.5.1.5) Calcul à l'ELS

- Combinaison des charges :

$$q_s = 1.35 + R_s = 6.343 + 19.75 = 26.09 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique : $M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{26.09 \times 3.8^2}{8} = 47.09 \text{ KN}$

- L'effort tranchant : $T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{26.09 \times 3.8}{2} = 49.57 \text{ KN}$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_s^a = -0.3M_s = -14.12 \text{ KN.m}$$

$$M_s^t = 0.85M_s = 40.02 \text{ KN.m}$$

- Diagramme du moment et de l'effort :

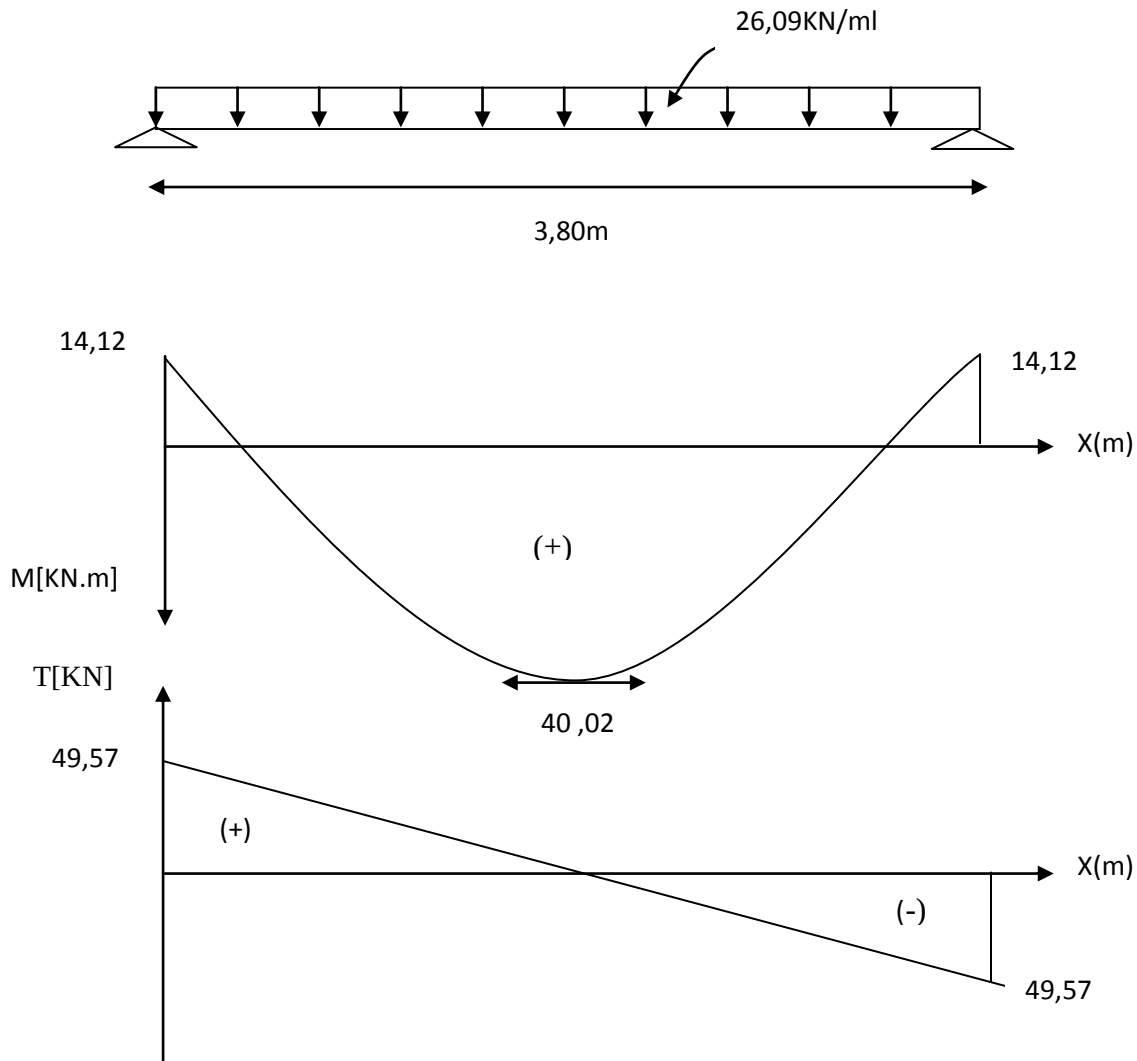


Figure III. 28 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELS.

III.5.1.6) Vérification à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures:** [Art. A.5.3, 2 /BAEL91].

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **État limite de compression de béton :** [Art. A.4.5, 2 /BAEL91] .

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, \quad K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342 \rightarrow \beta_1 = 0.909 \rightarrow \alpha = 0.273 \rightarrow K = 0.025$$

$$M_a = 14.12 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{14.12 \cdot 10^6}{0.909 \times 330 \times 3.39 \cdot 10^2} = 138.85 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 138.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.025 \times 138.85 = 3.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Aux travées :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.03}{30 \times 33} = 0.609 \rightarrow \beta_1 = 0.885 \rightarrow \alpha = 0.345 \rightarrow K = 0.035$$

$$M_t = 40.02 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{40.02 \times 10^6}{0.885 \times 330 \times 6.03 \cdot 10^2} = 227.25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 227.25 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.035 \times 227.25 = 7.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **État limite de déformation : [Art B.6.8, 424 /BAEL 91].**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \times \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} = \frac{35}{380} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{40.02}{10 \times 47.09} = 0.085 < 0.092 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow A_t \leq \frac{4.2 b d}{f_e} = \frac{4.2 \times 30 \times 33}{400} = 10.39 \text{ cm}^2 > A_t = 6.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

Conclusion: Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

Armatures longitudinales : 3HA12 aux appuis.

3HA16 en travée.

Armatures transversales : 1 cadre et 1 étrier en HA8.

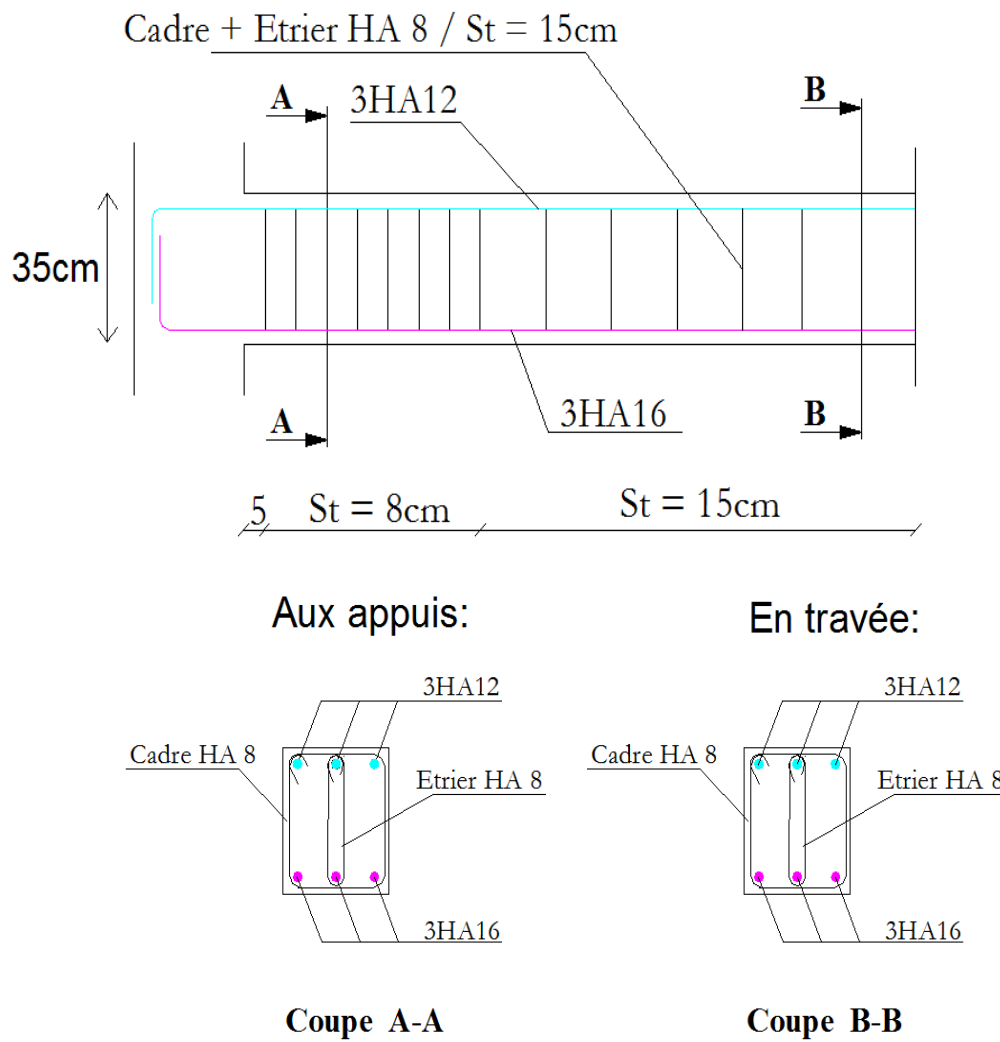


Figure III. 29 : Schéma de ferrailage de la poutre palière (étages courants).

III.6) Étude de la poutre palière du RDC

Étant donné que l'escalier a 02 paliers de repos, la poutre palière sera brisée, partiellement encastrée dans les poteaux. $\beta = 40^\circ$; $h = 35$ cm ; $b = 30$ cm.

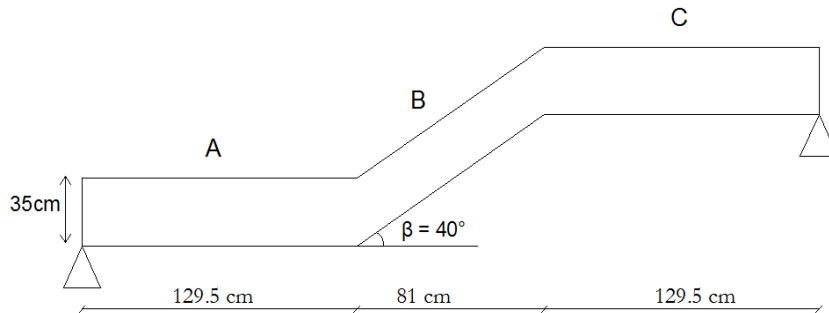


Figure III. 30 : Schéma de la poutre palière du RDC.

III.6.1) Évaluation des charges

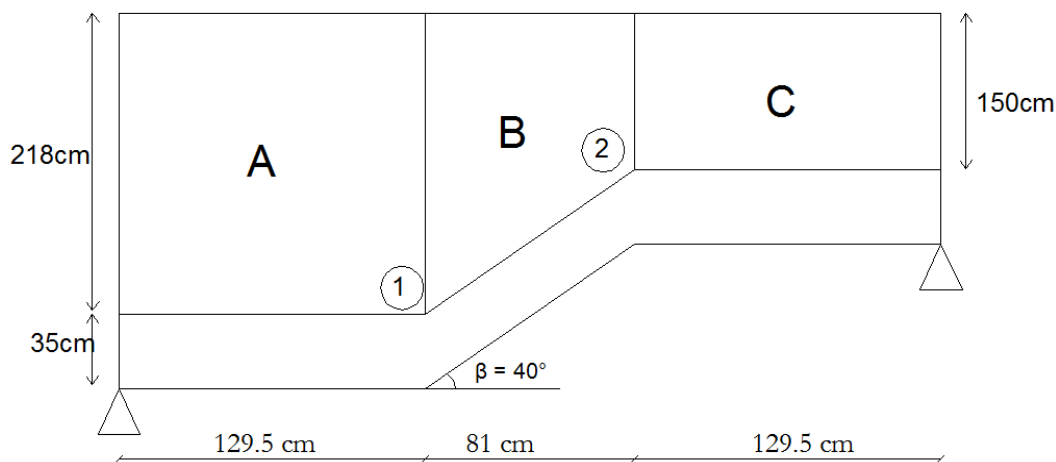


Figure III. 31 : Répartition des Chagres.

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur intérieur

($G_{MI} = 1.3$ KN/m²).

- Poids propre de la poutre:

Partie A et C : $G_1 = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625$ kN/ml

Partie B : $G_2 = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times \frac{1}{\cos 40} = 3,43$ kN/ml

- Réaction du palier et la paillasse sur la poutre :

$$R_u^b = 22,75 \text{ kN} ; R_s^b = 16,38 \text{ kN}$$

- Chargement dû au poids du mur extérieur :

Partie A: $1,3(2,38-0,2)=2,83\text{KN/ml}$.

Partie C : $1,3(1,7-0,2)=1,95\text{ KN/ml}$.

Partie B: On aura un chargement trapézoïdale :

$$\begin{cases} \text{Point1 : } 2,83\text{ KN/ml} \\ \text{Point2 : } 1,95\text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.6.2) Calcul à l'ELU

- Combinaison de charges à l'ELU:

$$q_u = 1,35G + R_u^b$$

Partie A: $q_u = 1,35(2,625 + 2,83) + 22,75 = 30,11\text{ KN/ml}$.

Partie C: $q_u = 1,35(2,625 + 1,95) + 22,75 = 28,93\text{ KN/ml}$.

Partie B: Point 1 : $q_u = 1,35(3,43 + 2,83) + 0 = 8,45\text{ KN/ml}$.

Point 2 : $q_u = 1,35(3,43 + 1,95) + 0 = 7,26\text{ KN/ml}$.

On adopte pour la partie B: $q_u = 8,45\text{ KN/ml}$.

- Calcul des efforts internes :

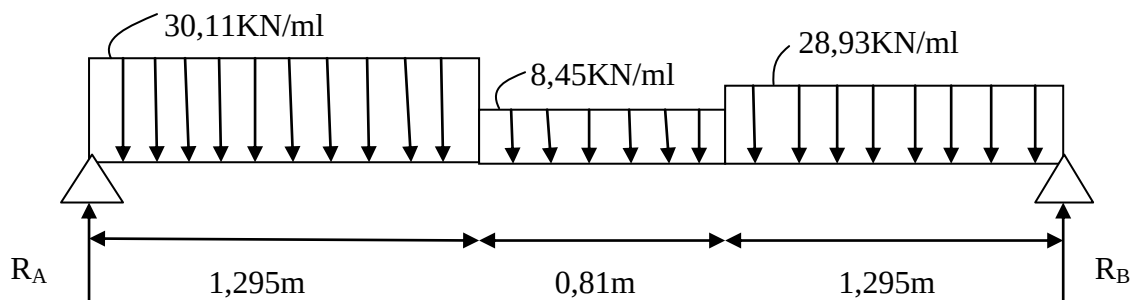


Figure III. 32 : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU.

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 8,45(0,81) - 30,11(1,295) - 28,93(1,295) = 0.$$

$$R_A + R_B = 83,3\text{ KN}.$$

$$\sum M/A = 0 \longrightarrow$$

$$3,4R_B = [(8,45 \times 0,81) \times 1,7] + [(30,11 \times 1,295) \times 0,65] + [(28,93 \times 1,295) \times 2,75]$$

$$R_B = 41,17\text{ KN}.$$

On à: $R_A = 83,3 - R_B$

$$R_A = 42,13\text{ KN}.$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

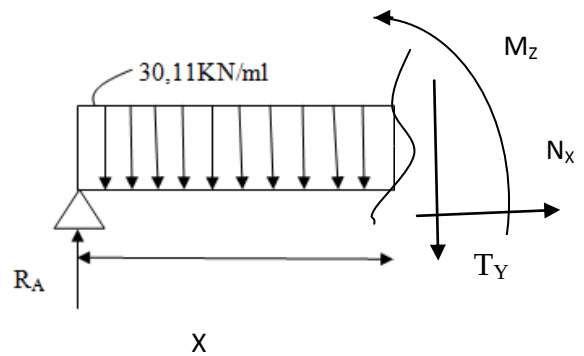
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.295$ m.

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -30.11x + 42.13.$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 42.13 \text{ KN} \\ x = 1.295 & T_y(1.295) = 3.14 \text{ KN} \end{cases}$$

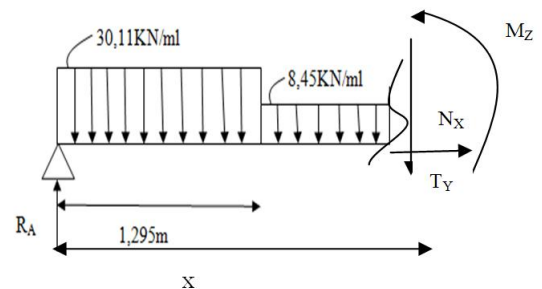


Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -30.11 \frac{x^2}{2} + 42.13x.$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 1.295 & \Rightarrow M_z(1.295) = 29.31 \text{ KN} \end{cases}$$



2^{er} tronçon : $1.295 \leq x \leq 2.105$ m

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_p \times 1.295 \left(\frac{1.295}{2} \right) - Q_v \frac{(x-1.295)^2}{2} + R_A$$

$$T_y = -30.11 \times 1.295 - 8.45 (x - 1.295) + 42.13.$$

$$\begin{cases} x = 1.295 & T_y(1.295) = 3.14 \text{ KN} \\ x = 2.105 & T_y(2.105) = -3.7 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = Q_p \times 1.295 \left(x - \frac{1.295}{2} \right) - Q_v \frac{(x-1.295)^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -30.11 \times 1.295 \left(x - \frac{1.295}{2} \right) - 8.45 \frac{(x-1.295)^2}{2} + 42.13x$$

$$\begin{cases} x = 1.295 & \Rightarrow M_z(1.295) = 29.31 \text{ KN} \\ x = 2.105 & \Rightarrow M_z(2.105) = 29.05 \text{ KN} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.295 \text{ m}$.

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 28.93x' - 41.17.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & T_y(0) = -41.17 \text{ KN} \\ x' = 1.295 & T_y(1.295) = -3.7 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'.$$

$$M_z = -28.93 \frac{(x')^2}{2} + 41.17x'.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x' = 1.295 & \Rightarrow M_z(1.295) = 29.05 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment maximum :

Dans le tronçon $1.295 \leq x \leq 2.105 \text{ m}$

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -30.11 \times 1.295 - 8.45 (x - 1.295) + 42.13 = 0$$

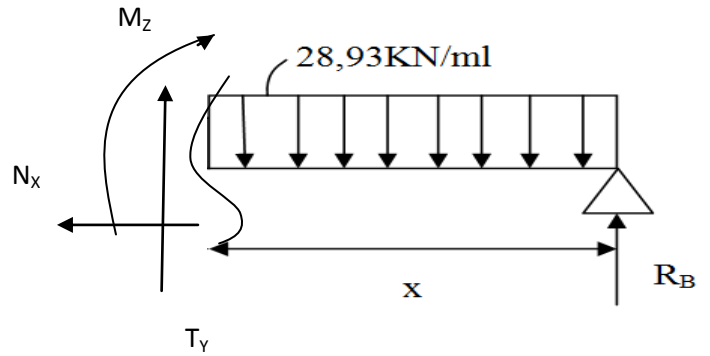
$$\Rightarrow x = 1.66 \text{ m}$$

$$M_z(1.66) = 29.89 \text{ KN.m} \Rightarrow M_z^{\max} = 29.89 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{-Aux appuis : } M_s^a = -0.3M_z^{\max} = -8.96 \text{ KN.m.}$$

$$\text{-En travées : } M_s^t = 0.85M_z^{\max} = 25.4 \text{ KN.m.}$$



- Diagrammes des efforts internes :

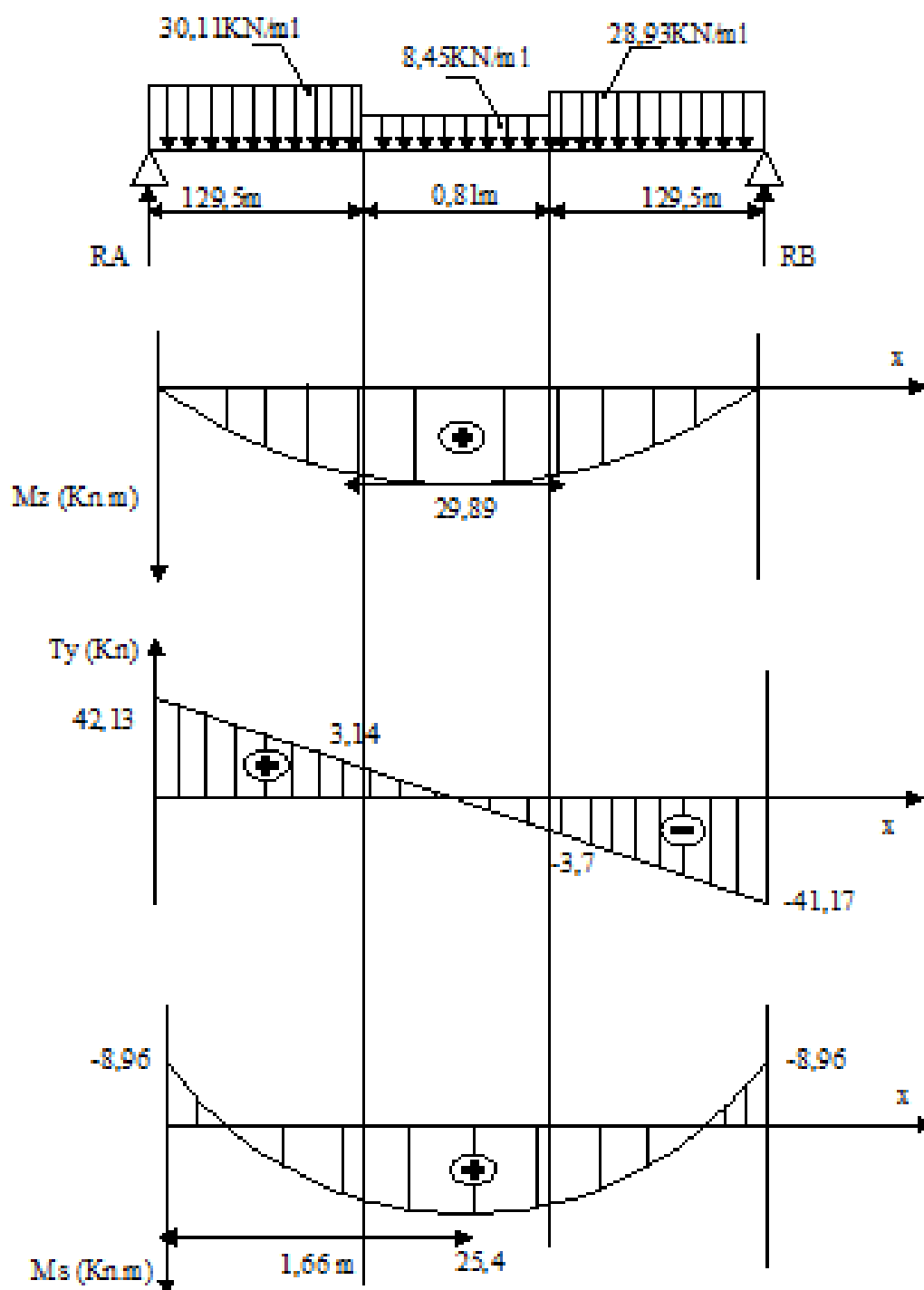


Figure III. 33 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU de la poutre palière (RDC).

- Calcul des armatures à l'ELU :

(h = 35 cm ; b = 30 cm ; c = 2 cm ; d = 33 cm).

- Aux appuis :

$$M_a = 8.96 \text{ KN.m.}$$

Armature principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8.96 \times 10^5}{30 \times 33^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0193 < \mu_l = 0.392.$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0.0193 \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.96 \times 10^5}{0.990 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 0.79 \text{ cm}^2 \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On opte pour : **3HA10/ml = 2.36 cm²**

- En travée :

$$M_t = 25.4 \text{ KN.m}$$

Armature principales :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{25.4 \times 10^5}{30 \times 33^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.054 < \mu_l = 0.392.$$

→ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_t = 0.054 \longrightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25.4 \times 10^5}{0.972 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 2.27 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12/ml = 3.39 cm²**.

III.6.2.1) Vérification à l'ELU

- Vérification de la section d'armature: [Art 7.5.2.1 RPA].

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2,36 + 3,39 = 5,75 \text{ cm}^2 > 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Condition de non fragilité : [Art-A-4.2, 1 BAEL].**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 33 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$A_{sa} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1/BAEL 91].**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_{\max} = 42.13 \text{ KN}$$

Pour une fissuration non préjudiciable : [art A.5.1.2,11/BAEL 91].

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{42.13 \cdot 10^3}{300 \times 330} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Entraînement des barres : [art A.6.3.1/BAEL 91].**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\text{Calcul de } \tau_{se} : \quad \tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles $n\pi\emptyset$.

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm} .$$

$$\tau_{se} = \frac{42.13 \cdot 10^3}{0.9 \times 330 \times 94.2} = 1.50 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- **Ancrage des barres : [art A.6.1.2,21/BAEL 91].**

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

Étant donné que la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est « L_c » est au moins égale à **0.4 L_s** pour les aciers H.A :

$$L_c = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm} \text{ On prend : } L_c = 17 \text{ cm.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur armatures : [art A.5.1.1,312/BAEL 91].**

On doit prolonger les aciers au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u}{\sigma_{st}} = \frac{42.13 \cdot 10^3}{348} = 1.21 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3.39 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : [art A.5.1.1,313/BAEL 91].**

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 42.13 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 0.94 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.94 \text{ MPa} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 10 ; 30 \} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8. Donc : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Espacement des barres :**

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 8.75\text{cm} ; 14.4\text{cm} \} \quad \text{On prend : } S_t = 8 \text{ cm.}$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

III.6.3) Calcul à l'ELS

- **Combinaison de charges à l'ELS:**

$$q_s = G + R_s^b$$

Partie A: $q_s = (2,625 + 2,83) + 16.38 = 21.83 \text{ KN/ml.}$

Partie C: $q_s = (2,625 + 1,95) + 16.38 = 20.95 \text{ KN/ml.}$

Partie B: Point 1 : $q_s = (3,43 + 2,83) + 0 = 6.26 \text{ KN/ml.}$

Point 2 : $q_s = (3,43 + 1,95) + 0 = 5.38 \text{ KN/ml.}$

On adopte pour la partie B: $q_s = 6.26 \text{ KN/ml.}$

- **Calcul des efforts internes :**

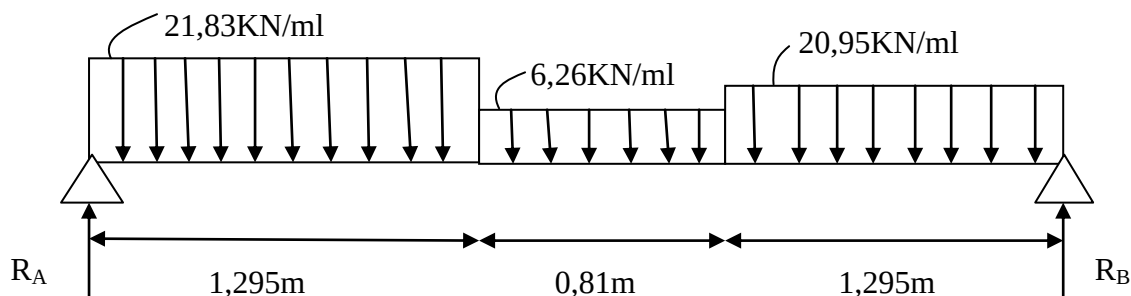


Figure III. 34 : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS.

- Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - 6.26(0.81) - 21.83(1.295) - 20.95(1.295) = 0.$$

$$R_A + R_B = 60.47 \text{ KN.}$$

$$\sum M_A = 0 \longrightarrow 3.4R_B = [(6.26 \times 0.81) \times 1.7] + [(21.83 \times 1.295) \times 0.65] + [(20.95 \times 1.295) \times 2.75]$$

$$R_B = 29.88 \text{ KN.}$$

On à: $R_A = 60.47 - R_B$

$$R_A = 30.59 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

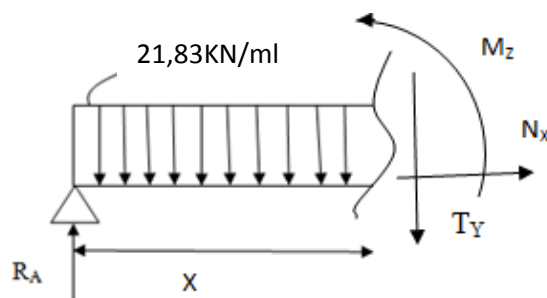
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.295 \text{ m}$.

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_v x + R_A.$$

$$T_y = -21.83x + 30.59.$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 30.59 \text{ KN} \\ x = 1.295 & T_y(1.295) = 2.32 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_v \frac{x^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -21.83 \frac{x^2}{2} + 30.59x.$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x = 1.295 & \Rightarrow M_z(1.295) = 21.31 \text{ KN} \end{cases}$$

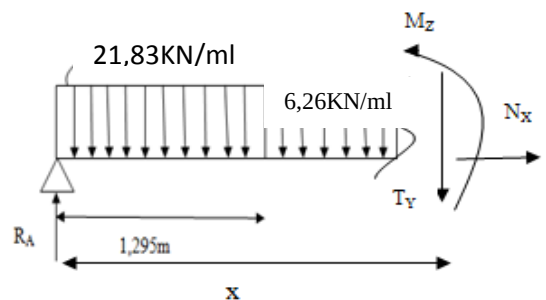
2^{er} tronçon : $1.295 \leq x \leq 2.105 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = -Q_p \times 1.295 \left(\frac{1.295}{2} \right) - Q_v \frac{(x-1.295)^2}{2} + R_A$$

$$T_y = -21.83 \times 1.295 - 6.26 (x - 1.295) + 30.59.$$

$$\begin{cases} x = 1.295 & T_y(1.295) = 2.32 \text{ KN} \\ x = 2.105 & T_y(2.105) = -2.75 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = Q_p \times 1.295 \left(x - \frac{1.295}{2} \right) - Q_v \frac{(x-1.295)^2}{2} + R_A x.$$

$$M_z = -21.83 \times 1.295 \left(x - \frac{1.295}{2} \right) - 6.26 \frac{(x-1.295)^2}{2} + 30.59x$$

$$\begin{cases} x = 1.295 \Rightarrow M_z(1.295) = 21.31 \text{ KN} \\ x = 2.105 \Rightarrow M_z(2.105) = 21.13 \text{ KN} \end{cases}$$

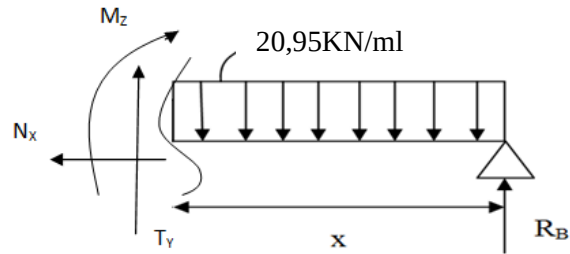
3^{ème} tronçon : $0 \leq x' \leq 1.295 \text{ m}$.

Efforts tranchants :

$$\sum F_y = 0 \quad T_y = Q_p x' - R_B.$$

$$T_y = 20.95x' - 29.88.$$

$$\begin{cases} x' = 0 & T_y(0) = -29.88 \text{ KN} \\ x' = 1.295 & T_y(1.295) = -2.75 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 \Rightarrow M_z = -Q_p \frac{(x')^2}{2} + R_B x'.$$

$$M_z = -20.95 \frac{(x')^2}{2} + 29.88x'.$$

$$\begin{cases} x' = 0 \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ KN} \\ x' = 1.295 \Rightarrow M_z(1.295) = 21.12 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment maximum :

Dans le tronçon $1.295 \leq x \leq 2.105 \text{ m}$

$$M^{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -21.83 \times 1.295 - 6.26 (x - 1.295) + 30.59 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.66 \text{ m}$$

$$M_z(1.66) = 21.74 \text{ KN.m} \Rightarrow M_z^{\max} = 21.74 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_z^{\max} = -6.52 \text{ KN.m.}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_z^{\max} = 18.48 \text{ KN.m.}$

- Diagrammes des efforts internes :

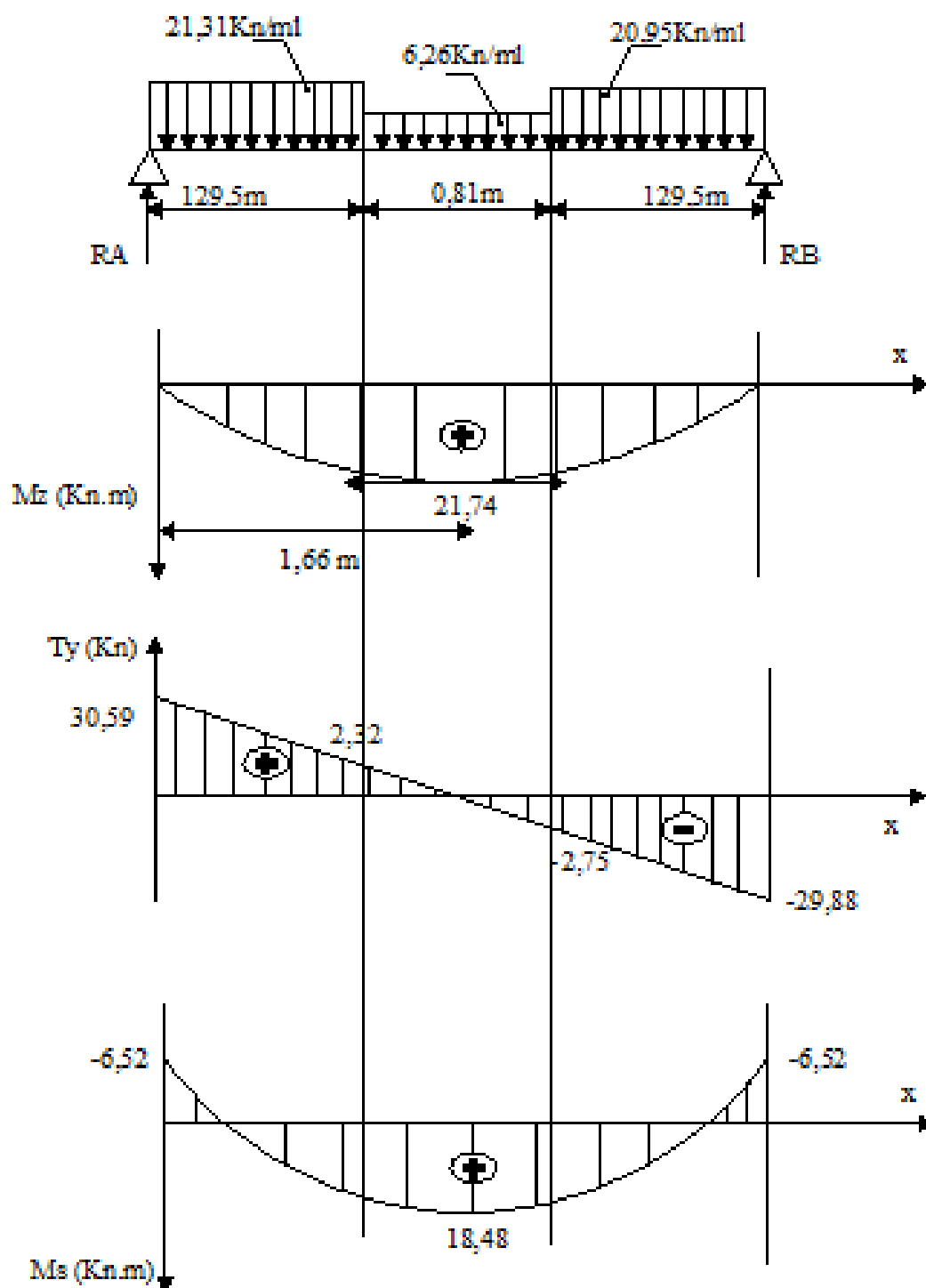


Figure III. 35 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS de la poutre palière (RDC).

III.6.4) Vérification à l'ELS

- **État limite d'ouverture des fissures : [Art. A.5.3, 2 /BAEL91].**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **État limite de compression de béton : [Art. A.4.5, 2 /BAEL91].**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 d A_s}, K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{30 \times 33} = 0.238 \rightarrow \beta_1 = 0.922 \rightarrow \alpha = 0.234 \rightarrow K = 0.020$$

$$M_a = 6.52 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{6.52 \times 10^6}{0.922 \times 330 \times 2.36 \times 10^2} = 90.8 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 90.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.02 \times 90.8 = 1.8 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Aux travées :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342 \rightarrow \beta_1 = 0.909 \rightarrow \alpha = 0.273 \rightarrow K = 0.025$$

$$M_t = 18.48 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{18.48 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 3.39 \times 10^2} = 181.73 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 181.73 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.025 \times 181.73 = 4.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **État limite de déformation : [Art B.6.8, 424 /BAEL 91].**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \times \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} = \frac{35}{340} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{18.48}{10 \times 21.74} = 0.085 < 0.092 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow A_t \leq \frac{4.2 b d}{f_e} = \frac{4.2 \times 30 \times 33}{400} = 10.39 \text{ cm}^2 > A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

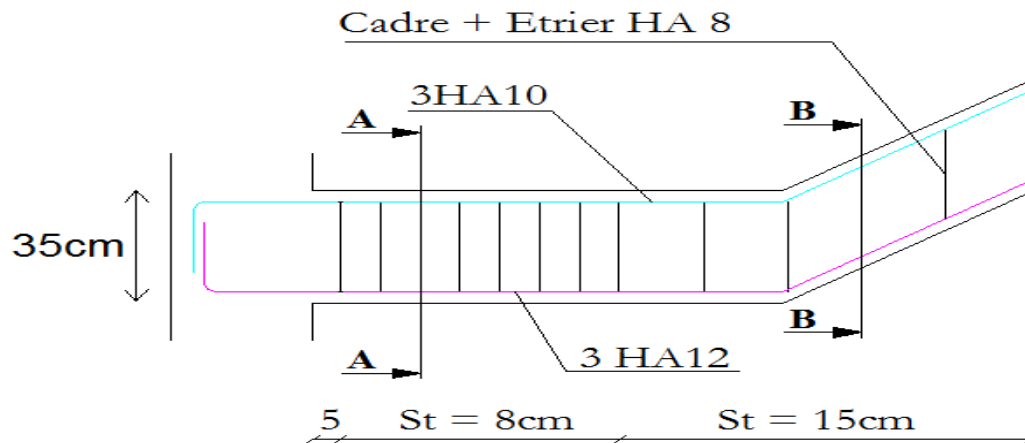
Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

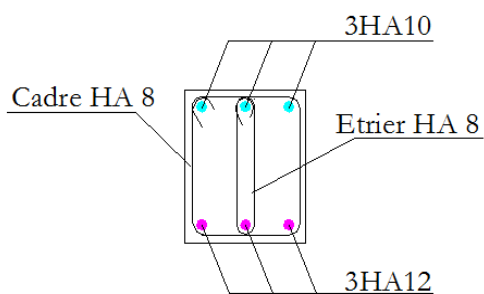
Armatures longitudinales : 3HA10 aux appuis.

3HA12 en travée.

Armatures transversales : 1 cadre et 1 étrier en HA8.

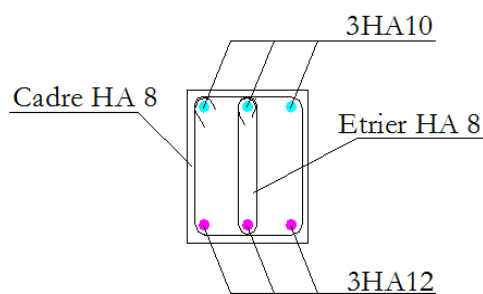


Aux appuis:



Coupe A-A

En travée:



Coupe B-B

Figure III. 36 : Schéma de ferrailage de la poutre palière (RDC).

III.7) Calcul de la charpente

III.7.1) Introduction

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, qui est composée des versants inclinés d'un angle $\alpha=25^\circ$ par rapport à l'horizontale, et supportant des couvertures en tuiles mécaniques. Elle repose de part et d'autre sur les murs pignons. L'étude de la charpente consiste en la détermination des efforts revenant à chacun des éléments (pannes, chevrons, et linteaux), et la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

III.7.2) Détermination des charges et surcharges

- Charges permanentes (G) :

- Poids des tuiles et des linteaux = $0,45 \text{ KN/m}^2$.

- poids des pannes et des chevrons = $0,15 \text{ KN/m}^2$.

- Murs pignons = $0,9 \text{ KN/m}^2$.

$$G_t = 0,45 + 0,15 + 0,9 = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

- Charges d'exploitations (Q) :

- Poids de la neige $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1,5 + 1,5 \times 1 = 3,525 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 1,5 + 1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

III.7.3) Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU

- Efforts revenant à la panne :

Espacement des pannes : $1,20\text{m} \leq e_p \leq 1,80\text{m}$.

On prend : $e_p = 1,50\text{m}$.

Portée des pannes : $L_p = 3,80\text{m}$.

$$q_p = q_u \times e_p = 3,525 \times 1,50 = 5,28 \text{ kN/ml.}$$

$$q_p = 5,28 \text{ kN/ml.}$$

- Efforts revenant aux chevrons:

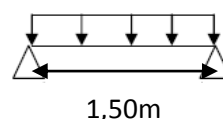
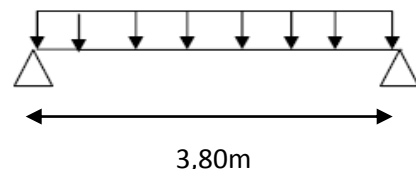
Espacement des chevrons : $0,20\text{m} \leq e_p \leq 0,60\text{m}$

On prend : $e_p = 0,50\text{m}$

Portée des chevrons : $L_c = 1,50\text{m}$

$$q_c = q_u \times e_p = 3,525 \times 0,5 = 1,762 \text{ kN/ml}$$

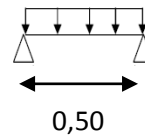
$$q_c = 1,762 \text{ kN/ml}$$



- Efforts revenant aux liteaux :

Espacement des liteaux : $e_l = 0,32\text{ m}$

Portée des liteaux : $L_l = 0,50\text{ m}$



$$q_l = q_u \times e_l = 3,525 \times 0,32 = 1,128 \text{ kN/ml}$$

$$q_l = 1,128 \text{ kN/ml}$$

III.7.4) Dimensionnement des éléments de la charpente

A) Calcul des pannes

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- La panne faîtière,
 - Les pannes sablières,
 - Les pannes intermédiaires (pannes courantes).
- Le calcul des pannes se fera en flexion déviée : ($\alpha = 25^\circ$)

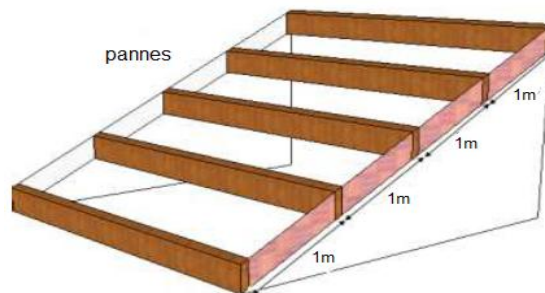
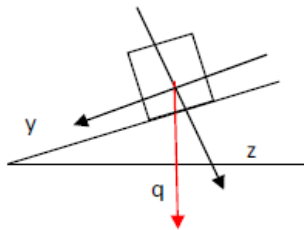


Figure III. 37 : Disposition des pannes sur les poutres

Suivant l'axe (y, y) : $q_y = q_p \cdot \sin \alpha = 5,28 \times 0,422 = 2,228 \text{ kN/ml}$.

Suivant l'axe (z, z) : $q_z = q_p \cdot \cos \alpha = 5,28 \times 0,906 = 4,783 \text{ kN/ml}$.

- Vérification des contraintes :

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travaillant en flexion déviées est $\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$.

On doit vérifier que : $\sigma_f = \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \leq \overline{\sigma}_f$

Avec :

σ_f : Contrainte dans le bois.

M_{fy} : Moment fléchissant dans le sens (y-y).

M_{fz} : Moment fléchissant dans le sens (z-z).

$W_y; W_z$: Modules de résistance.

$\overline{\sigma}_f$: Contrainte limites admissible dans le bois.

- **Moment de flexion:**

Suivant l'axe (y, y) : $M_{fy} = \frac{q_y \times L_p^2}{8} = \frac{2,228(3,8)^2}{8} = 4,02 \text{ kN.m}$

Suivant l'axe (z, z) : $M_{fz} = \frac{q_z \times L_p^2}{8} = \frac{4,783(3,8)^2}{8} = 8,63 \text{ kN.m}$

- **Choix de la section des pannes :**

Soit une section de $(15 \times 22,5) \text{ cm}^2$

- **Module de résistance :**

$$W_y = \frac{I_{yy'}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15(22,5)^2}{6} = 1265,625 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{I_{zz'}}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{22,5(15)^2}{6} = 843,75 \text{ cm}^3$$

- **La contrainte :**

$$\sigma_f = \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} = \frac{4,02 \times 10^4}{1265,625} + \frac{8,63 \times 10^4}{843,75} = 134,04 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 134,04 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ La section adoptée est admise.

- **Vérification de la flèche pour les pannes :**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \cdot e_p = 2,5 \times 1,50 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe (y, y) : $q_y = q_p \cdot \sin \alpha = 3,75 \times 0,422 = 1,582 \text{ kN/ml}$

Suivant l'axe (z, z) : $q_z = q_p \cdot \cos \alpha = 3,75 \times 0,906 = 3,397 \text{ kN/ml}$

- **Moment de flexion:**

Suivant l'axe (y, y) : $M_{fy} = \frac{q_y \times L_p^2}{8} = \frac{1,582(3,8)^2}{8} = 2,855 \text{ kN.m}$

Suivant l'axe (z, z) : $M_{fz} = \frac{q_z \times L_p^2}{8} = \frac{3,397(3,8)^2}{8} = 6,131 \text{ kN.m}$

• **La flèche admissible :**

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par:

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{380}{300} = 1,26 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5\sigma_f L_p^2}{48E_f \frac{h}{2}} \quad \text{Avec: } E_f = 11000\sqrt{\sigma_f}$$

E_f : est le module de déformation de la flèche ($E_f = 11000\sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$)

$$\sigma_{fy} = \frac{2,855 \times 10^4}{1265,625} = 22,558 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fz} = \frac{6,131 \times 10^4}{843,75} = 72,663 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sqrt{\sigma_{fy}^2 + \sigma_{fz}^2} = \sqrt{(22,558)^2 + (72,663)^2} = 76,084 \text{ daN/cm}^2$$

Alors on aura :

$$f = \frac{5 \times 76,084 (380)^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{22,5}{2}} = 0,77 \text{ cm} < \bar{f} = 1,26 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

B) Calcul des chevrons :

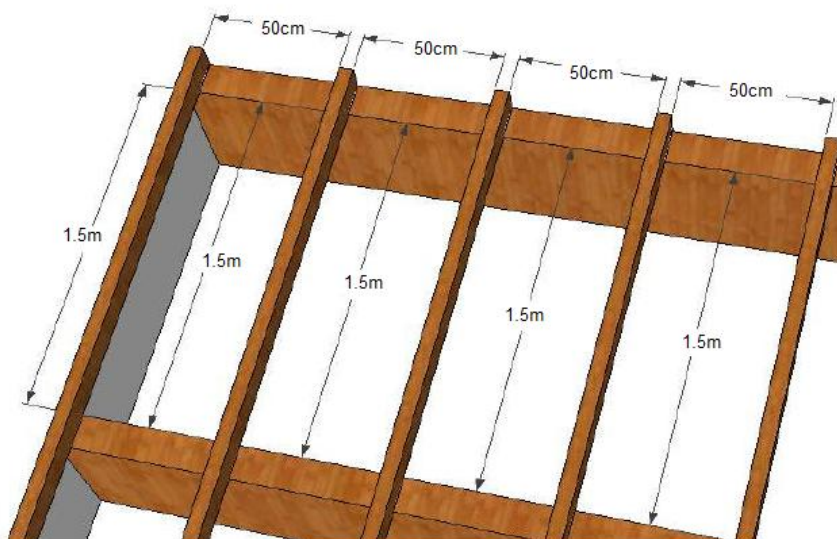


Figure III. 38 : Disposition des chevrons sur les pannes

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

La section du chevron est de $(5 \times 7)\text{cm}^2$.

- **Vérification des contraintes :**

Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

$$\text{Aux appuis : } M_{fa} = \frac{4}{5} M_0$$

$$\text{En travée : } M_{ft} = \frac{2}{3} M_0$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q_c \times L_c^2}{8} = \frac{1,762(1,5)^2}{8} = 0,495 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$M_{fa} = 0,396 \text{ kN.m}$$

$$M_{ft} = 0,33 \text{ kN.m}$$

- **Module de résistance :**

$$W = \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40,83 \text{ cm}^3$$

Ainsi on aura :

Aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{M_{fa}}{W} = \frac{0,396 \times 10^4}{40,83} = 96,98 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\sigma_{ft} = \frac{M_{ft}}{W} = \frac{0,33 \times 10^4}{40,83} = 80,82 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche pour les chevrons :**

Selon les règlements (CBA-71), la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux,...) est :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{150}{200} = 0,75 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5\sigma_f L_c^2}{48 E_f \frac{h}{2}} \quad \text{Avec: } E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times 96,98 (150)^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{7}{2}} = 0,49 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$f_t = \frac{5 \times 80,82(150)^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{7}{2}} = 0,41 \text{ cm} < \bar{f} = 0,75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

C) Calcul des liteaux :

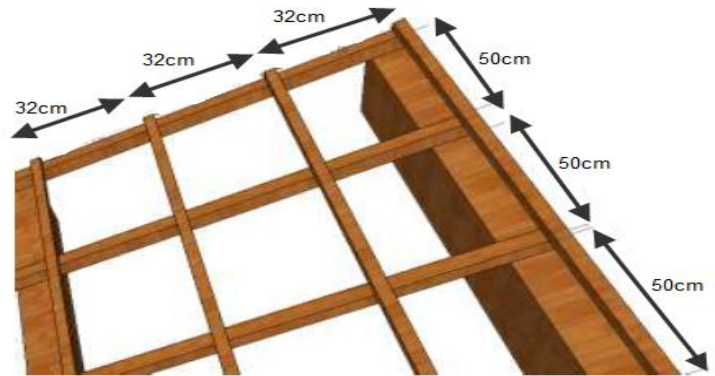


Figure III. 39 : Disposition des liteaux sur les chevrons.

Le dimensionnement et l'étude du liteau se fait de la même manière que la panne. Les résultats des calculs seront donnés comme suit :

Suivant l'axe (y, y) : $q_y = q_l \cdot \sin \alpha = 1,128 \times 0,422 = 0,476 \text{ kN/ml}$.

Suivant l'axe (z, z) : $q_z = q_l \cdot \cos \alpha = 1,128 \times 0,906 = 1,023 \text{ kN/ml}$.

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_f = \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

- **Moment de flexion:**

Suivant l'axe (y, y) : $M_{fy} = \frac{q_y \times L_l^2}{8} = \frac{0,476(0,5)^2}{8} = 0,0148 \text{ kN.m}$

Suivant l'axe (z, z) : $M_{fz} = \frac{q_z \times L_l^2}{8} = \frac{1,023(0,5)^2}{8} = 0,032 \text{ kN.m}$

- **Choix de la section des liteaux :**

Soit une section de $(3 \times 3) \text{ cm}^2$

- **Module de résistance :**

$$W_y = \frac{I_{yy'}}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times (3)^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{I_{zz'}}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3 \times (3)^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$$

- **La contrainte :**

$$\sigma_f = \frac{M_{fy}}{W_y} + \frac{M_{fz}}{W_z} = \frac{0,0148 \times 10^4}{4,5} + \frac{0,032 \times 10^4}{4,5} = 104 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 104 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ La section adoptée est admise.

- **Vérification de la flèche pour les liteaux :**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_l = q_s \cdot e_p = 2,5 \times 0,32 = 0,8 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Suivant l'axe (y, y) : } q_y = q_l \cdot \sin \alpha = 0,8 \times 0,422 = 0,337 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Suivant l'axe (z, z) : } q_z = q_l \cdot \cos \alpha = 0,8 \times 0,906 = 0,724 \text{ kN/ml}$$

- **Moment de flexion:**

$$\text{Suivant l'axe (y, y) : } M_{fy} = \frac{q_y \times L_l^2}{8} = \frac{0,337(0,5)^2}{8} = 0,0105 \text{ kN.m}$$

$$\text{Suivant l'axe (z, z) : } M_{fz} = \frac{q_z \times L_l^2}{8} = \frac{0,724(0,5)^2}{8} = 0,0226 \text{ kN.m}$$

- **La flèche admissible :**

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par:

$$\bar{f} = \frac{L_l}{300} = \frac{50}{300} = 0,166 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5\sigma_f L_p^2}{48E_f \frac{h}{2}} \quad \text{Avec: } E_f = 11000\sqrt{\bar{\sigma}_f}$$

E_f : est le module de déformation de la flèche ($E_f = 11000\sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$)

$$\sigma_{fy} = \frac{0,0105 \times 10^4}{4,5} = 23,33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fz} = \frac{0,0226 \times 10^4}{4,5} = 50,22 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sqrt{\sigma_{fy}^2 + \sigma_{fz}^2} = \sqrt{(23,33)^2 + (50,22)^2} = 55,37 \text{ daN/cm}^2$$

Alors on aura :

$$f = \frac{5 \times 55,37(50)^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = 0,073 \text{ cm} < \bar{f} = 0,166 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion

La section choisie pour les liteaux est bonne, donc on aura les dimensions suivantes :

Pannes = (15 x 22,5) cm² avec $L_p = 1,00$ m.

Chevrons = (5,5 x 7,5) cm² avec $L_c = 0,5$ m.

Liteaux = (3 x 3) cm² avec $L_l = 0,32$ m.

Remarque

- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.
- Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiment.

Chapitre IV:

Contreventement

IV.1) Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Un système (poteaux, poutres) formant des portiques d'étage.
- Cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

IV.2) Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres

➤ **Rigidité linéaire d'un poteau:** $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

➤ **Rigidité linéaire d'une poutre:** $K_{poutre} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

Avec : I_{pot} : Moment d'inertie de l'élément.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

$$h_c = \min (h + 1/2 e_{poteaux}, h_0).$$

$$L_c = \min (l + 1/2 e_{poutre}, L_0).$$

IV.3) Calcul des coefficients K relatifs aux portiques

➤ **Cas de l'étage courant :** $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2K_{poteau}}$

Avec : $\sum K_{poutre}$ la somme des rigidités des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau.

➤ **Cas du RDC :** $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{K_{poteau}}$

Avec : $\sum K_{poutre}$ la somme des rigidités des deux poutres supérieures encadrant le poteau.

IV.4) Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_{ij} »

➤ **Cas de l'étage courant :** $a_{ij} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

➤ **Cas du RDC** (avec encastrement du poteau à sa base) : $a_{ij} = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

IV.5) Calcul des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j »

$$R_{ij} = \frac{12 \times E_i \times I_{poteau}}{h_c^3} \times a_{ij}$$

Avec: E_i : module de déformations instantanées du béton $E=3,216 \times 10^5$ daN/cm².

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

❖ **Rigidités linéaires des poteaux suivant les sens (x-x):**

Niveaux	B (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h _e - h _p (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K (cm ³)
Comble	30	30	67500	378	35	343	30	358	188.54
Etage 5	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
Etage 4	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
Etage 3	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
Etage 2	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
Etage 1	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
RDC	45	45	341718.75	408	35	373	45	395.5	864.01
s-sol	45	45	341718.75	320	35	285	45	307.5	1111.28

Tableau IV. 1 : Rigidités des poteaux suivant le sens longitudinal.

❖ Rigidités linéaires des poteaux suivant les sens (y-y):

Niveaux	b	H	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h _e - h _p (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K (cm ³)
Comble	30	30	67500	378	40	338	30	353	188.54
Etage 5	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	433.45
Etage 4	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	433.45
Etage 3	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	733.10
Etage 2	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	733.10
Etage 1	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	733.10
RDC	45	45	341718.75	408	40	368	45	390.5	864.01
s-sol	45	45	341718.75	320	40	280	45	302.5	1111.28

Tableau IV. 2: Rigidités des poteaux suivant le sens transversal.

❖ Rigidité linéaires des poutres suivant les sens (x-x):

Niveaux	travée	B	h	I(cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
Comble	1-2	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	2-3	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	3-4	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	4-5	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	5-6	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	6-7	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	7-8	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
5 et 4	1-2	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	2-3	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	3-4	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	4-5	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	5-6	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	6-7	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	7-8	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
1-2-3	1-2	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	2-3	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	3-4	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	4-5	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	5-6	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	6-7	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	7-8	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
Rdc- sous-sol	1-2	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	2-3	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	3-4	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	4-5	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	5-6	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	6-7	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	7-8	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07

Tableau IV. 3 : Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal.

❖ Rigidité linéaires des poutres suivant les sens (y-y):

Niveaux	travée	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
Comble	1-2	30	40	160000	400	30	370	390	410.25
5 et 4	1-2	30	40	160000	400	35	365	385	415.58
	2-3	30	40	160000	400	35	365	385	415.58
	3-4	30	40	160000	330	35	295	315	507.93
2-3	1-2	30	40	160000	400	40	360	380	421.05
	2-3	30	40	160000	400	40	360	380	421.05
	3-4	30	40	160000	330	40	290	310	516.12
1	1-2	30	40	160000	300	40	260	280	571.42
	2-3	30	40	160000	400	40	360	380	421.05
	3-4	30	40	160000	400	40	360	380	421.05
	4-5	30	40	160000	330	40	290	310	516.12
Rdc- sous-sol	1-2	30	40	160000	300	45	255	275	581.81
	2-3	30	40	160000	400	45	355	375	426.66
	3-4	30	40	160000	400	45	355	375	426.66
	4-5	30	40	160000	330	45	285	305	524.59

Tableau IV. 4 : Rigidités des poteaux suivant le sens transversal.

❖ Rigidité des portiques suivant le sens (x-x):

Niveaux	travée	K poutre (cm ³)	Poteaux	K pot (cm ³)	$\bar{K}$	a _{ij}	E(Mpa)	h _c (cm)	R _{ij} (N/m)	R _{ij} (somme) (N/cm)
Comble	1-2	291.66	1	188.54	1.557	0.437	32164,2	358	248.13	2319.51
	2-3	291.66	2	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
	3-4	291.66	3	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
	4-5	291.66	4	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
	5-6	291.66	5	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
	6-7	291.66	6	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
	7-8	291.66	7	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
5 et 4	1-2	295.68	1	433.45	0.686	0.255	32164,2	288.5	512.56	

	2-3	295.68	2	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	5415.1
	3-4	295.68	3	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	
	4-5	295.68	4	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	
	5-6	295.68	5	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	
	6-7	295.68	6	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	
	7-8	295.68	7	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	
1-2-3	1-2	299.82	1	733.10	0.411	0.170	32164,2	291	568.04	6402.14
	2-3	299.82	2	733.10	0.823	0.291	32164,2	291	972.35	
	3-4	299.82	3	733.10	0.823	0.291	32164,2	291	972.35	
	4-5	299.82	4	733.10	0.823	0.291	32164,2	291	972.35	
	5-6	299.82	5	733.10	0.823	0.291	32164,2	291	972.35	
	6-7	299.82	6	733.10	0.823	0.291	32164,2	291	972.35	
Rdc	1-2	304.07	1	864.01	0.351	0.149	32164,2	395.5	317.66	3643.52
	2-3	304.07	2	864.01	0.703	0.260	32164,2	395.5	554.31	
	3-4	304.07	3	864.01	0.703	0.260	32164,2	395.5	554.31	
	4-5	304.07	4	864.01	0.703	0.260	32164,2	395.5	554.31	
	5-6	304.07	5	864.01	0.703	0.260	32164,2	395.5	554.31	
	6-7	304.07	6	864.01	0.703	0.260	32164,2	395.5	554.31	
sous-sol	1-2	304.07	1	1111.28	0.273	0.340	32164,2	307.5	1542.29	12728.39
	2-3	304.07	2	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	
	3-4	304.07	3	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	
	4-5	304.07	4	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	
	5-6	304.07	5	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	
	6-7	304.07	6	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	
	7-8	304.07	7	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	

Tableau IV. 5 : Rigidités des portiques suivant le sens longitudinal.

❖ Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

Niveaux	travée	K poutre (cm ³)	Poteaux	K pot (cm ³)	$\bar{K}$	aij	E(Mpa)	h _c (cm)	Rij (N/m)	Rij (somme) (N/cm)
Comble	3-4	410.25	3	188.54	2.200	0.523	32164,2	353	309.76	309.76
5 et 4	2-3	415.58	2	433.45	0.965	0.325	32164,2	283.5	688.44	2823.676
	3-4	415.58	3	433.45	1.930	0.491	32164,2	283.5	1040.08	
	4-5	507.93	4	433.45	2.146	0.517	32164,2	283.5	1095.156	
2-3	2-3	421.05	2	733.10	0.676	0.252	32164,2	286	886.98	3537.36
	3-4	421.05	3	733.10	1.148	0.364	32164,2	286	1281.19	
	4-5	516.12	4	733.10	1.278	0.389	32164,2	286	1369.19	
1	1-2	571.42	1	733.10	0.786	0.282	32164,2	286	992.57	5082.53
	2-3	421.05	2	733.10	1.364	0.405	32164,2	286	1425.50	
	3-4	421.05	3	733.10	1.156	0.366	32164,2	286	1288.23	
	4-5	516.12	4	733.10	1.287	0.391	32164,2	286	1376.23	
Rdc	1-2	581.81	1	733.10	0.793	0.283	32164,2	390.5	626.82	2956.91
	2-3	426.66	2	864.01	1.167	0.368	32164,2	390.5	815.09	
	3-4	426.66	3	864.01	0.987	0.330	32164,2	390.5	730.92	
	4-5	524.59	4	864.01	1.100	0.354	32164,2	390.5	784.08	
sous-sol	1-2	581.81	1	1111.28	0.523	0.405	32164,2	302.5	1929.75	8671.96
	2-3	426.66	2	1111.28	0.907	0.484	32164,2	302.5	2306.17	
	3-4	426.66	3	1111.28	0.767	0.457	32164,2	302.5	2177.52	
	4-5	524.59	4	1111.28	0.855	0.474	32164,2	302.5	2258.52	

Tableau IV. 6 : Rigidités des portiques suivant le sens transversal.

IV.6) Calcul des inerties des voiles

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

✓ **Les voiles longitudinaux (x-x) :** $I_y = \frac{e \times L^3}{12}$; $I_x = \frac{L \times e^3}{12}$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe XX'.

✓ Les voiles transversaux (y-y) : $I_y = \frac{e \times L^3}{12}$; $I_x = \frac{L \times e^3}{12}$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe YY'.

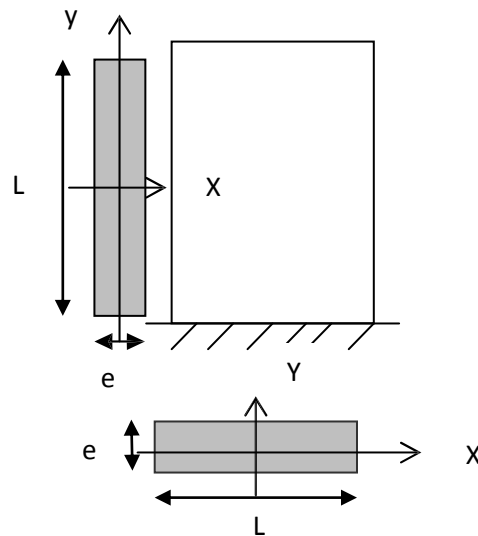


Figure IV. 1 : Vue en plan et en coupe du voile.

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont données dans les tableaux ci-dessous:

❖ sens longitudinal.

Niveau	Voile	Li (m)	ei (m)	Iy (m ⁴)	Iy (m ⁴) des niveaux	Iy(m ⁴) totale
Du ssl au ET5	VL1	1	0.2	0.016	0.133	0.931
	VL2	1	0.2	0.016		
	VL3	1	0.2	0.016		
	VL4	1	0.2	0.016		
	VL5	1	0.2	0.016		
	VL6	1	0.2	0.016		
	VL7	1	0.2	0.016		
	VL8	1	0.2	0.016		

Tableau IV. 7 : Inertie des voiles suivant le sens longitudinal sens transversal.

❖ Sens transversal:

Niveau	Voile	Li (m)	ei (m)	Iy (m ⁴)	Iy (m ⁴) des niveaux	Iy(m ⁴) totale
Du ssl au ET5	VT1	1.5	0.2	0.056	0.224	1.568
	VT2	1.5	0.2	0.056		
	VT3	1.5	0.2	0.056		
	VT4	1.5	0.2	0.056		

Tableau IV. 8 : Inertie des voiles suivant le sens transversal.

IV.7) Calcul des inerties fictives des portiques

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux.

L'inertie fictive des portiques est donnée par :
$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n.

IV.7.1) Calcul des flèches dans les refends

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1m^4$ soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\Sigma S_i d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base : $d_i = \frac{h_i (2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

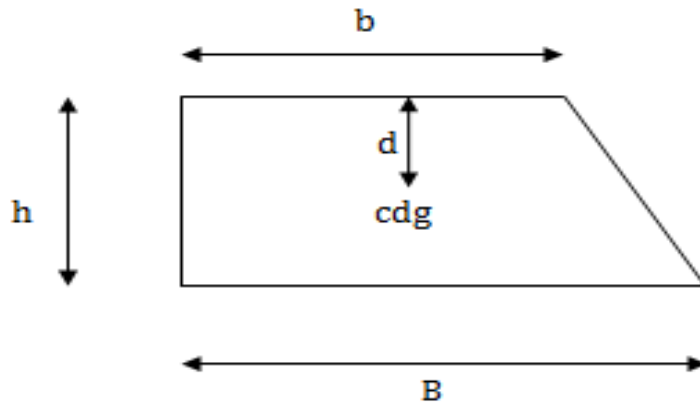


Figure IV. 2 : La notation adoptée pour calculer la surface d'un trapèze.

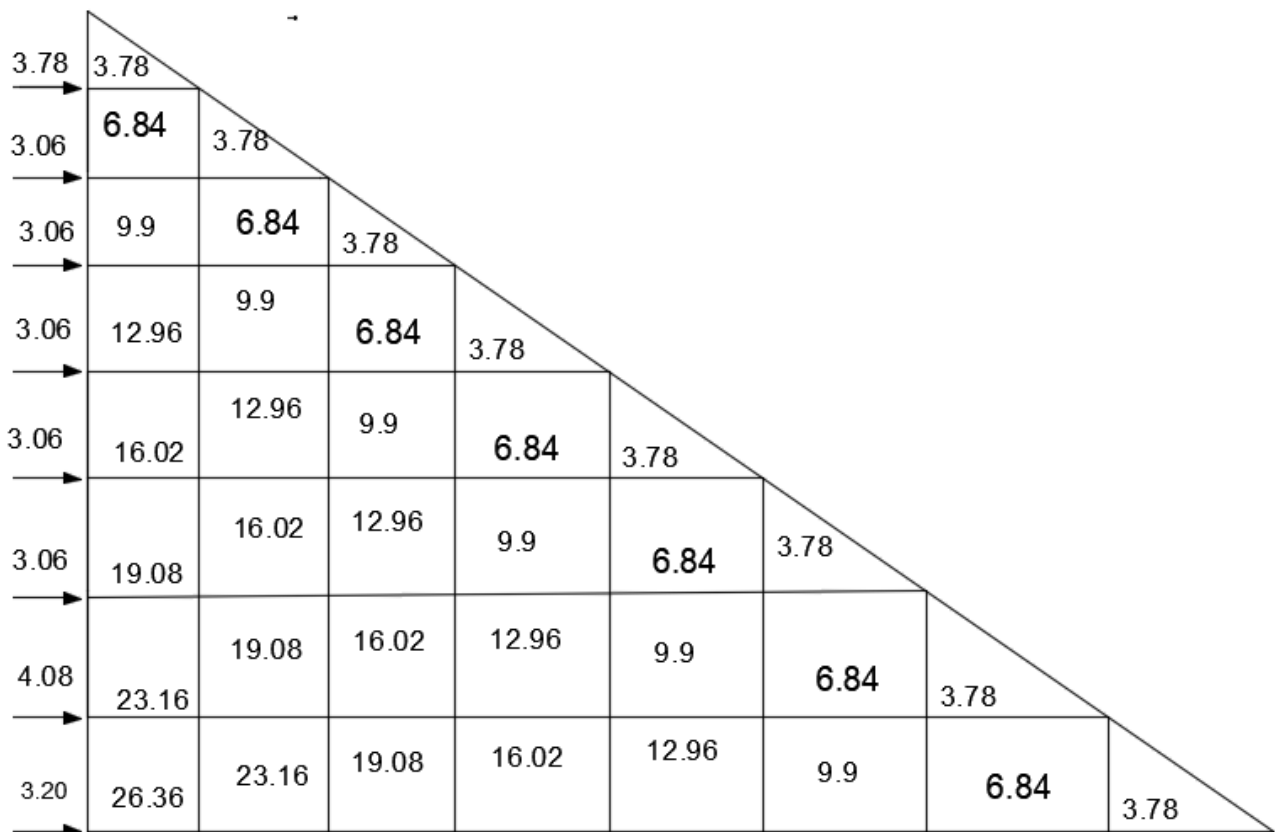


Figure IV. 3: Diagramme des moments des aires.

Les résultats de calcul sont comme suit:

❖ Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau:

Niveaux	h(m)	Bi (m)	Bi+1(m)	Si (m²)	di (m)	Si × di	fi×EI
Comble	3.78	3.78	0	7.14	2.52	17.99	2024.25
5	3.06	10.62	3.78	22.03	1.77	38.99	2006.26
4	3.06	20.52	10.62	47.64	1.69	80.51	1967.27
3	3.06	33.48	20.52	82.62	1.65	136.32	1886.76
2	3.06	49.50	33.48	126.95	1.62	205.65	1750.44
1	3.06	68.58	49.50	180.66	1.61	290.86	1544.79
RDC	4.08	91.74	68.58	327.05	2.13	696.61	1253.93
Ssol	3.20	118.1	91.74	335.74	1.66	557.32	557.32

Tableau IV. 9 : les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

IV.7.2) Calcul des déplacements des portiques

✓ Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12.\Sigma K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

✓ Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

✓ La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

✓ La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

✓ La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n \text{ En (KN.m)}$$

T_n : Effort tranchant au niveau n

$$K_{tn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L_n}$$

$$K_{pn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$$

h_n : Hauteur d'étage.

L_n : Portée libre de la poutre. M_n

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux suivant:

NIV	$\sum K_{tn}$ (m ³)	$\sum K_{pn}$ (m ³)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	Δ_i (t/m)	$\sum \Delta_i$ (t/m) (KN/m)	f_i (m)	I_{ei} (m ⁴)
Comble	0.00428	0.0028	3.78	0	36.80	158.31	598.41	4632.374	2024.25	0.4369
05	0.00807	0.0122	6.84	3.78	54.83	118.85	363.68	4033.964	2006.26	0.4973
04	0.00807	0.0122	9.90	6.84	86.43	168.98	517.07	3670.284	1967.27	0.5359
03	0.00819	0.0209	12.96	9.90	116.30	183.53	561.60	3153.214	1886.76	0.5983
02	0.00819	0.0209	16.02	12.96	147.43	207.90	636.17	2591.614	1750.44	0.6754
01	0.01040	0.0264	19.08	16.02	140.62	213.94	654.65	1955.444	1544.79	0.7899
RDC	0.01055	0.0318	23.16	19.08	166.82	218.18	890.17	1300.794	1253.93	0.9639
s.sol	0.01055	0.0405	26.36	23.16	148.17	128.32	410.624	410.624	557.32	1.3572

Tableau IV. 10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

NIV	$\sum K_{tn}$ (m ³)	$\sum K_{pn}$ (m ³)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	Δ_i (t/m)	$\sum \Delta_i$ (t/m) (KN/m)	f_i (m)	I_{ei} (m ⁴)
Comble	0.00345	0.0028	3.78	0	45.65	158.27	598.26	3921.88	2024.25	0.5161
05	0.00964	0.0122	6.84	3.78	45.90	105.84	323.87	3323.62	2006.26	0.6036
04	0.00964	0.0122	9.90	6.84	72.35	149.50	457.47	2999.75	1967.27	0.6558
03	0.01042	0.0209	12.96	9.90	91.41	155.31	475.24	2542.28	1886.76	0.7421
02	0.01042	0.0209	16.02	12.96	115.88	169.17	517.66	2067.04	1750.44	0.8468
01	0.01544	0.0264	19.08	16.02	94.72	164.03	501.93	1549.38	1544.79	0.9970
RDC	0.01559	0.0318	23.16	19.08	112.89	171.53	699.84	1047.45	1253.93	1.1971
s.sol	0.01559	0.0405	26.36	23.16	108.79	108.63	347.61	347.61	557.32	1.6032

Tableau IV. 11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Inerties moyennes des portiques

	Comble	5	4	3	2	1	RDC	s-sol	Moyenne
Longitudinale	0.4369	0.4973	0.5359	0.5983	0.6754	0.7899	0.9639	1.3572	0.73
Transversal	0.5161	0.6036	0.6558	0.7421	0.8468	0.9970	1.1971	1.6032	0.89

IV.7.3) Comparaison des inerties des voiles et des portiques

➤ Sens longitudinal

	I_{moy} par niveau m ⁴)	% de participation
Portiques	0.73	43.89 %
Voiles	0.933	56.11 %
Somme	1.663	100 %

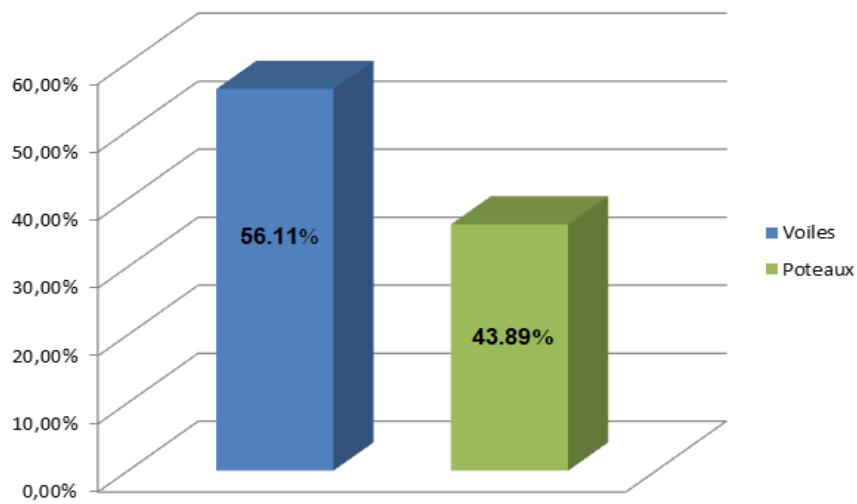


Figure IV. 4 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments suivant le sens longitudinal.

➤ Sens transversal

	Imoy par niveau (m ⁴)	% de participation
Portiques	0.89	36.21 %
Voiles	1.568	63.79 %
Somme	2.458	100 %

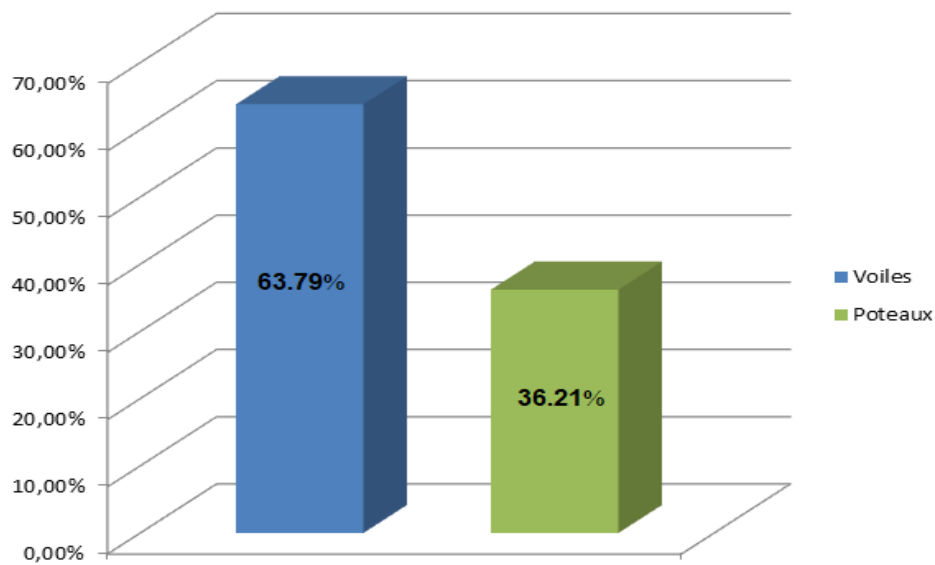


Figure IV. 5 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments suivant le sens transversal.

Conclusion

En comparant les résultats, on voit que le pourcentage des inerties des portiques et le pourcentage des inerties des voiles sont presque égaux dans les deux sens (X-X) et (Y-Y).

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et le portique → l'une des conditions du système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques (Art 3.4 RPA99/2003).

Le pourcentage de la charge verticale est plus de 20% → l'une des conditions du système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Art 3.4 RPA99/2003).

En se basant sur les résultats de cette étude, le système de contreventement ne vérifie ni le 1^{er} système ni le 2^{ème} système.

Le RPA prescrit pour ce système les recommandations suivantes : en cas d'utilisation des systèmes différents il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite donc $R=3.5$.

Chapitre V :

Modélisation et vérification à l'RPA

1ère Partie : Présentation du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2014.**V.1) Introduction**

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

V.2) Méthode de calcul [Art 4.1.1 RPA99/version 2003]

On distingue deux cas de calcul:

- **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (**G et Q**).
- **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**).

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

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

V.3) Conditions d'application de la méthode statique équivalente [Art 4.1.2 RPA 99/ version 2003]

Note bâtiment est un immeuble à usage d'habitation et commercial (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de **26,36 m**, implanté à Azazga, Tizi-Ouzou qui est une zone **IIa**. Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99 révisée 2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m ».

V.4) La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.4.1) Principe

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

V.4.2) Hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.5) Détermination des paramètres à introduire dans l'analyse

Le site : d'après l'article 3.3 (RPA99version2003), on 'a un site meuble S3

Usage : d'après l'article 3.2 (RPA99version2003), ouvrage courants Groupe 2

Zone sismique : d'après l'article 3.1 (RPA99version2003), on 'a une sismicité moyenne IIa.

Amortissement : d'après Tab 4.2 (RPA99version2003), $\xi=10\%$

Coefficient de comportement : d'après Tab 4.3 (RPA99version2003), on 'a $R=3,5$

Facteur de qualité : d'après Tab 4.4 (RPA99version2003), on 'a $P_q=1,2$

Coefficient de pondération : d'après Tab 4.5 (RPA99version2003), on 'a $\beta=0,2$

V.6) Manipulation du logiciel**➤ Lancement du Programme Robot :**

Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée une icône sur le bureau de l'ordinateur qui est destiné à lancer le logiciel en effectuant un double clic, ou par un clic sur le bouton droit de la souris, puis clic sur « **ouvrir** ».



Ou



Ce qui donne l'écran de chargement suivant :



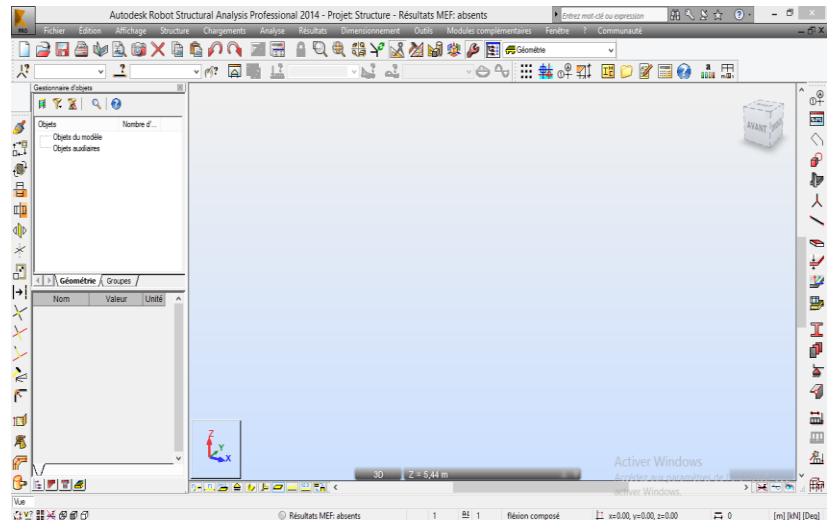
➤ Choix du type de la structure :

Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.

Dans notre cas on choisira le type « **Coque** » pour l'étude de notre structure.

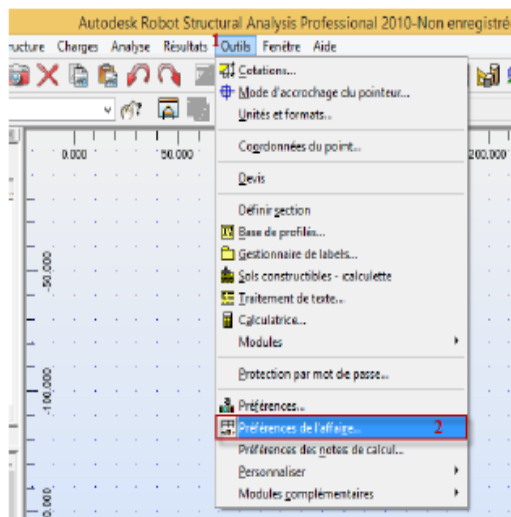


La nouvelle fenêtre s'affiche :

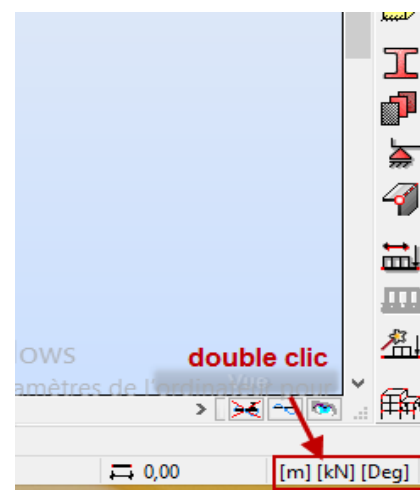


➤ Configuration des préférences de l'affaire :

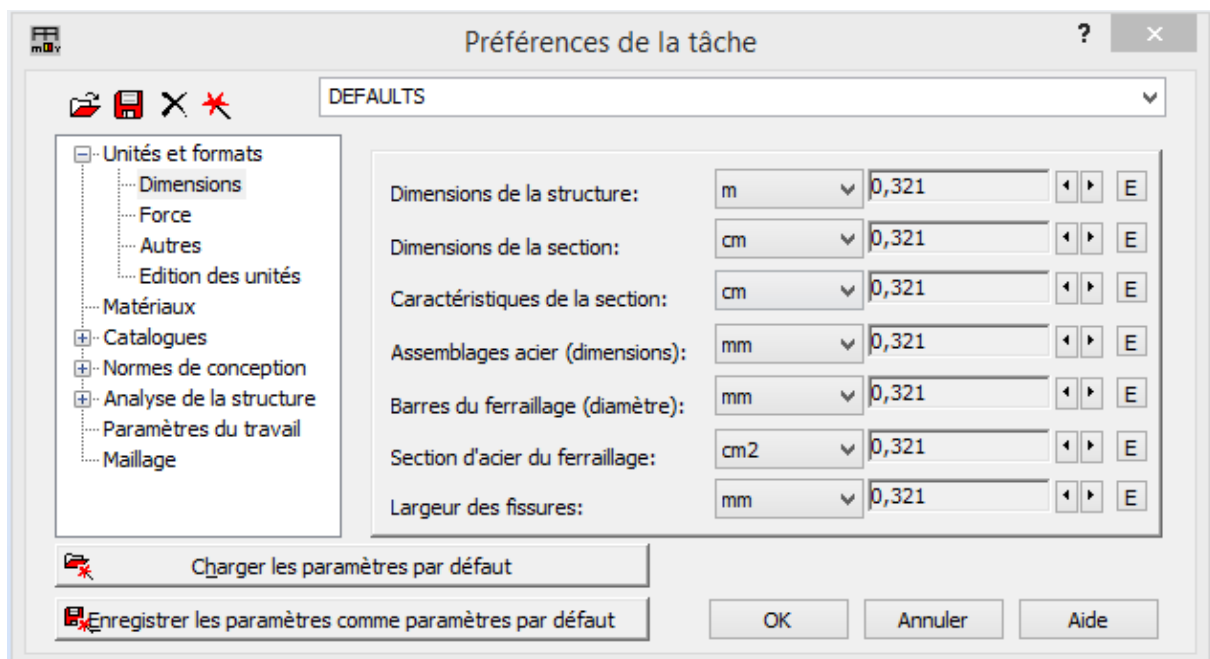
Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** », ou à partir de la barre d'outils on clique sur l'icône  puis sur  pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.



Ou



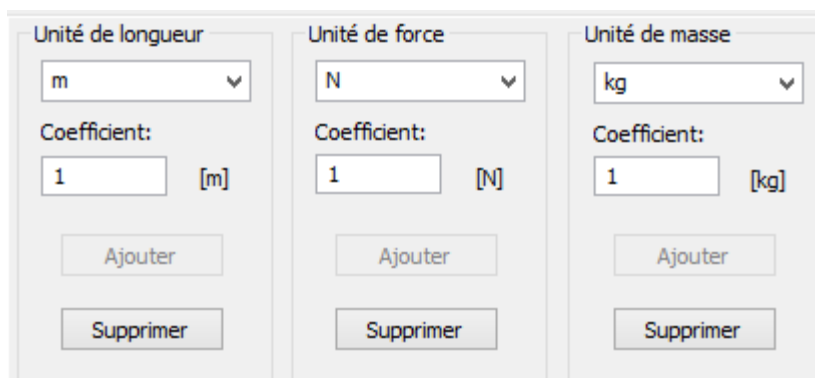
La boîte de dialogue « **préférences de l'affaire** » s'affiche, on peut alors les configurer :



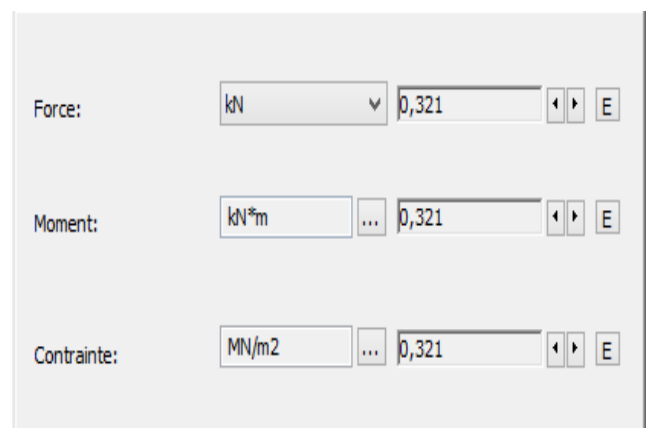
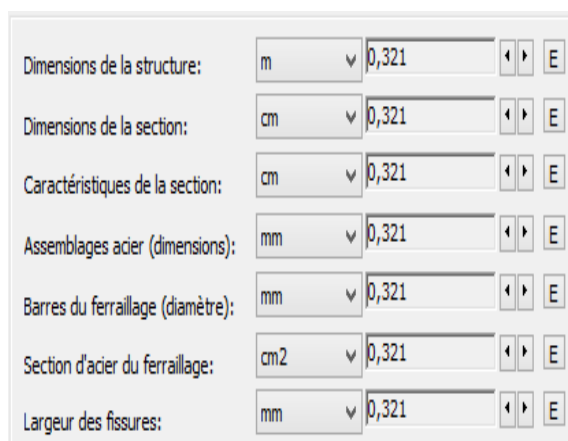
Par convention, on met toutes les valeurs à trois (03) chiffres après la virgule.

- Unités et formats :

Edition des unités :



Dimension et Force :



Autres :

Autre :

Déplacement linéaire:	cm	0,321	◀ ▶ E
Angle / rotation (données):	Deg	0,321	◀ ▶ E
Angle / rotation (résultats):	Rad	0,321	◀ ▶ E
Température:	°C	0,321	◀ ▶ E
Poids:	kG	0,321	◀ ▶ E
Masse:	kg	0,321	◀ ▶ E
Valeur numérique sans unité:		0,321	◀ ▶ E
Règle:		0,321	◀ ▶

Matériaux :

Matériaux:	Jeu primaire
Français	Acier: ACIER
	Béton: BETON25
	Aluminium: ALUM CHAUD
	Bois: CB_RESIN C 18
Modifier	

- Normes de conceptions :

Structures acier et aluminium:	CM66
Assemblages acier:	CM66
Structures bois:	CB71
Béton armé:	BAEL 91 mod. 99
Géotechniques:	DTU 13.12
	Plus de normes...

- Charge :

Pondérations: BAEI 91

Charges de neige et vent: DTR C2-47/NV99

Charges sismiques: RPA 99 (2003)

Plus de nomes...

- Liaison rigides :

Méthode de résolution: Automatique

Arrêter l'analyse après la vérification: si des erreurs ont été détectées

Ignorer avertissements de l'analyse: Oui ☐ Non ☒

Si l'option exige des résultats de calcul: demander si démarrer les calculs

☒ Figer automatiquement les résultats de calcul de la structure

☒ Fusionner les barres automatiquement lors de l'import de la géométrie

☐ Algorithme DSC (Relâchements sur barres)

☒ Liaisons rigides (Liaisons rigides)

- Paramètres de travail :

En fin, on donne un nom à la nouvelle configuration (**S-Sol + RDC + 5 + Comble**).

proj et BA 25

Unités et formats

- Dimensions
- Force
- Autres
- Édition des unités

Matériaux

Catalogues

Normes de conception

Analyse de la structure

Paramètres du travail

Maillage

Méthode d'obtention de la cohérence du modèle de calcul

☒ Obtention du maillage EF cohérent

☒ Ajustage itératif du maillage EF

☐ Liaisons cinématiques dans les points d'incohérence

☐ Application des liaisons cinématiques

Jeux de paramètres par défaut du maillage

Planchers: Normal - planchers

Voiles: Gros - voiles

Panneaux (tous): Normal

Charger les paramètres par défaut

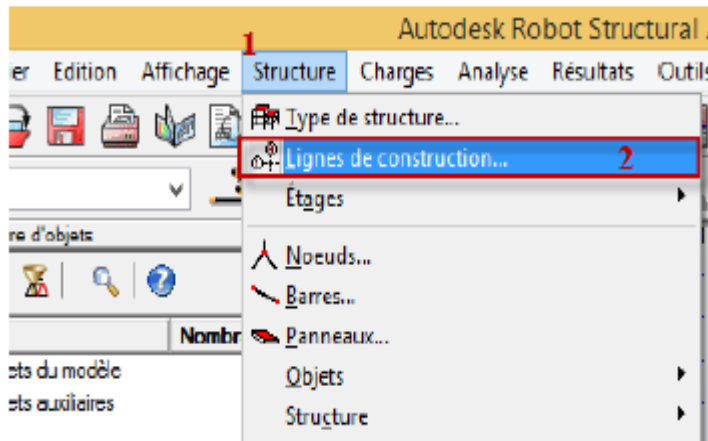
Enregistrer les paramètres comme paramètres par défaut

OK Annuler Aide

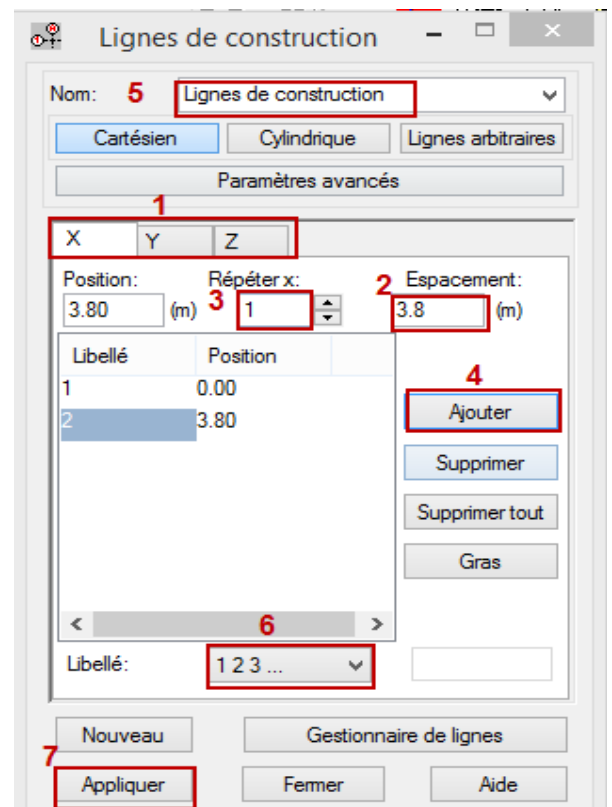
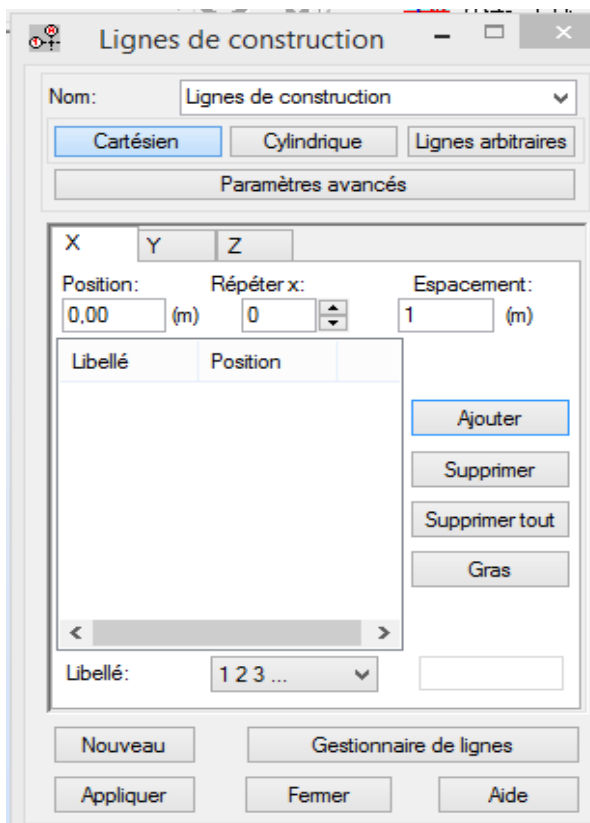
➤ Lignes de construction :

La commande qui sert à définir les lignes de construction est accessible par : Le menu déroulant « **Structure** » commande « **Lignes de construction** ».

Ou par la barre d'outils, icône 



La boîte de dialogue suivante s'affiche :



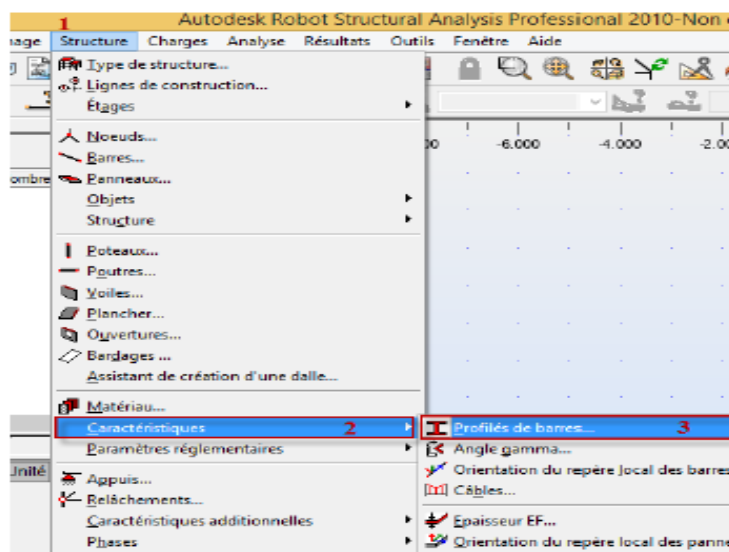
On commence par choisir l'axe des lignes de construction « X, Y, Z », puis on introduit les distance entre les lignes et leurs nombre de répétition, puis on clique sur «**insérer**».

Avant de finir l'introduction des lignes de construction, on donne un nom au projet et le libellé des lignes selon chaque axe « **1 2 3 ; A B C ; ...** » puis on clique sur « **appliquer** ».

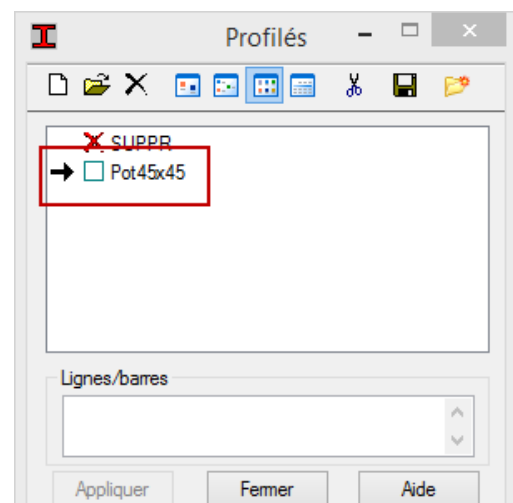
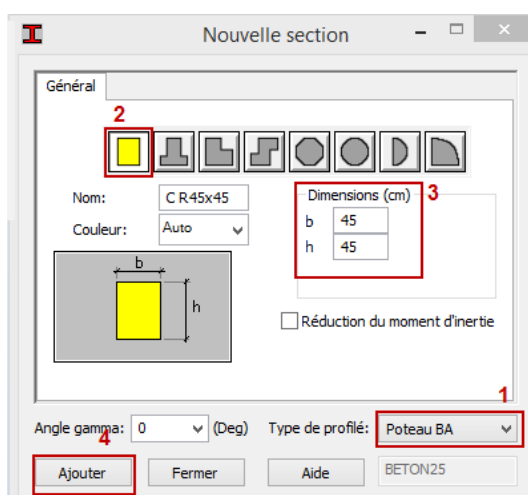
➤ Définition des sections des poteaux et des poutres :

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales des éléments barre qui existent dans la structure.

À partir du menu déroulant « **structure** », « **caractéristiques** » puis « **profilés des barres** », ou bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.



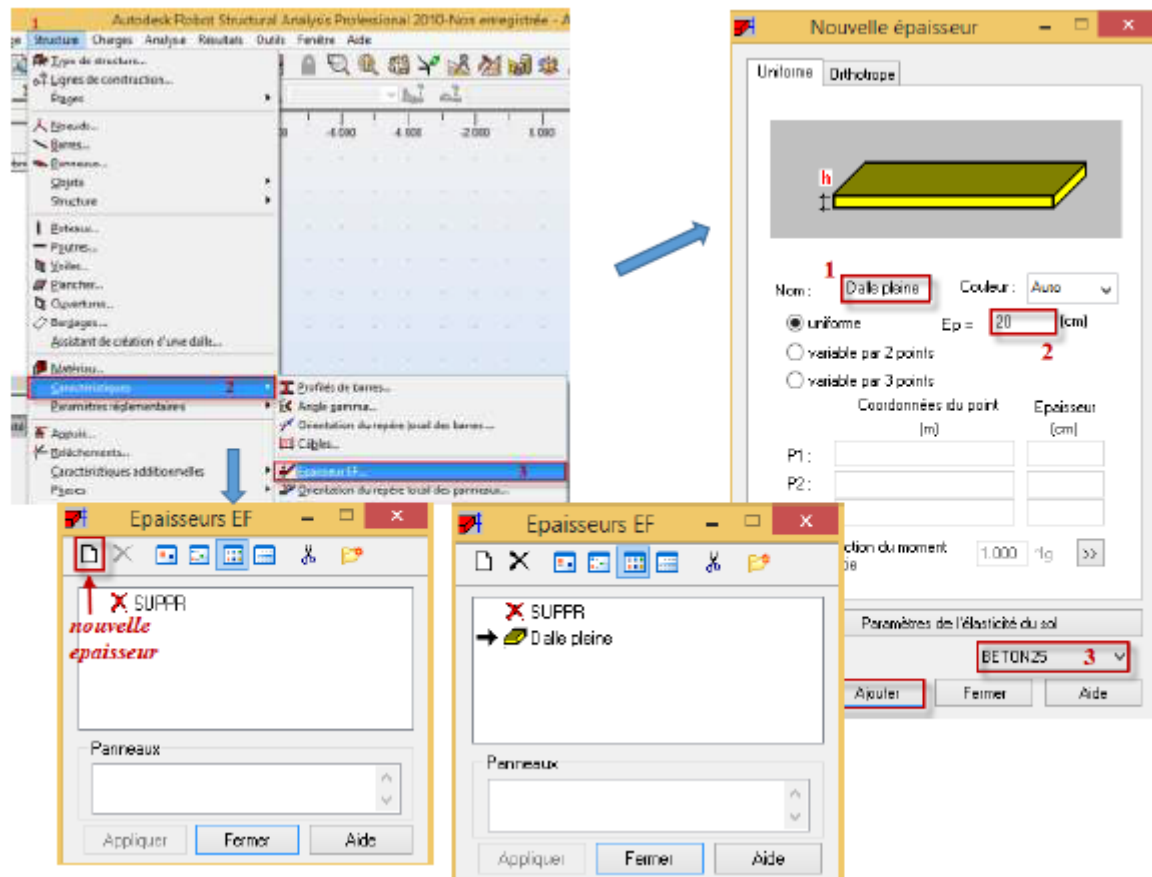
Une boîte dialogue apparaît, on clique sur « **Définir un nouveau profilé** », on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions.



➤ Définition des éléments panneaux :

À partir du menu déroulant « **structure** », « **caractéristiques** » puis « **Epaisseur EF** », ou bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.

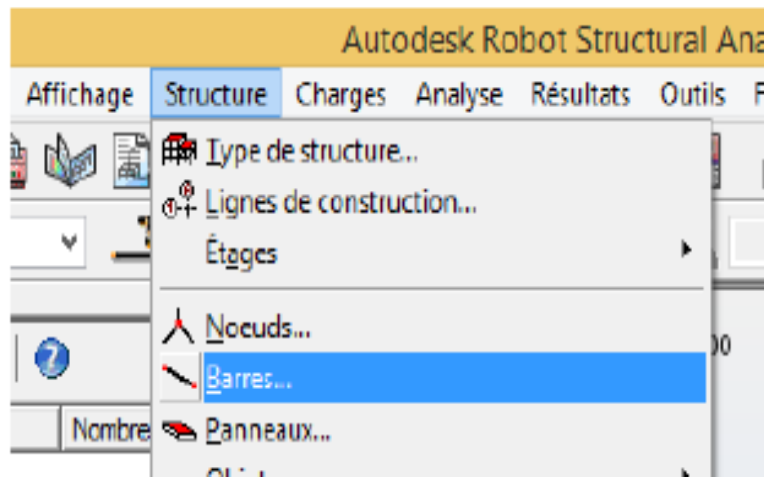
Une boîte de dialogue apparaît, après un clic sur « **définir nouvelle épaisseur** » et sur l'onglet « **Uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.



➤ Affectation des éléments barre (Poteaux ; Poutres) :

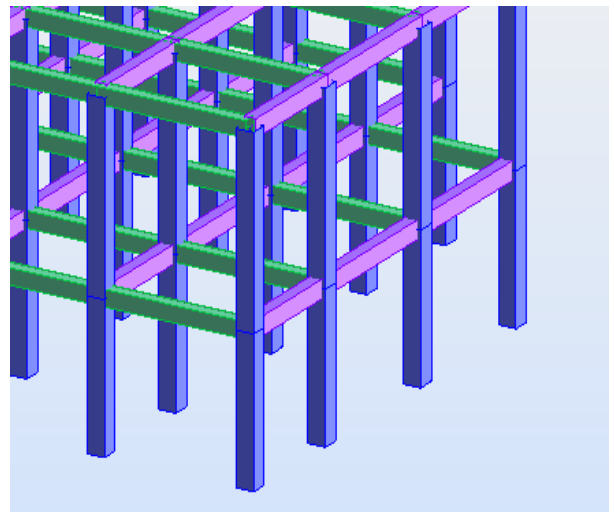
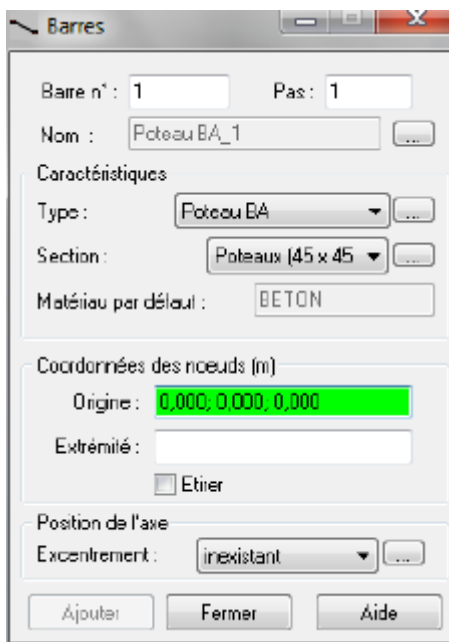
La commande est accessible :

- Par le menu déroulant « **Structures** », commande « **Barres** », ou bien Par la barre d'outils, icône 



Une boîte de dialogue s'affiché.

On choisit l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.



➤ Affectation des éléments surfaciques (Dalle pleine, Escalier, Voiles) :

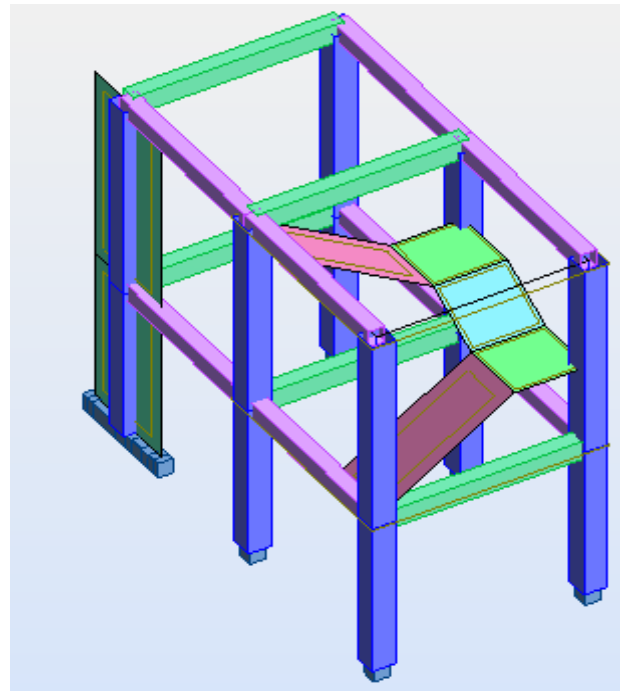
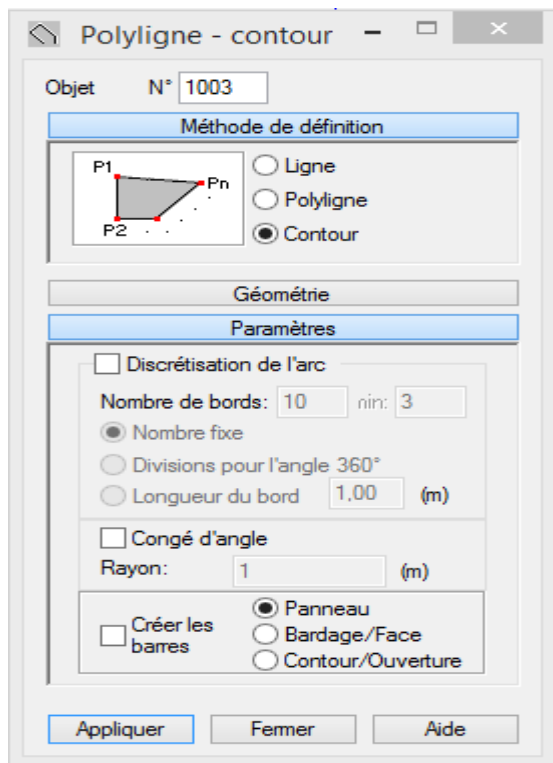
La commande Panneaux sert à définir les panneaux dans la structure, elle est accessible :

Par le menu déroulant « **Structures** », commande « **Panneaux** ».

Ou bien par la barre d'outils, icône .

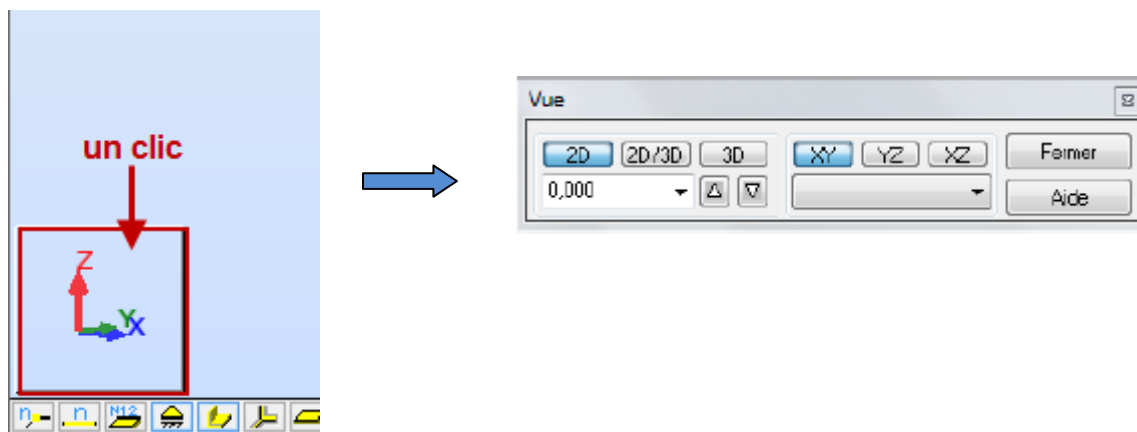
Avant de modéliser les éléments surfaciques, on crée leurs lignes de construction. On doit, pour cela, définir les contours des éléments surfaciques. On clique sur l'icône « **Poly**

ligne-contour» et on coche la case « **Contour** » ainsi que la case « **Panneau** » du bouton « **Paramètres** »



➤ Encastrement de la structure :

Pour afficher la structure en vue XY, on clique sur la case du repère et dans la boîte de dialogue « **Vue** » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2D.

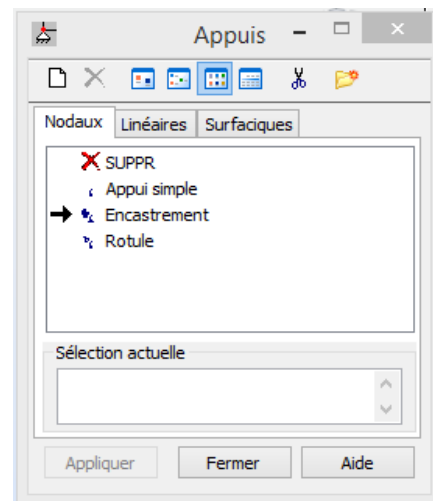
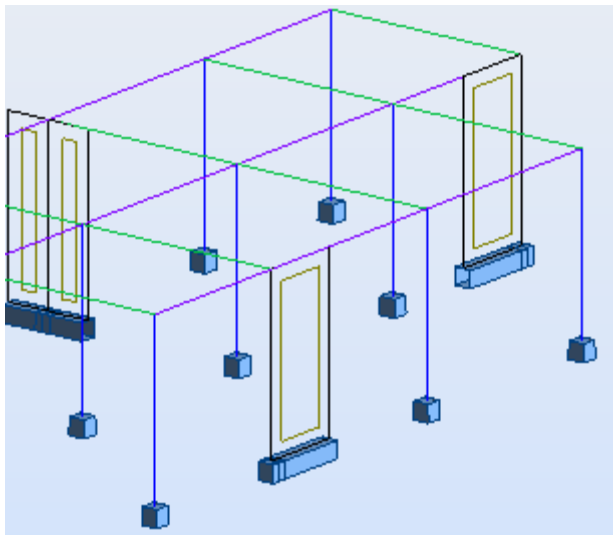


Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appuis** ». Ou bien à partir de la barre d'outils, icône



Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur « **Encastrement** ».

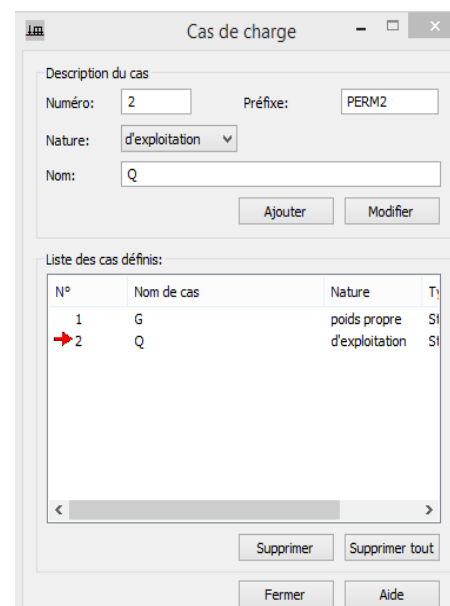
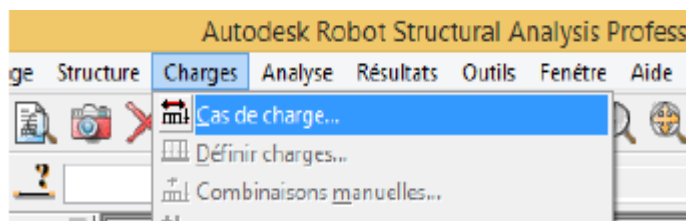
Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur « **Encastrement** ».



➤ Définition des cas de charges :

On définit les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** », ou par la barre d'outils, icône .

Une boîte de dialogue s'affiche :

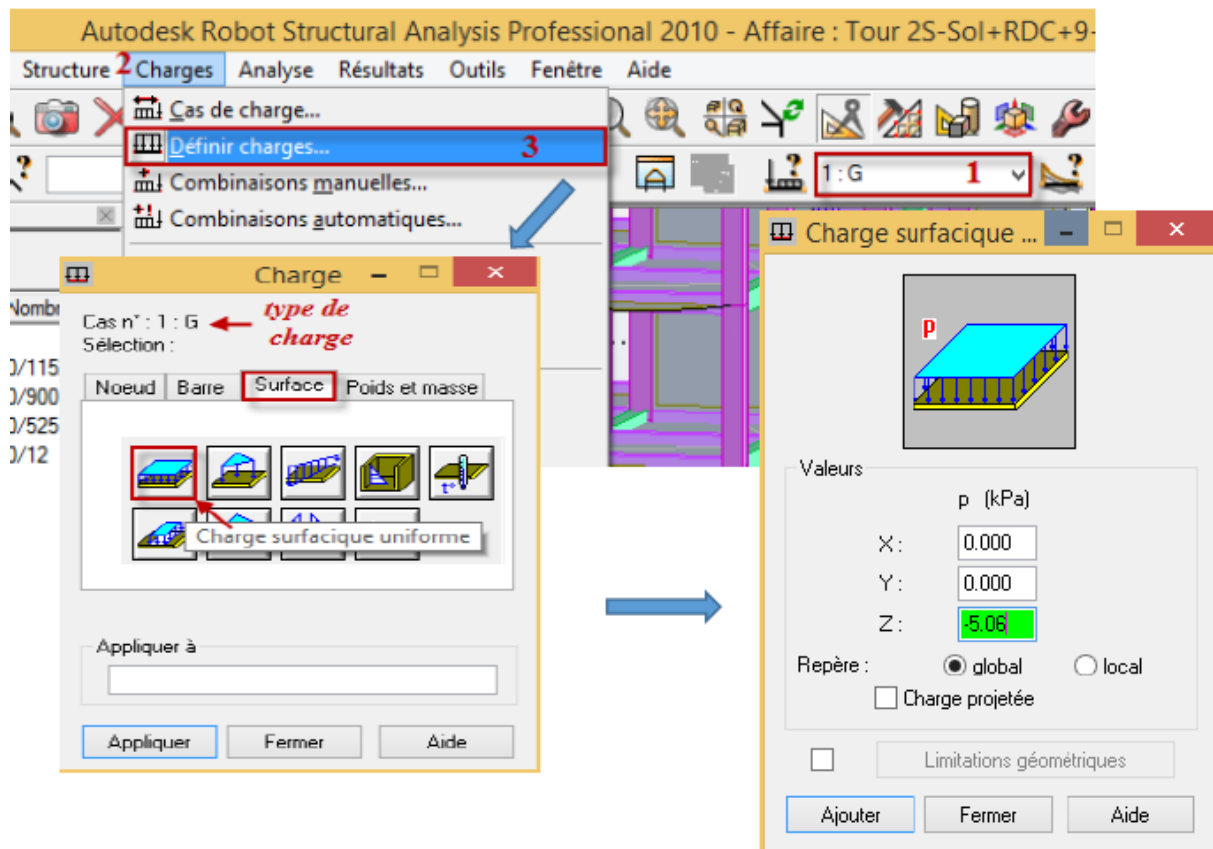


Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les Opérations suivantes :

- La Nature du cas de charge.
- Le Nom du cas de charge.
- Cliquez sur le bouton « **Ajouter** ».

➤ **Chargement de la structure :**

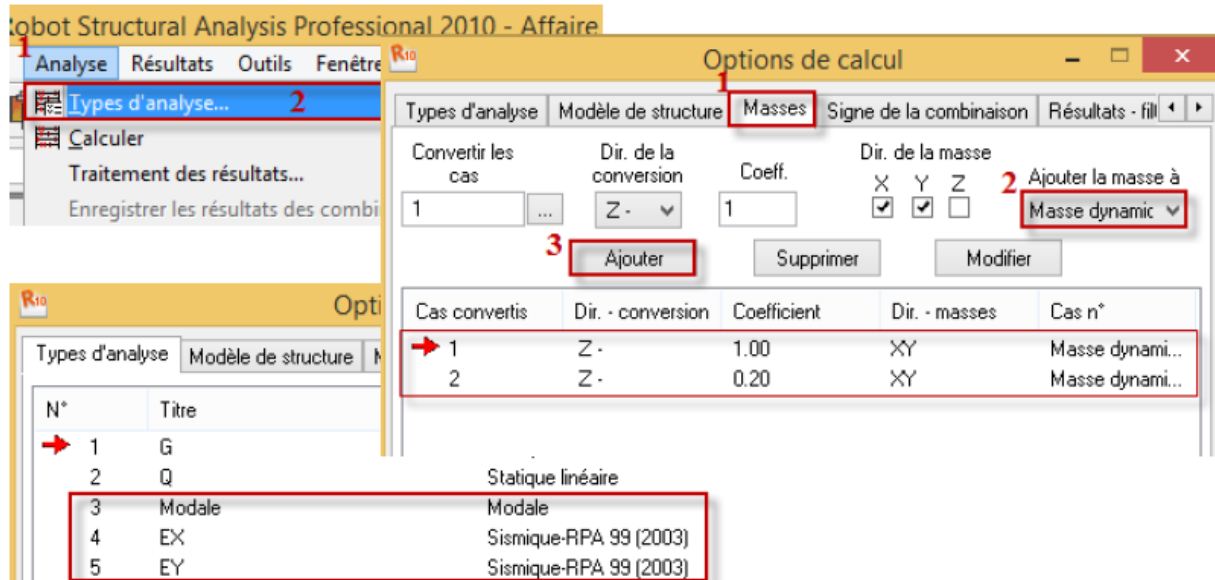
Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « **charge** », « **définir charges** », dans l'onglet « **surface** », on fait un clique sur « **charge surfacique uniforme** ».



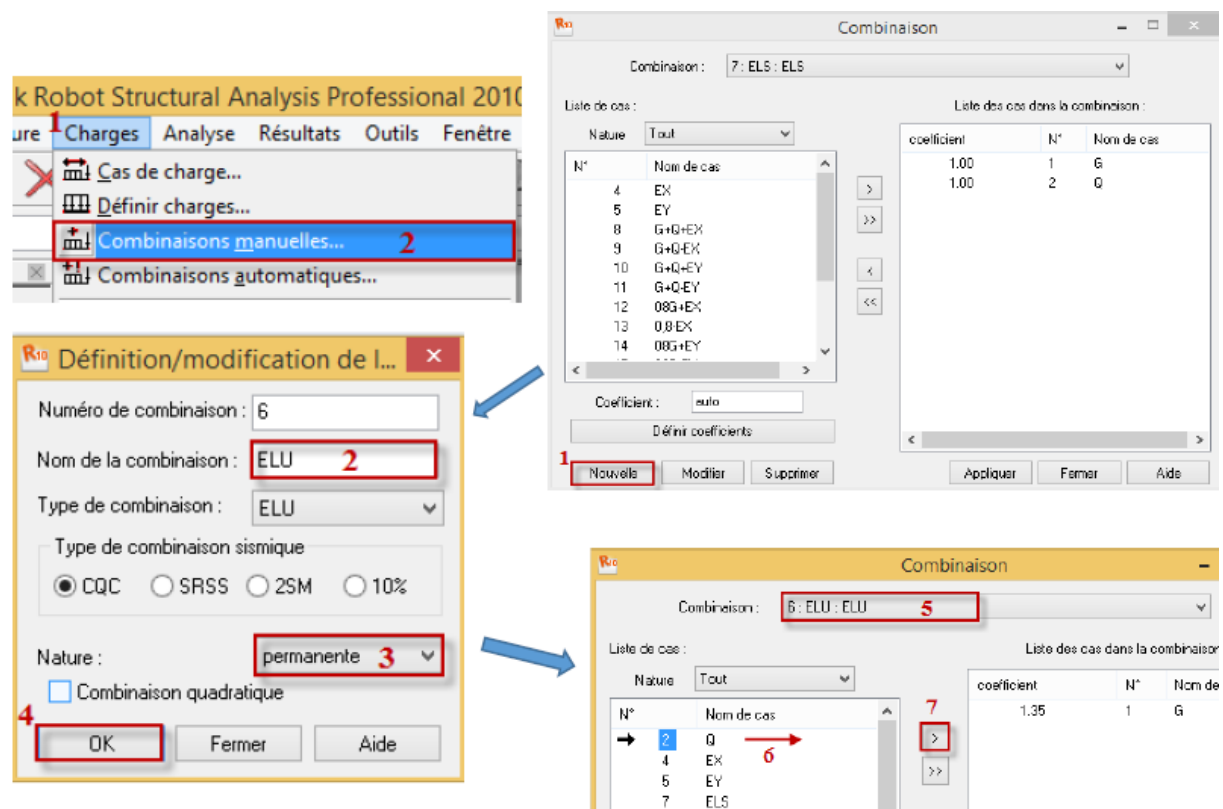
Par le même raisonnement on introduit la charge d'exploitation **Q** puis on charge la structure.

➤ **Création des types d'analyse :**

La création des trois types d'analyse « **Sismique Ex** », « **Sismique Ey** » et « **Modale** » est accessible depuis le menu déroulant « **Analyse** », puis « **type d'analyse** » :



➤ Combinaison de charge :

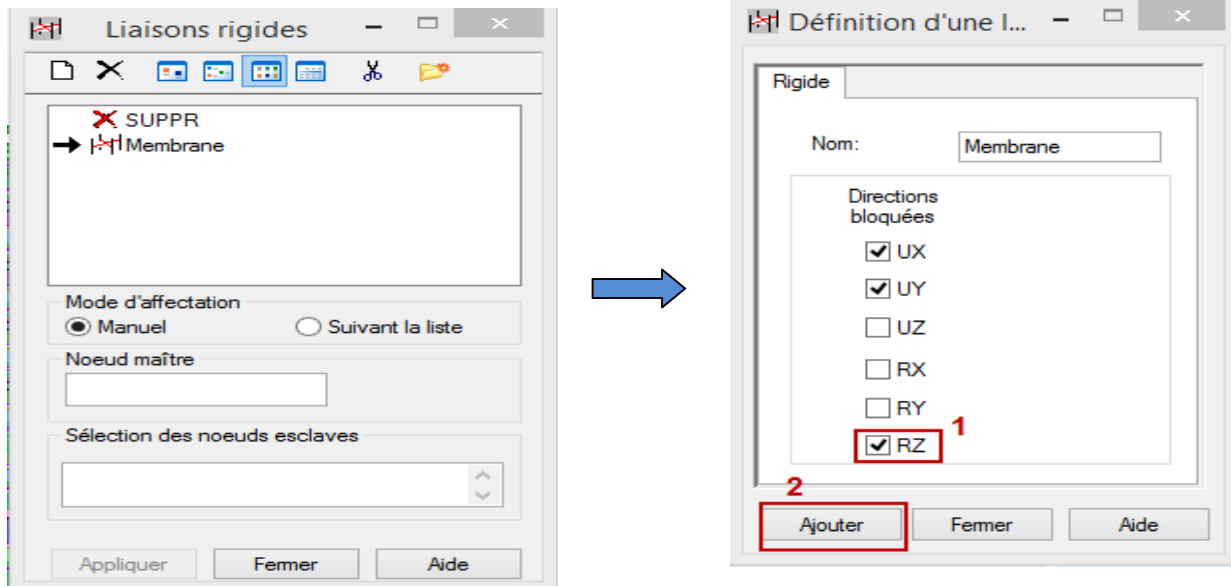


Ainsi on introduit les charges statiques « **ELU, ELS** » et de la même manière on introduit les combinaisons sismique : $G + Q \pm E$; $0.8 G \pm E$ et la combinaison $G + Q \pm 1.2 E$ pour les structure auto-stable sans voiles.

➤ Liaisons rigides :

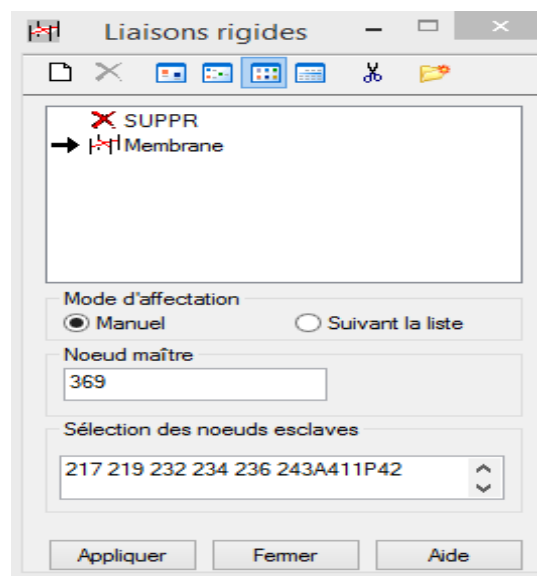
Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides, il faut définir les liaisons rigides des planchers de tous les niveaux, et pour cela dans le menu déroulant « **structure** » on clique sur « **caractéristiques additionnelles** », puis sur « **liaisons rigides** ». Le logiciel nous donnera le tableau suivant :

Puis on double clic sur « membrane » pour avoir :

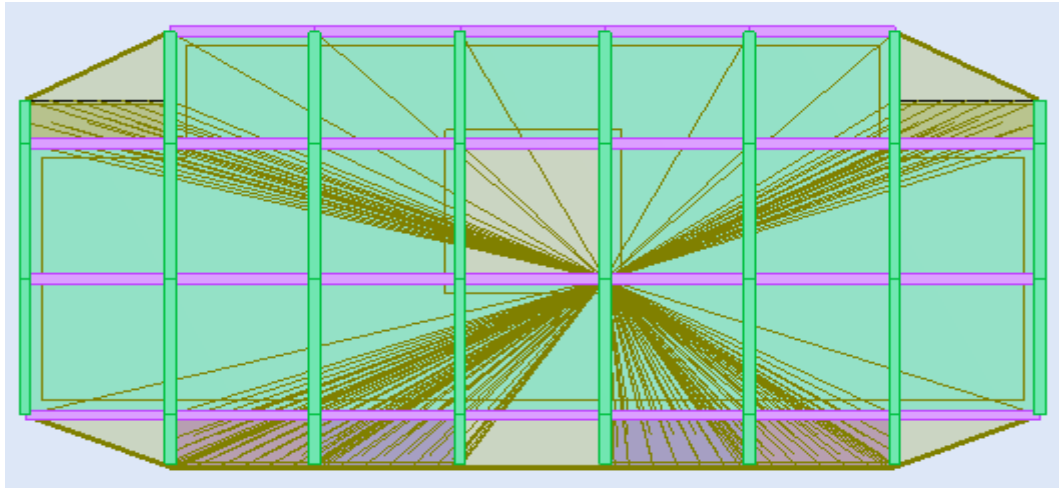


Enfin, on coche la case **RZ** et on clique sur « **Ajouter** ».

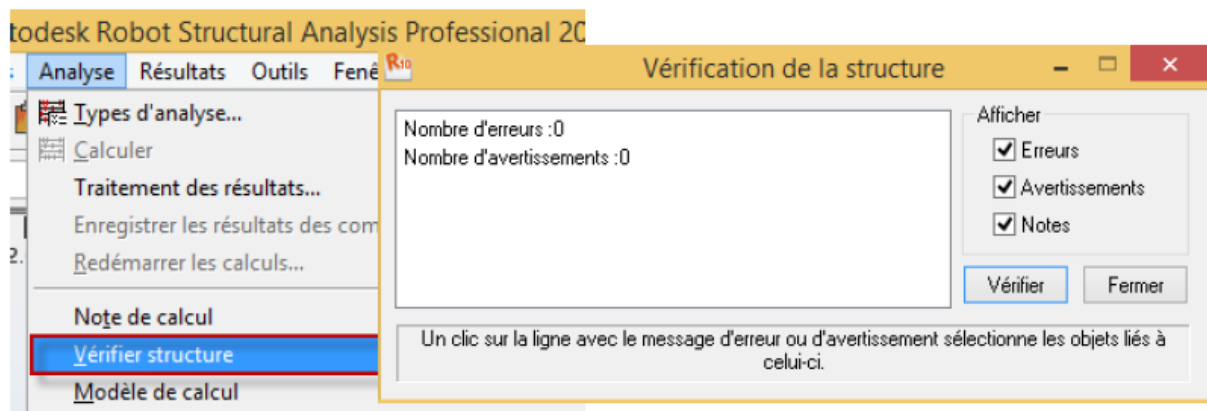
Ensuite, on affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône  et on choisit le nœud maître qu'on introduit dans le tableau précédent.



On finit par sélectionner la structure et on clique sur « **appliquer** ».



On répète cette opération pour tous les planchers de la structure puis on lance une analyse complète de la structure dans le menu « **analyse** », « **vérifier structure** ».



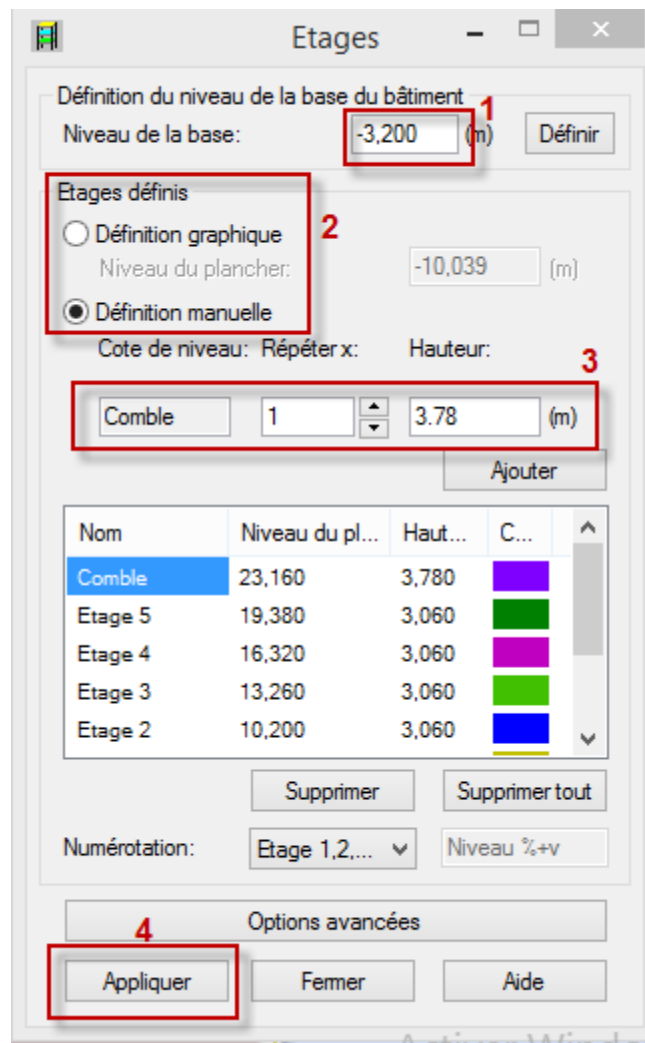
➤ Étage :

L'option Étages permet de définir les étages (sélectionnés automatiquement ou manuellement), dans le but de calculer les valeurs des paramètres (masse, centre de gravité et de rigidité, moments d'inertie et excentrement), données qui vont être indispensables pour la vérification des conditions du RPA99/version 2003.

La commande :

Menu déroulant → structure → Étages → Étages,

- 1) Définir le niveau de la base de la structure manuellement ou géométriquement.
- 2) Choisir la méthode manuelle plus pratique pour définir les étages.
- 3) Définir le nom, le nombre de répétition et la hauteur des étages.
- 4) Appliquer.



➤ **Calcul de la structure :**

Après vérification de la structure et si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique avec l'icône  ou à partir du menu déroulant « **Analyse** » puis « **Calculer** ».

2ème Partie : Justification des données introduites au logiciel Robot-Bat .

V.7) Vérification des résultats selon RPA 99/version 2003

Pour passer au ferrailage de la structure il faut d'abord vérifier les conditions ci-dessous exigées par le RPA99 version 2003 (règlement parasismique algérien) :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normale réduit.
- Vérification du déplacement inter étage.
- Vérification du déplacement second ordre (l'effet P-Δ).

V.7.1) Justification du système de contreventement

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (forces sismiques) que reprend chaque élément entre les voiles et les portiques, après tout sa on peut juger les type de contreventement selon les règles du RPA puis tirer R coefficient de comportement [tableau 4.3 du RPA 99/ version 2003].

	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
Etage	Tx (Ex)	Ty (Ey)	N (G+Q)
S-Sol	664,090	549,443	-10518,383
RDC	653,073	584,617	-7742,109
Etage1	382,366	235,894	-5750,935
Etage2	453,024	342,464	-4777,505
Etage3	319,073	299,129	-3624,886
Etage4	294,169	277,246	-2612,571
Etage5	98,922	85,651	-1364,631
Comble	0,001	0,004	-36,325

Tableau V. 1 : Les efforts revenant aux voiles.

	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
Etage	Tx (Ex)	Ty (Ey)	N (G+Q)
S-Sol	561,355	665,950	-20137,810
RDC	521,695	579,112	-17054,329
Etage1	673,750	809,468	-13194,531
Etage2	452,712	557,590	-9621,409
Etage3	432,989	453,256	-7259,656
Etage4	268,529	290,246	-4789,407
Etage5	244,709	263,140	-2607,420
Comble	58,419	53,146	-569,019

Tableau V. 2 : Les efforts revenant aux poteaux.

➤ **Le pourcentage des charges verticales :**

$$\sum N (G + Q) = N_{voiles} + N_{poteaux}$$

$$\sum N (G + Q) = 36427.345 + 75233.581 = 111660.926 \text{ KN}$$

$$\text{Voiles : } \frac{36427.345 \times 100}{111660.926} = 32,62 \%$$

$$\text{Poteaux : } \frac{75233.581 \times 100}{111660.926} = 67,37 \%$$

➤ **Le pourcentage des charges horizontales :**

- **Sens xx :** $\sum T_x = \sum T_x^{voiles} + \sum T_x^{poteaux}$

$$\sum T_x = 3155.74 + 2923.136 = 6078.876 \text{ KN}$$

$$\text{Voiles : } \frac{3155.74 \times 100}{6078.876} = 51.92 \%$$

$$\text{Poteaux : } \frac{2923.136 \times 100}{6078.876} = 48.08 \%$$

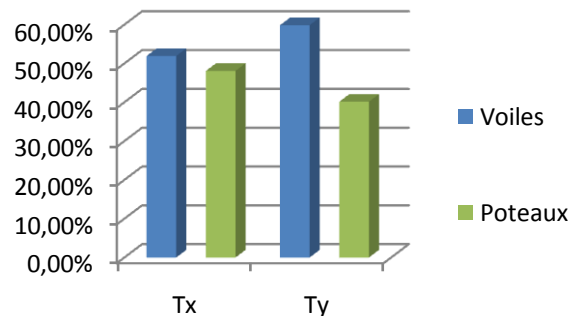
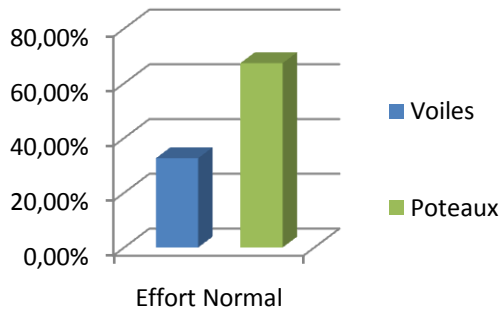
- **Sens yy :** $\sum T_y = \sum T_y^{voiles} + \sum T_y^{poteaux}$

$$\Sigma T_x = 3618.766 + 2427.59 = 6046.356 \text{ KN}$$

$$\text{Voiles : } \frac{3618.766 \times 100}{6046.356} = 59.85 \%$$

$$\text{Poteaux : } \frac{2427.59 \times 100}{6046.356} = 40.14 \%$$

Tableaux récapitulatifs des résultats trouvés :



Distribution sous charges vertical.

Distribution sous charges horizontale (Ex et Ey).

Conclusion

Les voiles reprenant plus de 20% des charges verticales → l'une des conditions du système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Art 3.4 RPA99/2003).

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et le portique → l'une des conditions du système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques (Art 3.4 RPA99/2003).

Dans ce cas notre système de contreventement ne vérifie ni le 1^{er} système ni le 2^{ème} système.

Alors on prend le cas le plus défavorable ; on adopte pour le coefficient de comportement **R** la valeur la plus petite **R= 3.5**.

V.7.2) Pourcentage de la masse Participante [art 4.3.4 RPA 99/2003]

Le pourcentage de la masse participante donnée par **Robot**,

Clic droit sur la souris, puis « **Tableaux** » pour cocher la case « **Modes propres** »

La masse modale participante doit dépasser 90% dans le sens x-x et y-y.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,322	0,756	55,335	11,695
3/ 2	1,388	0,721	72,227	66,664
3/ 3	1,711	0,584	75,583	74,382
3/ 4	4,156	0,241	76,944	84,826
3/ 5	4,268	0,234	87,344	86,784
3/ 6	5,214	0,192	87,681	88,086
3/ 7	7,468	0,134	89,043	88,088
3/ 8	8,688	0,115	89,089	92,047
3/ 9	9,443	0,106	92,383	92,198
3/ 10	11,346	0,088	92,657	92,438
3/ 11	12,696	0,079	92,657	92,441

Comme on peut voir dans le tableau que la masse participante est atteinte :

$$\begin{cases} \text{sens x - x : 92.38\%} \\ \text{sens y - y : 92.19\%} \end{cases} \implies \text{Mode 9}$$

V.7.3) Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2.4 RPA99/2003]

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 du RPA99/2003.

$$T = C_T(h_N)^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : Hauteur totale de la structure mesurée de la base au dernier niveau.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage tirée du tableau 4.6 du RPA 99/2003.

$$T = 0.05(26.36)^{\frac{3}{4}} = 0.582$$

Donc : $T = 0.582 \text{ sec}$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{log} < T_{RPA}$$

$$T_{RPA} = 0.582 \times 1.3 = 0.757 \text{ s}$$

Alors : $T_{RPA} = 0.757 \text{ sec} > T_{log} = 0.756 \text{ sec}$ Condition vérifiée.

V.7.4) Vérification de l’effort tranchant à la base [art 4-3-6RPA99/2003]

La résultante des forces sismiques à la base ($V_{dynamique}$) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente ($V_{statique}$).

On doit donc évaluer l’effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique totale :**

Dans cette méthode, l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d’effort tranchant maximum à la base de la structure,

Soit : $V = \frac{A.D.Q}{R} W$ RPA99/version 2003 (art 4,2, 3).

➤ **Coefficient d’accélération de la zone A :**

	Zone			
Groupe	I	Ila	Ilb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Tableau V. 3 : coefficient d’accélération de la zone A (RPA99/2003).

Pour la zone : Ila et Groupe 2 en’ a « **A=0.15** »

➤ **Facteur d’amplification dynamique D :**

Nous avons un contreventement par voiles, donc on prendra : $\xi = 10 \%$

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \rightarrow \eta = 0.764 > 0.7$$

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$T = C_T(h_N)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.582 \text{ s} \text{ (Calculée précédemment).}$$

À partir du Tableau 4.7 (RPA99/2003) et de la classe du site S3 on ’a :

$$T_1=0,15s \text{ et } T_2=0,50s$$

$$T_2 = 0,50s \leq T = 0,582s \leq 3,0 s \text{ Donc } D = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D=1.72$$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

À partir du Tableau 4.3 (RPA99/2003) **R= 3,5**

➤ **Facteur de qualité Q :**

Q est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q \rightarrow Q = 1.2$

Avec :

p_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" soit satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/2003).

➤ **Masse totale de la structure W :**

Le modèle de calcul se présente comme une console rigidement encastree à sa base, les masses sont supposées concentrées aux niveaux des planchers et représentent chacune un degré de liberté.

La masse est donnée par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

W_i : Le poids total de niveau i $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Le poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99/2003).

Notre bâtiment est à usage d'habitation donc $\beta = 0.2$

Cas/Etage	FZ [kN]
8 (C)/ 1	-22308,859
8 (C)/ 2	-18442,182
8 (C)/ 3	-14650,865
8 (C)/ 4	-11350,658
8 (C)/ 5	-8577,763
8 (C)/ 6	-5833,495
8 (C)/ 7	-3136,601
8 (C)/ 8	-435,335

Alors : $W=22308.859KN$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.72 \times 1.2}{3.5} W = 0.08w$$

$$V = 0.08w = 0.08 \times 22308.859 = 1784.708 KN$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant dynamique sur ROBOT :**

Les valeurs de V_{dx} et V_{dy} sont prise à partir de logiciel **Robot**,

Clic droit sur la souris, puis « **Tableaux** » pour cocher la case « **Réactions** ».

Cas	4 - EX	
Mode CQC		
Somme totale	1441,621	437,852
Somme réactions	1225,445	158,017
Somme efforts	1225,445	158,016
Vérification	2450,890	316,032
Précision	1,47044e-002	5,68773e-004
Cas	5 - EY	
Mode CQC		
Somme totale	255,034	1553,752
Somme réactions	158,016	1215,391
Somme efforts	158,016	1215,393
Vérification	316,032	2430,784
Précision	1,47044e-002	5,68773e-004

$V_{dx} \text{ (KN)} = 1441.621\text{KN} > V_{stat} = 0.8V = 1427.766\text{KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$V_{dy} \text{ (KN)} = 1553.752\text{KN} > V_{stat} = 0.8V = 1427.766\text{KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

La résultante des forces à la base $V_{dynamique}$ obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{statique}$. [Art 4.3.6RPA99/2003] donc la condition est vérifiée.

V.7.5) Vérification de l'effort normal réduit [art 7.4.3.1RPA99/2003]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_C : L'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton. $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

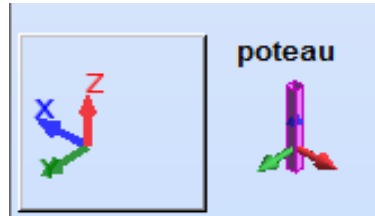
La valeur de N_d est prise à partir de logiciel **Robot**,

Clic droit sur la souris, puis « **Tableaux** » pour cocher la case « **Efforts** », après « **Extrêmes globaux** », clic droit sur la souris, puis « **Filtres** », puis « **Rien** ».

Barre → poteau de RDC.

Cas → 8 combinaisons RPA.

	FX [kN]
MAX	1223,713
Barre	150
Noeud	346
Cas	11 (C) (CQC)
MIN	-560,684
Barre	218
Noeud	424
Cas	16 (C) (CQC)



$$N_d = F_x = 1223.713 \text{KN}$$

$$V = \frac{1223.713}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.242 < 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.7.6) Vérification du déplacement inter-étages [Art 4.4.3RPA99/2003]

Les déplacements relatifs latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} < 1\% h_{\text{étage}}$$

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

$$\delta_K = R. \delta_{eK}$$

Avec :

R : coefficient de comportement.

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

$$\delta_{eK} = \frac{\tau_{ij}}{\sum R_{ij}} \left\{ \begin{array}{l} \sum R_{ij} : \text{Somme des rigidités de niveau.} \\ \tau_{ij} : \text{Effort tranchant de niveau.} \end{array} \right.$$

Niveaux	Déplacement (m)		R	$h_{\text{étage}}$ (cm)	Déplacement Relative (m)		1% $h_{\text{étage}}$	Vérification [$\Delta U < 1\%h_{\text{étage}}$]
	U_{max}^x	U_{max}^y			ΔU_x	ΔU_y		
S-Sol	0.49	0.456	3.5	320	0.49	0.456	3.2	Condition Vérifiée
RDC	1.77	1.598	3.5	408	1.28	1.142	4.08	Condition Vérifiée
Etage 1	2.767	2.471	3.5	306	0.997	0.873	3.06	Condition Vérifiée
Etage 2	3.695	3.384	3.5	306	0.928	0.913	3.06	Condition Vérifiée
Etage 3	4.52	4.239	3.5	306	0.825	0.855	3.06	Condition Vérifiée
Etage 4	5.214	5.001	3.5	306	0.694	0.762	3.06	Condition Vérifiée
Etage 5	5.769	5.635	3.5	306	0.555	0.634	3.06	Condition Vérifiée
Comble	5.927	5.773	3.5	378	0.158	0.138	3.78	Condition Vérifiée

Tableau V. 4 : Vérification des déplacements inter-étages.

V.7.7) Vérification de l'effet $P\Delta$ [art 5.9 RPA99/2003]

Le RPA2003 préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

Si $\theta_K \leq 0.1 \rightarrow$ effet $P\Delta$ peut être négligé.

Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \rightarrow$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$.

Si $\theta_K > 0.2 \rightarrow$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} < 0.1$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «**k**» avec $P_K = W_{GK} + 0.2W_{QK}$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau «**k**».

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «**k**» par rapport au niveau «**k-1**».

h_K : Hauteur d'étage «**k**».

L'effet $P\Delta$ représente la stabilité d'ensemble c'est à dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Niveaux	P(KN)	h_k (cm)	Sens X-X				Observation
			Δ_K (m)	V_K (KN)	$V_K \times h_k$ (KN.m)	θ_{Kx}	
S-Sol	23266,747	320	0,49	1225,445	392142,4	0,029	Vérifiée
RDC	19417,139	408	1,28	1174,768	479305,344	0,051	Vérifiée
Etage 1	15609,923	306	0,997	1056,116	323171,496	0,048	Vérifiée
Etage 2	12101,251	306	0,928	905,736	277155,216	0,040	Vérifiée
Etage 3	9144,079	306	0,825	752,062	230130,972	0,032	Vérifiée
Etage 4	6218,714	306	0,694	562,697	172185,282	0,025	Vérifiée
Etage 5	3345,987	306	0,555	343,631	105151,086	0,017	Vérifiée
Comble	469,709	378	0.158	58,42	22082,76	0.003	Vérifiée

Tableau V. 5 : Vérification des effets P- Δ dans le sens X-X.

Niveaux	P (KN)	h_k (cm)	Sens Y-Y				Observation
			Δ_K (m)	V_K (KN)	$V_K \times h_k$ (KN.m)	θ_{Ky}	
S-Sol	22308,859	320	0.456	1215,393	388925,76	0,027	Vérifiée
RDC	18442,182	408	1.142	1163,729	474801,432	0,049	Vérifiée
Etage 1	14650,865	306	0.873	1045,362	319880,772	0,045	Vérifiée
Etage 2	11350,658	306	0.913	900,054	275416,524	0,038	Vérifiée
Etage 3	8577,763	306	0.855	752,386	230230,116	0,030	Vérifiée
Etage 4	5833,495	306	0.762	567,491	173652,246	0,023	Vérifiée
Etage 5	3136,601	306	0.634	348,791	106730,046	0,016	Vérifiée
Comble	435,335	378	0.138	53,15	20090,7	0.003	Vérifiée

Tableau V. 6 : Vérification des effets P- Δ dans le sens Y-Y.

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieurs à **0,1**. Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- La période fondamentale de la structure est vérifiée,
- L'effort tranchant à la base est vérifiée,
- L'effort normal réduit au niveau des poteaux est vérifiée,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- Les effets $P-\Delta$ sont négligeables dans notre structure (vérifiée).

On passe dans le chapitre suivant au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre IV:

Contreventement

IV.1) Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble des éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Un système (poteaux, poutres) formant des portiques d'étage.
- Cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

IV.2) Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres

➤ Rigidité linéaire d'un poteau: $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

➤ Rigidité linéaire d'une poutre: $K_{poutre} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

Avec : I_{pot} : Moment d'inertie de l'élément.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

$$h_c = \min (h + 1/2 e_{poteaux}, h_0).$$

$$L_c = \min (l + 1/2 e_{poutre}, L_0).$$

IV.3) Calcul des coefficients K relatifs aux portiques

➤ Cas de l'étage courant : $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2K_{poteau}}$

Avec : $\sum K_{poutre}$ la somme des rigidités des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau.

➤ Cas du RDC : $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{K_{poteau}}$

Avec : $\sum K_{poutre}$ la somme des rigidités des deux poutres supérieures encadrant le poteau.

IV.4) Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_{ij} »

➤ Cas de l'étage courant : $a_{ij} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

➤ Cas du RDC (avec encastrement du poteau à sa base) : $a_{ij} = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

IV.5) Calcul des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j »

$$R_{ij} = \frac{12 \times E_i \times I_{poteau}}{h_c^3} \times a_{ij}$$

Avec: E_i : module de déformations instantanées du béton $E=3,216 \times 10^5$ daN/cm².

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

❖ **Rigidités linéaires des poteaux suivant les sens (x-x):**

Niveaux	B (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h _e - h _p (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K (cm ³)
Comble	30	30	67500	378	35	343	30	358	188.54
Etage 5	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
Etage 4	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
Etage 3	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
Etage 2	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
Etage 1	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
RDC	45	45	341718.75	408	35	373	45	395.5	864.01
s-sol	45	45	341718.75	320	35	285	45	307.5	1111.28

Tableau IV. 1 : Rigidités des poteaux suivant le sens longitudinal.

❖ Rigidités linéaires des poteaux suivant les sens (y-y):

Niveaux	b	H	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h _e - h _p (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K (cm ³)
Comble	30	30	67500	378	40	338	30	353	188.54
Etage 5	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	433.45
Etage 4	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	433.45
Etage 3	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	733.10
Etage 2	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	733.10
Etage 1	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	733.10
RDC	45	45	341718.75	408	40	368	45	390.5	864.01
s-sol	45	45	341718.75	320	40	280	45	302.5	1111.28

Tableau IV. 2: Rigidités des poteaux suivant le sens transversal.

❖ Rigidité linéaires des poutres suivant les sens (x-x):

Niveaux	travée	B	h	$I(\text{cm}^4)$	$L_0(\text{cm})$	$e_{\text{pot}}(\text{cm})$	L (cm)	$L_c(\text{cm})$	$K(\text{cm}^3)$
Comble	1-2	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	2-3	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	3-4	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	4-5	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	5-6	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	6-7	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
	7-8	30	35	107187.5	380	30	350	367.5	291.66
5 et 4	1-2	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	2-3	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	3-4	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	4-5	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	5-6	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	6-7	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
	7-8	30	35	107187.5	380	35	345	362.5	295.68
1-2-3	1-2	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	2-3	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	3-4	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	4-5	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	5-6	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	6-7	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
	7-8	30	35	107187.5	380	40	340	357.5	299.82
Rdc- sous-sol	1-2	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	2-3	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	3-4	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	4-5	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	5-6	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	6-7	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07
	7-8	30	35	107187.5	380	45	335	352.5	304.07

Tableau IV. 3 : Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal.

❖ Rigidité linéaires des poutres suivant les sens (y-y):

Niveaux	travée	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	L (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
Comble	1-2	30	40	160000	400	30	370	390	410.25
5 et 4	1-2	30	40	160000	400	35	365	385	415.58
	2-3	30	40	160000	400	35	365	385	415.58
	3-4	30	40	160000	330	35	295	315	507.93
2-3	1-2	30	40	160000	400	40	360	380	421.05
	2-3	30	40	160000	400	40	360	380	421.05
	3-4	30	40	160000	330	40	290	310	516.12
1	1-2	30	40	160000	300	40	260	280	571.42
	2-3	30	40	160000	400	40	360	380	421.05
	3-4	30	40	160000	400	40	360	380	421.05
	4-5	30	40	160000	330	40	290	310	516.12
Rdc- sous-sol	1-2	30	40	160000	300	45	255	275	581.81
	2-3	30	40	160000	400	45	355	375	426.66
	3-4	30	40	160000	400	45	355	375	426.66
	4-5	30	40	160000	330	45	285	305	524.59

Tableau IV. 4 : Rigidités des poteaux suivant le sens transversal.

❖ Rigidité des portiques suivant le sens (x-x):

Niveaux	travée	K poutre (cm ³)	Poteaux	K pot (cm ³)	$\bar{K}$	a _{ij}	E(Mpa)	h _c (cm)	R _{ij} (N/m)	R _{ij} (somme) (N/cm)
Comble	1-2	291.66	1	188.54	1.557	0.437	32164,2	358	248.13	2319.51
	2-3	291.66	2	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
	3-4	291.66	3	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
	4-5	291.66	4	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
	5-6	291.66	5	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
	6-7	291.66	6	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
	7-8	291.66	7	188.54	3.115	0.608	32164,2	358	345.23	
5 et 4	1-2	295.68	1	433.45	0.686	0.255	32164,2	288.5	512.56	

	2-3	295.68	2	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	5415.1
	3-4	295.68	3	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	
	4-5	295.68	4	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	
	5-6	295.68	5	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	
	6-7	295.68	6	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	
	7-8	295.68	7	433.45	1.373	0.407	32164,2	288.5	817.09	
1-2-3	1-2	299.82	1	733.10	0.411	0.170	32164,2	291	568.04	6402.14
	2-3	299.82	2	733.10	0.823	0.291	32164,2	291	972.35	
	3-4	299.82	3	733.10	0.823	0.291	32164,2	291	972.35	
	4-5	299.82	4	733.10	0.823	0.291	32164,2	291	972.35	
	5-6	299.82	5	733.10	0.823	0.291	32164,2	291	972.35	
	6-7	299.82	6	733.10	0.823	0.291	32164,2	291	972.35	
Rdc	1-2	304.07	1	864.01	0.351	0.149	32164,2	395.5	317.66	3643.52
	2-3	304.07	2	864.01	0.703	0.260	32164,2	395.5	554.31	
	3-4	304.07	3	864.01	0.703	0.260	32164,2	395.5	554.31	
	4-5	304.07	4	864.01	0.703	0.260	32164,2	395.5	554.31	
	5-6	304.07	5	864.01	0.703	0.260	32164,2	395.5	554.31	
	6-7	304.07	6	864.01	0.703	0.260	32164,2	395.5	554.31	
sous-sol	1-2	304.07	1	1111.28	0.273	0.340	32164,2	307.5	1542.29	12728.39
	2-3	304.07	2	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	
	3-4	304.07	3	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	
	4-5	304.07	4	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	
	5-6	304.07	5	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	
	6-7	304.07	6	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	
	7-8	304.07	7	1111.28	0.547	0.411	32164,2	307.5	1864.35	

Tableau IV. 5 : Rigidités des portiques suivant le sens longitudinal.

❖ Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

Niveaux	travée	K poutre (cm ³)	Poteaux	K pot (cm ³)	$\bar{K}$	aij	E(Mpa)	h _c (cm)	Rij (N/m)	Rij (somme) (N/cm)
Comble	3-4	410.25	3	188.54	2.200	0.523	32164,2	353	309.76	309.76
5 et 4	2-3	415.58	2	433.45	0.965	0.325	32164,2	283.5	688.44	2823.676
	3-4	415.58	3	433.45	1.930	0.491	32164,2	283.5	1040.08	
	4-5	507.93	4	433.45	2.146	0.517	32164,2	283.5	1095.156	
2-3	2-3	421.05	2	733.10	0.676	0.252	32164,2	286	886.98	3537.36
	3-4	421.05	3	733.10	1.148	0.364	32164,2	286	1281.19	
	4-5	516.12	4	733.10	1.278	0.389	32164,2	286	1369.19	
1	1-2	571.42	1	733.10	0.786	0.282	32164,2	286	992.57	5082.53
	2-3	421.05	2	733.10	1.364	0.405	32164,2	286	1425.50	
	3-4	421.05	3	733.10	1.156	0.366	32164,2	286	1288.23	
	4-5	516.12	4	733.10	1.287	0.391	32164,2	286	1376.23	
Rdc	1-2	581.81	1	733.10	0.793	0.283	32164,2	390.5	626.82	2956.91
	2-3	426.66	2	864.01	1.167	0.368	32164,2	390.5	815.09	
	3-4	426.66	3	864.01	0.987	0.330	32164,2	390.5	730.92	
	4-5	524.59	4	864.01	1.100	0.354	32164,2	390.5	784.08	
sous-sol	1-2	581.81	1	1111.28	0.523	0.405	32164,2	302.5	1929.75	8671.96
	2-3	426.66	2	1111.28	0.907	0.484	32164,2	302.5	2306.17	
	3-4	426.66	3	1111.28	0.767	0.457	32164,2	302.5	2177.52	
	4-5	524.59	4	1111.28	0.855	0.474	32164,2	302.5	2258.52	

Tableau IV. 6 : Rigidités des portiques suivant le sens transversal.

IV.6) Calcul des inerties des voiles

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

✓ **Les voiles longitudinaux (x-x) :** $I_y = \frac{e \times L^3}{12}$; $I_x = \frac{L \times e^3}{12}$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe XX'.

✓ Les voiles transversaux (y-y) : $I_y = \frac{e \times L^3}{12}$; $I_x = \frac{L \times e^3}{12}$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe YY'.

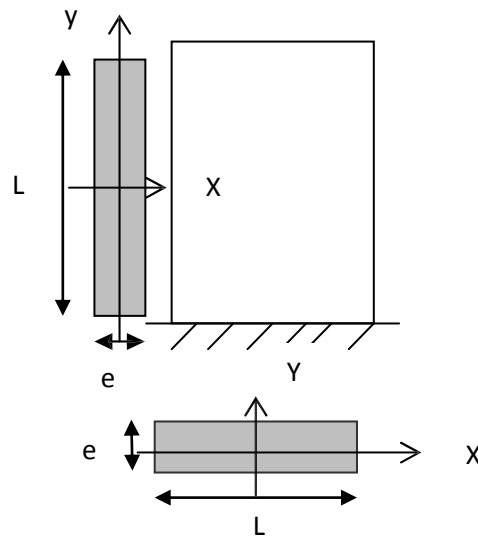


Figure IV. 1 : Vue en plan et en coupe du voile.

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont données dans les tableaux ci-dessous:

❖ **sens longitudinal.**

Niveau	Voile	Li (m)	ei (m)	Iy (m ⁴)	Iy (m ⁴) des niveaux	Iy(m ⁴) totale
Du ssl au ET5	VL1	1	0.2	0.016	0.133	0.931
	VL2	1	0.2	0.016		
	VL3	1	0.2	0.016		
	VL4	1	0.2	0.016		
	VL5	1	0.2	0.016		
	VL6	1	0.2	0.016		
	VL7	1	0.2	0.016		
	VL8	1	0.2	0.016		

Tableau IV. 7 : Inertie des voiles suivant le sens longitudinal sens transversal.

❖ Sens transversal:

Niveau	Voile	Li (m)	ei (m)	Iy (m ⁴)	Iy (m ⁴) des niveaux	Iy(m ⁴) totale
Du ssl au ET5	VT1	1.5	0.2	0.056	0.224	1.568
	VT2	1.5	0.2	0.056		
	VT3	1.5	0.2	0.056		
	VT4	1.5	0.2	0.056		

Tableau IV. 8 : Inertie des voiles suivant le sens transversal.

IV.7) Calcul des inerties fictives des portiques

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux.

L'inertie fictive des portiques est donnée par :
$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n.

IV.7.1) Calcul des flèches dans les refends

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1m^4$ soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\Sigma S_i d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base : $d_i = \frac{h_i (2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

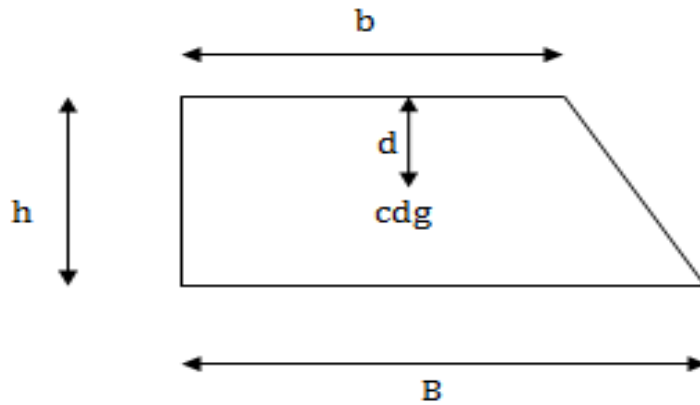


Figure IV. 2 : La notation adoptée pour calculer la surface d'un trapèze.

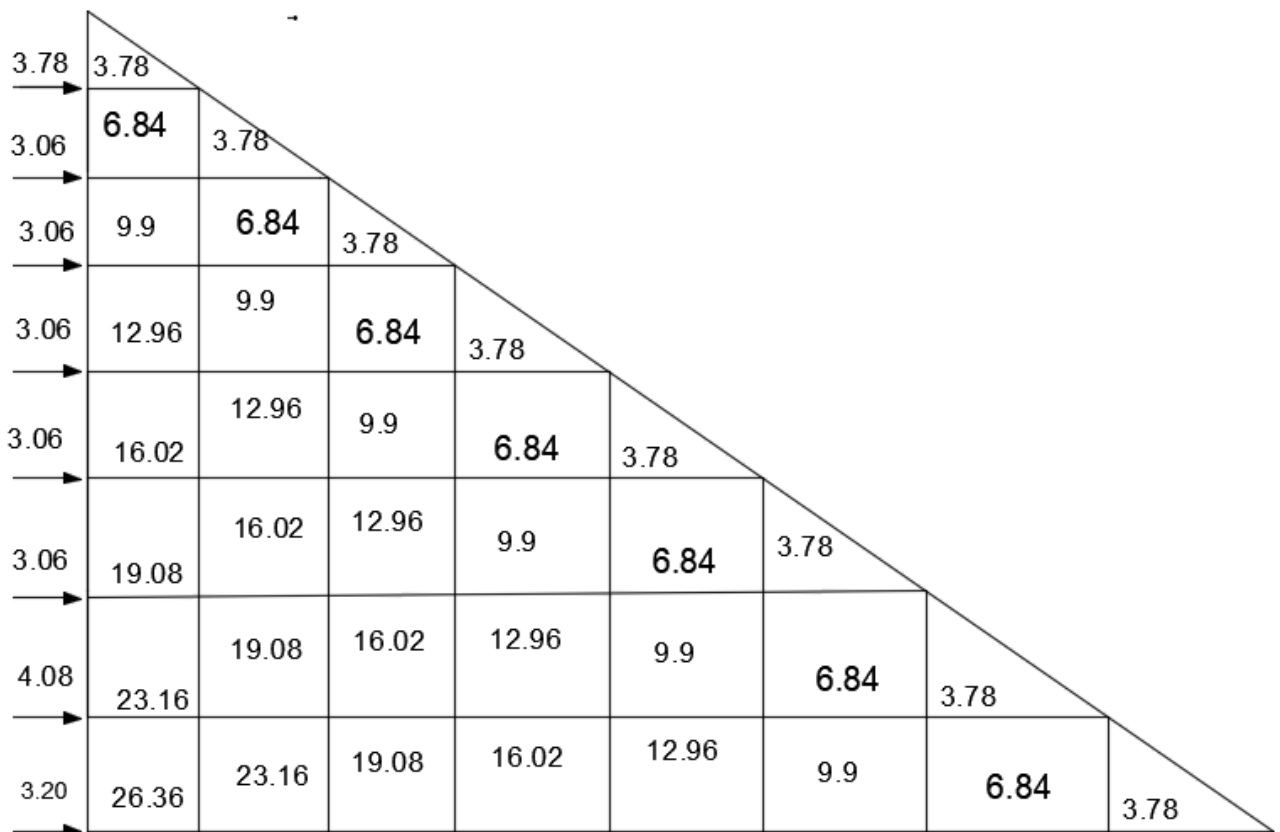


Figure IV. 3: Diagramme des moments des aires.

Les résultats de calcul sont comme suit:

❖ Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau:

Niveaux	h(m)	Bi (m)	Bi+1(m)	Si (m²)	di (m)	Si × di	fi×EI
Comble	3.78	3.78	0	7.14	2.52	17.99	2024.25
5	3.06	10.62	3.78	22.03	1.77	38.99	2006.26
4	3.06	20.52	10.62	47.64	1.69	80.51	1967.27
3	3.06	33.48	20.52	82.62	1.65	136.32	1886.76
2	3.06	49.50	33.48	126.95	1.62	205.65	1750.44
1	3.06	68.58	49.50	180.66	1.61	290.86	1544.79
RDC	4.08	91.74	68.58	327.05	2.13	696.61	1253.93
Ssol	3.20	118.1	91.74	335.74	1.66	557.32	557.32

Tableau IV. 9 : les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

IV.7.2) Calcul des déplacements des portiques

✓ Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12.\Sigma K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

✓ Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

✓ La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

✓ La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$$

✓ La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n \text{ En (KN.m)}$$

T_n : Effort tranchant au niveau n

$$K_{tn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L_n}$$

$$K_{pn} \text{ (m}^3\text{): Raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$$

h_n : Hauteur d'étage.

L_n : Portée libre de la poutre. M_n

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux suivant:

NIV	$\sum K_{tn}$ (m ³)	$\sum K_{pn}$ (m ³)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	Δ_i (t/m)	$\sum \Delta_i$ (t/m) (KN/m)	f_i (m)	I_{ei} (m ⁴)
Comble	0.00428	0.0028	3.78	0	36.80	158.31	598.41	4632.374	2024.25	0.4369
05	0.00807	0.0122	6.84	3.78	54.83	118.85	363.68	4033.964	2006.26	0.4973
04	0.00807	0.0122	9.90	6.84	86.43	168.98	517.07	3670.284	1967.27	0.5359
03	0.00819	0.0209	12.96	9.90	116.30	183.53	561.60	3153.214	1886.76	0.5983
02	0.00819	0.0209	16.02	12.96	147.43	207.90	636.17	2591.614	1750.44	0.6754
01	0.01040	0.0264	19.08	16.02	140.62	213.94	654.65	1955.444	1544.79	0.7899
RDC	0.01055	0.0318	23.16	19.08	166.82	218.18	890.17	1300.794	1253.93	0.9639
s.sol	0.01055	0.0405	26.36	23.16	148.17	128.32	410.624	410.624	557.32	1.3572

Tableau IV. 10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

NIV	$\sum K_{tn}$ (m ³)	$\sum K_{pn}$ (m ³)	M_n (t.m)	M_{n+1} (t.m)	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	Δ_i (t/m)	$\sum \Delta_i$ (t/m) (KN/m)	f_i (m)	I_{ei} (m ⁴)
Comble	0.00345	0.0028	3.78	0	45.65	158.27	598.26	3921.88	2024.25	0.5161
05	0.00964	0.0122	6.84	3.78	45.90	105.84	323.87	3323.62	2006.26	0.6036
04	0.00964	0.0122	9.90	6.84	72.35	149.50	457.47	2999.75	1967.27	0.6558
03	0.01042	0.0209	12.96	9.90	91.41	155.31	475.24	2542.28	1886.76	0.7421
02	0.01042	0.0209	16.02	12.96	115.88	169.17	517.66	2067.04	1750.44	0.8468
01	0.01544	0.0264	19.08	16.02	94.72	164.03	501.93	1549.38	1544.79	0.9970
RDC	0.01559	0.0318	23.16	19.08	112.89	171.53	699.84	1047.45	1253.93	1.1971
s.sol	0.01559	0.0405	26.36	23.16	108.79	108.63	347.61	347.61	557.32	1.6032

Tableau IV. 11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Inerties moyennes des portiques

	Comble	5	4	3	2	1	RDC	s-sol	Moyenne
Longitudinale	0.4369	0.4973	0.5359	0.5983	0.6754	0.7899	0.9639	1.3572	0.73
Transversal	0.5161	0.6036	0.6558	0.7421	0.8468	0.9970	1.1971	1.6032	0.89

IV.7.3) Comparaison des inerties des voiles et des portiques

➤ Sens longitudinal

	I_{moy} par niveau m ⁴)	% de participation
Portiques	0.73	43.89 %
Voiles	0.933	56.11 %
Somme	1.663	100 %

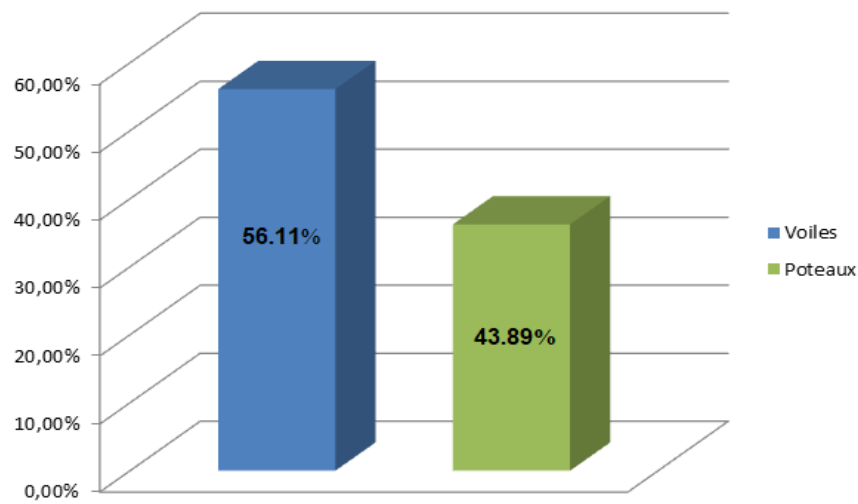


Figure IV. 4 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments suivant le sens longitudinal.

➤ Sens transversal

	Imoy par niveau (m ⁴)	% de participation
Portiques	0.89	36.21 %
Voiles	1.568	63.79 %
Somme	2.458	100 %

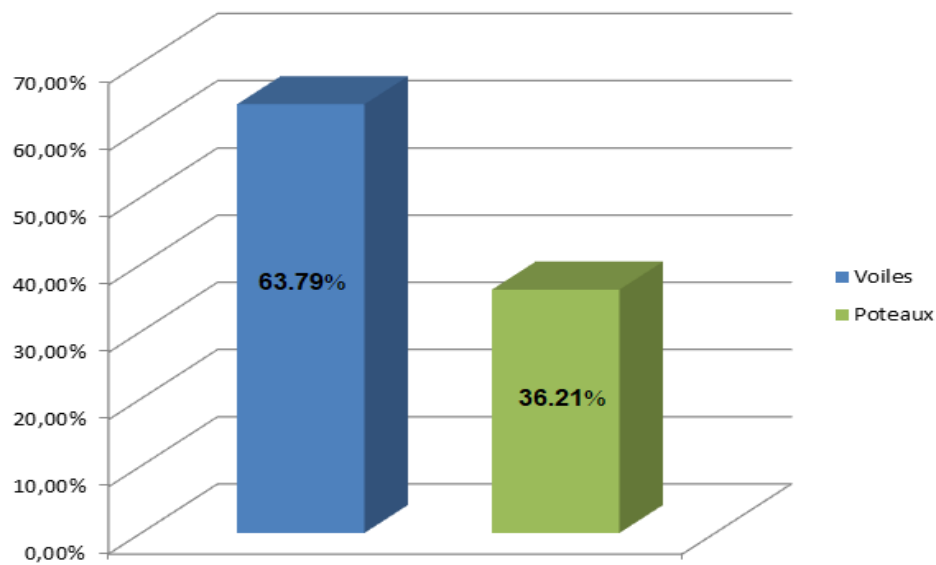


Figure IV. 5 : Pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments suivant le sens transversal.

Conclusion

En comparant les résultats, on voit que le pourcentage des inerties des portiques et le pourcentage des inerties des voiles sont presque égaux dans les deux sens (X-X) et (Y-Y).

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et le portique → l'une des conditions du système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques (Art 3.4 RPA99/2003).

Le pourcentage de la charge verticale est plus de 20% → l'une des conditions du système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Art 3.4 RPA99/2003).

En se basant sur les résultats de cette étude, le système de contreventement ne vérifie ni le 1^{er} système ni le 2^{ème} système.

Le RPA prescrit pour ce système les recommandations suivantes : en cas d'utilisation des systèmes différents il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite donc $R=3.5$.

CHAPITRE VII:

Calcul du mur Plaque

VII.1) Introduction

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

VII.2) Pré-dimensionnement du mur plaque

- L'épaisseur minimale imposée par le (Art 10.1.2 RPA99/2003) doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- On opte pour une épaisseur de 20 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes. Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A_{min} = 0.10\%.b \cdot h$

VII.2.1) Méthode de calcul

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la fondation et simplement appuyée au niveau des planchers.

VII.2.2) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$.

La contrainte admissible de sol : $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$.

$\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.

$\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

$\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable).

Contrainte de la poussée des terres: $K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin(30^\circ) = 0,5$

VII.2.3) Calcul des sollicitations

➤ Calcul à l'ELU:

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + \gamma \times h$$

$$\sigma_h = k_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_h = 12.15h + 7.5$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3.20 \quad \sigma_{h2} = 46.38 \text{ kN/m}^2$$

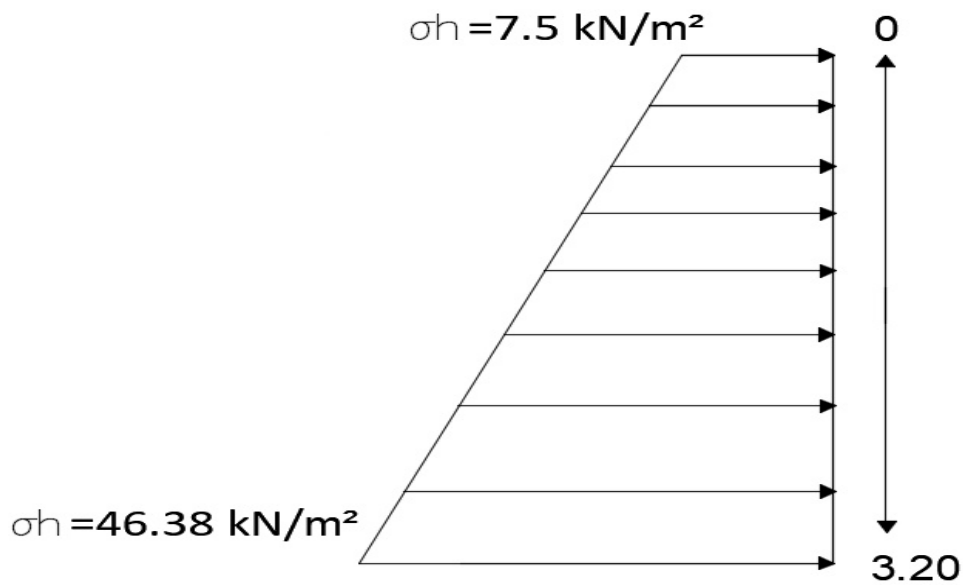


Figure VII. 1 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

➤ Calcul à l'ELS:

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + \gamma h$$

$$\sigma_h = k_0 (\gamma \times h + q)$$

$$\sigma_h = 9h + 5$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3.20 \quad \sigma_{h2} = 33.80 \text{ kN/m}^2$$

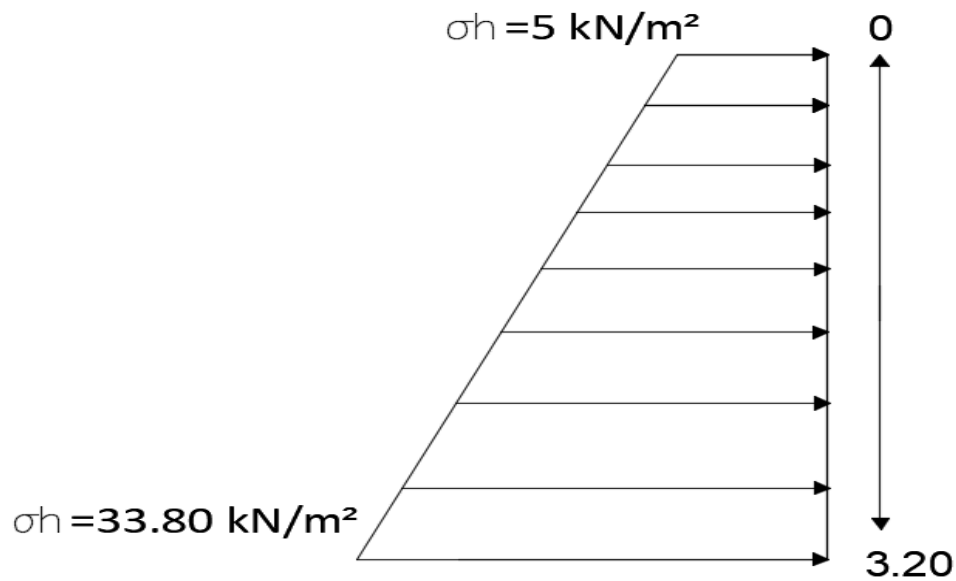


Figure VII. 2 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

VII.2.4) Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU: } q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 46.38 + 7.5}{4} \times 1\text{m} = 36.66 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 33.80 + 5}{4} \times 1\text{m} = 26.60 \text{ kN/ml}$$

VII.3) Ferrailage du mur plaque

VII.3.1) Méthode de calcul

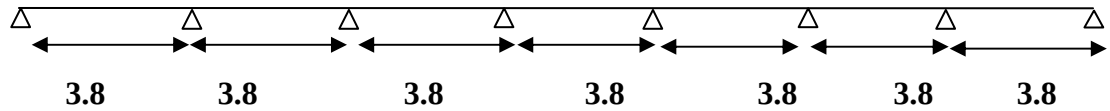
Le mur plaque sera considérée comme un ensemble de dalles continues encastrées à la base au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Sens x-x :

Schéma statique :

**VII.3.2) Identification des panneaux :**

$$l_x = 3.20$$

$$l_y = 3.80$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.20}{3.80} = 0.84$$

$0,4 < \rho = 0.84 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens l_x et l_y

VII.3.3) Calcul à l'ELU:

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données, en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du coefficient de Poisson ν (tableaux de béton).

Le coefficient de Poisson ν est égal à:

$\nu = 0,20$ pour un béton non fissuré.

$\nu = 0$ pour un béton fissuré

Donc : $\mu_x = 0.0520$

$$\mu_y = 0.667$$

On détermine les moments M_x suivant l_x , et M_y suivant l_y

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0520 \times 36.66 \times 3.20^2 = 19.520 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 19.52 \times 0.667 = 13.019 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments :

Lorsque la dalle est liée à des appuis permettant de compter sur un encastrement partiel, on réduit les valeurs obtenues pour les moments isostatiques en travées. Celles-ci peuvent être réduites de 15% à 25% selon les conditions d'encastrement et on calcule les moments sur appuis. D'une manière générale on doit toujours vérifier, pour la portée principale l_x ($l_x < l_y$):

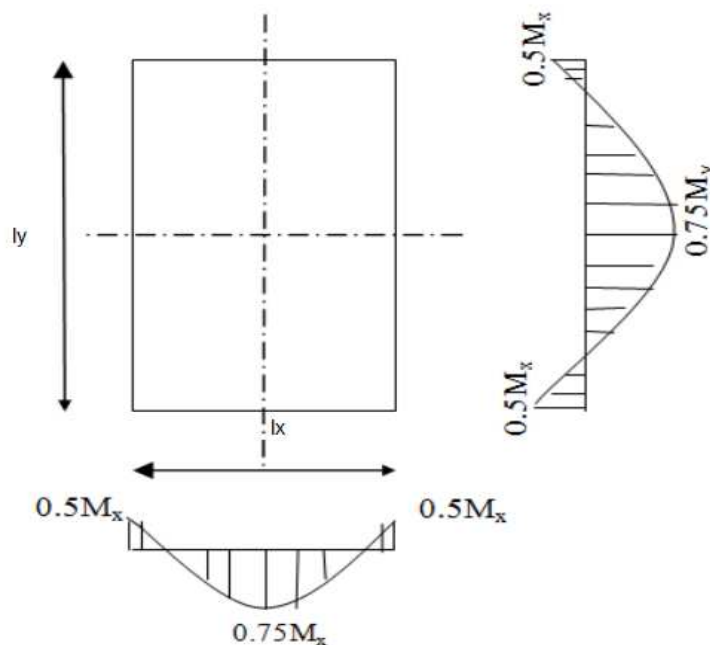
$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_{0x}$$

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle ; on affecte les moments sur appuis par des coefficients suivants:

Moments en travée : $0,75 M_x$ ou $0,75 M_y$

Moments aux appuis suivant les deux directions : $0,50 M_x$

$$0.75 M_{0x} + \frac{0.5 M_{0x} + 0.5 M_{0x}}{2} \geq 1.25 M_{0x} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$



En travées :

$$\text{Sens x-x : } M_t^x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 19.520 = 14.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens Y-Y : } M_t^y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 13.019 = 9.76 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 19.520 = 9.76 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.

$$H = \text{épaisseur du voile} = 20 \text{ cm ; } b = 100 \text{ cm ; } d = 17 \text{ cm ; } c = 3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens		M_u (Kn.m)	μ	β	section	A (cm ²)	$A_{\min}$	A adp (cm ²)	St
x-x	Appuis	9.76	0.024	0.988	SSA	1.66	2.05	6HA10 = 4.71cm ²	16
	Travée	14.64	0.036	0.982	SSA	2.52	2.05	6HA10 = 4.71cm ²	16
y-y	Appuis	9.76	0.024	0.988	SSA	1.66	2.05	6HA10 = 4.71cm ²	16
	Travée	9.76	0.024	0.988	SSA	1.66	2.05	6HA10 = 4.71cm ²	16

Tableau VII. 1 : Ferrailage du mur plaque.

Recommandation du RPA :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 ‰ dans les deux sens (Horizontal et vertical)
- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles / m^2 de HA8.
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$
- h : épaisseur du voile = 20 cm

VII.3.4) Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

Sens x-x:

$$A_{\min} \geq b \times h \times m_0 \times \frac{3-\rho}{2} = 100 \times 20 \times 0.0008 \times \frac{3-0.84}{2} = 1.72 \text{ cm}^2$$

Avec :

m_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400.

Sens y-y:

$$A_{\min} = m_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

sens	Zone	A adp (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Condition
x-x	Appuis	4.71	1.72	Vérifiée
	Travée	4.71		Vérifiée
y-y	Appuis	4.71	1.60	Vérifiée
	Travée	4.71		Vérifiée

- **Vérification des espacements:**

➤ Fissuration non préjudiciable :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

Sens x-x:

$$St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 20 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$St = 16\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$St = 16\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_x} = \frac{445.78}{3 \times 3.20} = 46.43 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 36.66 \times 3.20 \times 3.80 = 445.78 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y:

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{445.78}{2 \times 3.80 + 3.20} = 41.27 \text{ KN}$$

$$\text{Et: } V_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} = \frac{41.27 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.24 \text{ MPa} \leq \overline{V_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.5) Vérification à l'ELS

On a:

$$\rho = 0.84$$

$$v = 0.2$$

$$\text{Donc: } \mu_x = 0.0589 ; \mu_y = 0.764$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0589 \times 26.60 \times 3.20^2 = 16.043 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 16.043 \times 0.764 = 12.256 \text{ kN.m.}$$

- Calcul des moments:

En travées :

Sens x-x : $M_t^x = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 16.043 = 12.03 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y : $M_t^y = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 12.256 = 9.19 \text{ KN.m}$

Aux appuis :

$M_a^x = M_a^y = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 16.043 = 8.02 \text{ KN.m}$

- Vérification des contraintes dans le béton:

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On a: $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$

Avec: $\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A}$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0.249 \text{ à } 0.237$$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd}$$

Sens		Ms (KN.m)	As	ρ	β_1	K	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Condition
x-x	Appuis	8.02	4.71	0.275	0.917	45.24	109.22	2.41	15	Vérifiée
	Travée	12.03	4.71	0.275	0.917	45.24	163.84	3.62	15	Vérifiée
y-y	Appuis	8.02	4.71	0.275	0.917	45.24	83.35	1.84	15	Vérifiée
	Travée	9.19	4.71	0.275	0.917	45.24	125.16	2.76	15	Vérifiée

Tableau VII. 2 : Vérification des contraintes dans le béton.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

En travée :

Sens x-x : **6HA10/ml** avec un espacement de 16cm.

Sens y-y : **6HA10/ml** avec un espacement de 16cm.

Aux appuis :

Sens x-x : **6HA10/ml** avec un espacement de 16cm.

Sens y-y : **6HA10/ml** avec un espacement de 16cm.

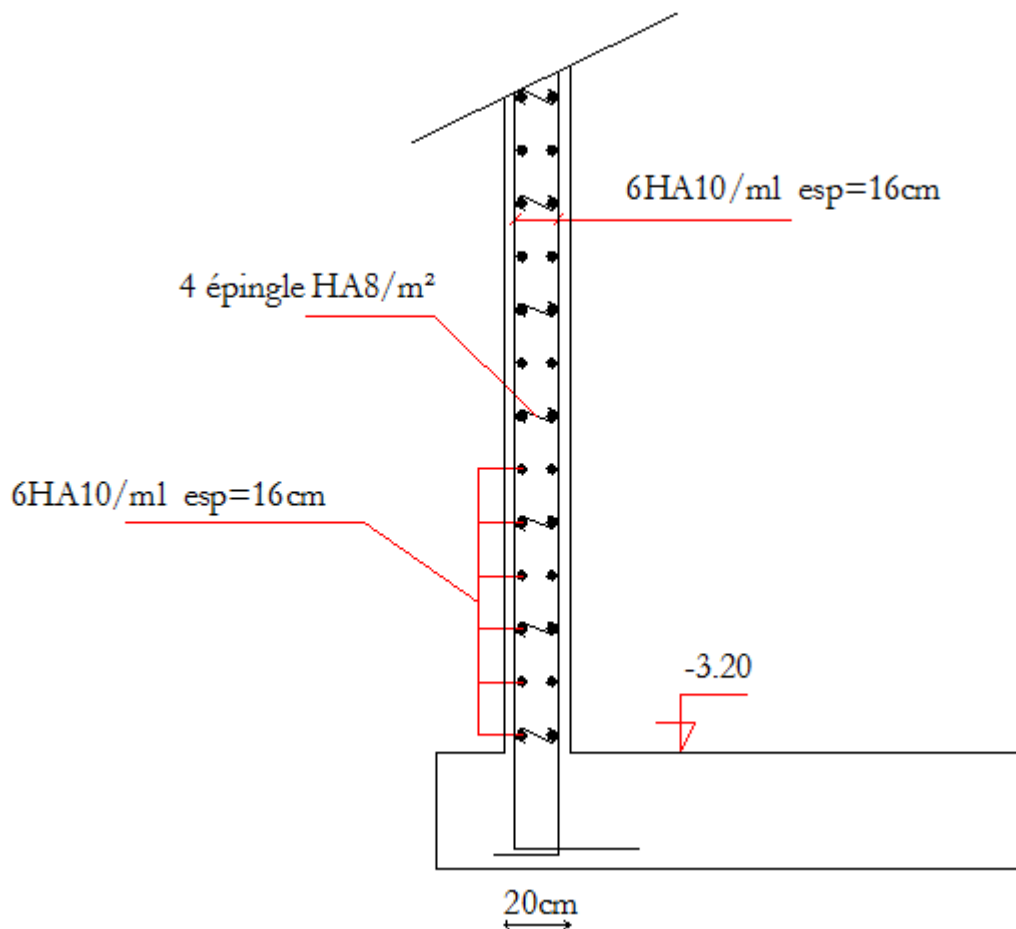


Figure VII. 3 : Schéma de ferrailage de mur plaque.

Chapitre VIII

Étude de l'infrastructure

VIII.1) Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Nous pouvons classer les fondations en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII.2) Étude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol}=2.50$ bars.
- Une profondeur de **D=2m**.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.3) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage.
- Les caractéristiques du sol.
- La facilité de réalisation.
- La raison économique.

VIII.3.1) 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.

$$A. B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1 \Rightarrow A=B \text{ (Poteau carrée).}$$

D'où:
$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser}=1300.359\text{KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa.}$$

$$A = B = 2.27\text{m}$$

Conclusion : L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors on a opté pour des semelles filantes.

VIII.3.2) Semelles filantes

VIII.3.2.1) Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \geq \sigma_{sol} \longrightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \geq \sigma_{sol}$$

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur du voile.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant:

Voiles	$N_s(KN)$	L (m)	B (m)	$S=B.L (m^2)$
VL1	281.779	1	1.13	1.13
VL2	259.700	1	1.04	1.04
VL3	263.718	1	1.05	1.05
VL4	258.364	1	1.03	1.03
VL5	265.500	1	1.06	1.06
VL6	261.141	1	1.04	1.04
VL7	265.573	1	1.06	1.06
VL8	261.235	1	1.04	1.04
				8.45 m ²

Tableau VIII. 1: Surface des semelles filantes sous voiles, sens longitudinal

La surface des semelles filantes sous les voiles dans le sens longitudinal est: $S_t = 8.45 \text{ m}^2$.

Voiles	$N_s(KN)$	L (m)	B (m)	$S=B.L (m^2)$
VT1	157.776	1.5	0.42	0.63
VT2	178.896	1.5	0.47	0.70
VT3	157.893	1.5	0.42	0.63
VT4	428.395	1.5	1.14	1.71
				3.67 m ²

Tableau VIII. 2 : Surface des semelles filantes sous voiles, sens transversal.

La surface des semelles filantes sous les voiles dans le sens transversal est: $S_t = 3.67 \text{ m}^2$.

La surface totale des semelles filantes sous voiles est:

$$S_v = 8.45 + 3.67 = 12.12 \text{ m}^2.$$

VIII.3.2.2) Semelles filantes sous poteaux

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Poteaux	N (kN)	M (kN.m)	ei(m)	Ni × ei (KN.m)
P1	646.786	9.307	-7.15	-4624.519
P2	964.564	4.870	-4.15	-4002.940
P3	1300.359	3.155	-0.15	-195.053
P4	936.260	4.795	3.85	3604.601
P5	302.494	6.794	7.15	2162.832
somme	4150.463	28.921	/	-3055.079

Tableau VIII. 3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

N et M: les efforts internes donnés par logiciel robots

ei: excentricité par rapport à Y-Y

La charge totale transmise par les poteaux est: **Nt** = 4150.463(kN)

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{-3055.079 + 28.921}{4150.463} = -0.729 \text{ m}$$

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

- **Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :**

$$e = -0.729 < \frac{14.3}{6} = 2.38 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{4150.463}{14.3} \left(1 + \frac{6.(-0.729)}{14.3}\right) = 201.46 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{4150.463}{14.3} \left(1 - \frac{6.(-0.729)}{14.3}\right) = 379.01 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{4150.463}{14.3} \left(1 + \frac{3.(-0.729)}{14.3}\right) = 245.85 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle:**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{245.85}{250} = 0.983 \text{ m}$$

On prend : $B=1\text{m}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n = 1 \times 14.3 \times 4 = 57.2 \text{ m}^2$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$ST = S_v + S_p = 12.12 + 57.2 = 69.32 \text{ m}^2$$

$$\frac{ST}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{69.32}{376.3} = 0.18$$

Conclusion : La surface totale des semelles filantes inférieure à 50% de la surface du sol d'assise ($ST_{\text{semelles}} < 50 \% ST_{\text{bâtiment}}$) alors on opte pour des semelles filantes.

VIII.4) Dimensionnement de la semelle

Hauteur de la semelle

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5$$

Avec :

B : largeur de la semelle.

b : côté du poteau.

$$h_s \geq \frac{100-45}{4} + 5 = 18.75 \text{ cm}$$

On prend : $h_s = 30 \text{ cm}$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$13.75 \leq d \leq 55$$

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

VIII.5) Ferrailage de la semelle dans le sens longitudinal

➤ **Armatures principales :**

$$A_{st} = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec } N_u = 1254.677 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{1254.677 \times 10^3 \times (1000 - 450)}{8 \times 250 \times 348} = 826.2 \text{ mm}^2 = 8.26 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 6HA14/ml = 9.24 cm²/ml avec un espacement de 16 cm.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st} \times B}{4} = \frac{9.24 \times 1}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 4HA10 = 3.14 cm².

VIII.6) Dimensionnement de la poutre de rigidité

La hauteur : $\frac{L}{9} < h_p < \frac{L}{6}$

La largeur : $\frac{1}{3} h_p < b_p < \frac{2}{3} h_p$

L : étant la plus grande portée dans le sens considéré :

$$\frac{400}{9} < h_p < \frac{400}{6}$$

$$0.44 < h_p < 0.66 \longrightarrow h_p = 60 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{3} \times 60 < b_p < \frac{2}{3} \times 60$$

$$20 < b_p < 40 \longrightarrow b_p = 40 \text{ cm}$$

Les efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELU :

Poteaux	N (kN)	M (kN.m)	ei(m)	Ni × ei (KN.m)
P1	895,033	13.131	-7,15	-6399,486
P2	1080,897	4.875	-4,15	-4485,7226
P3	1254,677	-6.026	-0,15	-188,20155
P4	979,012	14.838	3,85	3769,1962
P5	421,674	-9.617	7,15	3014,9691
somme	4631,293	17.201	/	-4289,2448

Tableau VIII. 4: Résultante des charges sous poteaux à l'ELU.

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{-4289,2448 + 17.201}{4631,293} = -0.92m$$

Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4631,293}{14.3} \left(1 + \frac{3 \cdot (-0.92)}{14.3}\right) = 261.35 \text{ KN/ml}$$

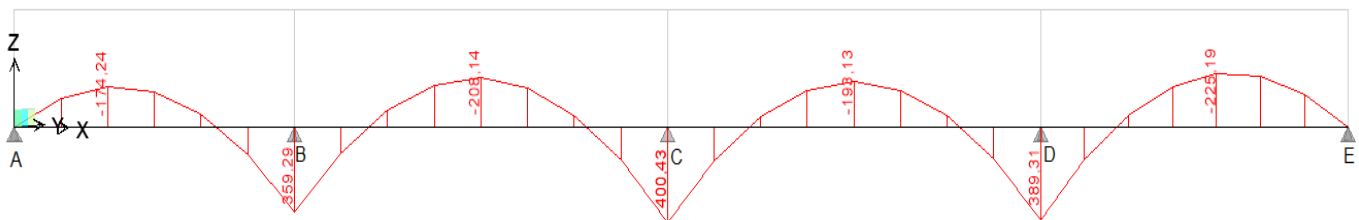


Figure VIII. 1: Diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELU.

Ferraillages de la poutre de rigidité aux appuis :

Appuis	Mt	μ	β	Ast	Amin	observation	Adoptée (cm ²)
B	359.29	0.208	0.882	21.28	2.65	Ast > A _{min}	4HA20+4 HA20=25.13
C	400.43	0.232	0.866	24.15	2.65	Ast > A _{min}	4HA20+4 HA20=25.13
D	389.31	0.226	0.870	23.37	2.65	Ast > A _{min}	4HA20+4 HA20=25.13

Tableau VIII. 5 : Ferraillage du libage aux appuis.

Ferraillages de la poutre de rigidité en travée :

Travées	Mt	μ	β	Ast	Amin	observation	Adoptée (cm ²)
A-B	174.24	0.102	0.946	9.62	2.65	Ast > A _{min}	4HA16+4HA14=14.20
B-C	208.14	0.122	0.935	11.63	2.65	Ast > A _{min}	4HA16+4HA14=14.20
C-D	193.13	0.112	0.940	10.73	2.65	Ast > A _{min}	4HA16+4HA14=14.20
D-E	225.19	0.130	0.930	12.65	2.65	Ast > A _{min}	4HA16+4HA14=14.20

Tableau VIII. 6: Ferraillage du libage en travée.

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot f_{su}}$$

VIII.7) Vérification à l'ELU

❖ Condition de non fragilité Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99):

$$A_{min} = \frac{0,23bd \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 55 \times 2,1}{400} = 2,65$$

Aux appuis: $A_{adopté} = 25,13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travée : $A_{adopté} = 14,20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

❖ Influence de l'effort tranchant :

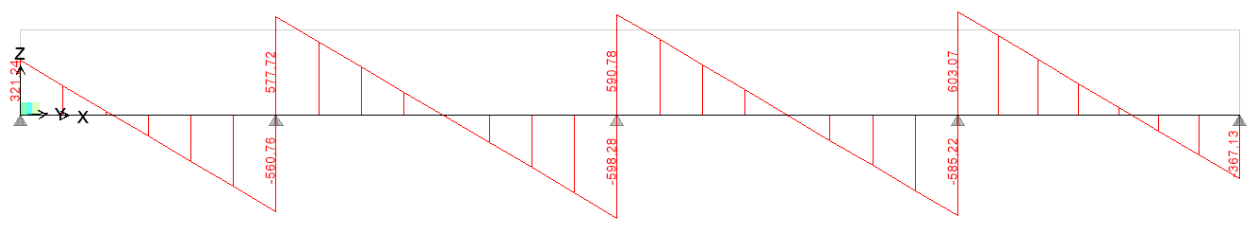


Figure VIII. 2: Diagramme des efforts tronçon de la poutre de rigidité à l'ELU.

🚧 Influence sur le béton : (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On doit vérifier :

$$T_u^{max} \leq 0,40 \frac{0,9 \times f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b} = 0,40 \frac{0,9 \times 25 \times 0,40 \times 0,55 \times 10^3}{1,5} = 1320 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = 603.07 \text{ kN} \leq 1320 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

🚧 Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 Modifiée 99) :

On doit vérifier :

- Si $T_u^{max} - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ donc la vérification n'est pas nécessaire.
- Si $T_u^{max} - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$ donc on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_{fe}} (T_u^{max} - \frac{M_u}{0.9 \times d})$

$$603.07 - \frac{400.43}{0.9 \times 0.55} < 0 \text{ donc la vérification n'est pas nécessaire.}$$

❖ Vérification au cisaillement : (Art 5.1.1 BAEL 91/99) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{603.07 \times 10^3}{400 \times 550} = 2.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification d'adhérence et entrainement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} = \frac{603.07 \times 10^3}{0.9 \times 550 \times 502.4} = 2.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times (2+2) = 50.24 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se}=2.42 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min (14\text{mm}; 17.14 \text{ mm} ; 40\text{mm})$$

ϕ_t : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal.

On adopte un diamètre $\phi_t = 8\text{mm}$

❖ **Condition d'espacement des barres (Art A.5.1.22 BAEL91 modifiée 99) :**

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (49.5\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

❖ **Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2) :**

🚧 **Calcul des armatures longitudinales (RPA 99 Art 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_l = 4\text{HA}20 + 4 \text{ HA}20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 40 \times 60 = 12 \text{ cm}^2$$

D'où : $A_l = 25.13 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 12 \text{ cm}^2$ Condition est vérifiée.

🚧 **Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**

Armatures transversales minimales :

$$A_{tmin} = 0.003 \times St \times b$$

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (15 ; 16.8) \text{ On prend } St = 10 \text{ cm}$$

$$A_{tmin} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30\text{cm} \text{ On prend } St = 15\text{cm}$$

$$A_{tmin}=0,003 \times 15 \times 40=1.8 \text{ cm}^2.$$

Donc on optera pour trois cadres soit : $A_t= 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Délimitation de la zone nodale: (Art 7.4.2.1 RPA 99/2003).

Dans le cas des poutres, la longueur de la zone nodale (L') est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$L'=2 \times h=2 \times 60=1.2\text{m}$$

Avec :

L' : longueur de la zone nodale

h : hauteur du libage

VIII.8) Vérification à l'ELS

Poteaux	N (kN)	M (kN.m)	ei(m)	Ni × ei (KN.m)
P1	646,786	9.307	-7,15	-4624,52
P2	964,564	4.870	-4,15	-4002,941
P3	1300,359	3.155	-0,15	-195,0539
P4	936,26	4.795	3,85	3604,601
P5	302,494	6.794	7,15	2162,8321
somme	4150.463	28.921	/	-3055,081

Tableau VIII. 7: Efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS.

$$e=\frac{\sum N_i.e_i+\sum M_i}{\sum N_i}=\frac{-3055.079+28.921}{4150.463}=-0.729\text{m}$$

Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{4150.463}{14.3} \left(1 + \frac{3.(-0.729)}{14.3}\right) = 245.85 \text{ KN/ml}$$

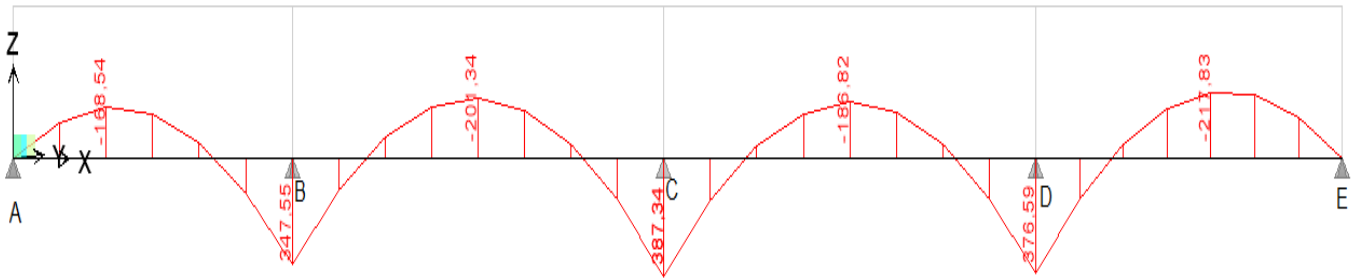


Figure VIII. 3: Diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELS.

❖ Vérification des contraintes :

- La contrainte dans les aciers doit vérifier cette relation :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_{e}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.859 \rightarrow \alpha_1 = 0.423$$

As : la section d'armatures adoptée.

{k1 ; β1} à partir des tableaux à l'ELS.

- la contrainte dans le béton doit vérifier cette relation : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

en travée	M	ρ	β_1	K1	A_s	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	vérification	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	vérification
A-B	168.54	0.647	0.882	27.37	14.20	244.67	348	CV	8.93	15	CV
B-C	201.34	0.647	0.882	27.37	14.20	292.28	348	CV	10.67	15	CV
C-D	186.82	0.647	0.882	27.37	14.20	271.20	348	CV	9.90	15	CV
D-E	217.83	0.647	0.882	27.37	14.20	316.22	348	CV	11.55	15	CV

Tableau VIII. 8: vérification de la contrainte en travée.

Aux appuis	M	ρ	β_1	K1	A_s	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	vérification	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	vérification
A	347.55	1.140	0.854	22.25	25.13	294.44	348	CV	13.23	15	CV
B	387.34	1.140	0.854	22.25	25.13	321.15	348	CV	14.43	15	CV
C	376.59	1.140	0.854	22.25	25.13	319.04	348	CV	14.33	15	CV

Tableau VIII. 9: Vérification de la contrainte aux appuis.

VIII.9) Ferrailage de la semelle sous voiles, sens longitudinal

Dimensionnement :

$$N_s = 281.779 \text{ KN} ; L = 1 \text{ m} ; \sigma_{sol} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_s}{S} \geq \sigma_{sol} \quad \frac{G+Q}{B \times L} \geq \sigma_{sol}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{281.779}{250 \times 1} = 1.12 \text{ m}$$

On prend : $B = 150 \text{ cm}$

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{150-20}{4} + 5 = 37.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = \frac{281.779}{1.5 \times 1} = 187.85 \text{ KN/m}^2 \leq 250 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m.

L'effort normal max des voiles longitudinaux à L'ELU : $N_u = 1284.603 \text{ KN}$

$$M_u = \frac{N_u(B-b)^2}{8 \times B} \Rightarrow M_u = \frac{1284.603(1.5-0.2)^2}{8 \times 1.5} = 180.91 \text{ KN.m}$$

$$A = \frac{Mu}{0.9d \times \sigma_s} \quad A = \frac{180.91}{0.9 \times 35 \times 348} = 16.50 \text{ cm}^2$$

On prend 6 HA20/ml = 18.85 cm²/ml avec un espacement de 16 cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{18.85 \times 1.5}{4} = 7.06 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 5 HA14/ml} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VIII.10) Ferrailage de la semelle sous voiles, sens transversal

Dimensionnement :

$$N_s = 428.395 \text{ KN} ; L = 1.5 \text{ m} ; \sigma_{sol} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_s}{S} \geq \sigma_{sol} \quad ; \quad \frac{G+Q}{B \times L} \geq \sigma_{sol}$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{428.395}{250 \times 1.5} = 1.14 \text{ m}$$

On prend : B = 150 cm

La hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{150-20}{4} + 5 = 37.5 \text{ cm}$$

On prend : h = 40 cm

Vérification de la contrainte du sol :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = \frac{428.395}{1.5 \times 1.5} = 190.39 \text{ KN/m}^2 \leq 250 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m.

L'effort normal max des voiles transversaux à L'ELU : Nu = 977.864 KN

$$Mu = \frac{Nu(B-b)^2}{8 \times B} \Rightarrow Mu = \frac{977.864(1.5-0.2)^2}{8 \times 1.5} = 137.71 \text{ KN.m}$$

$$A = \frac{M_u}{0.9d \times \sigma_s} \quad A = \frac{137.71}{0.9 \times 35 \times 348} = 12.56$$

On prend 4 HA20/ml = 12.57 cm²/ml avec un espacement de 25cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{12.57 \times 1.5}{4} = 4.71 \text{ On prend 5HA12/ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VIII.11) Ferrailage de la longrine

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher son déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à:

$$\text{Avec : } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés. α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99(Art 10.1.1) :

- (25cm x 30cm) : site de catégorie S2 et S3.
- (30cm x 30cm) : site de catégorie S4.

Dans notre cas on opte pour : (25× 30) cm².

❖ **Armatures longitudinales :**

$$N_u = 1300,359 \text{ KN}$$

$$\alpha = 12 \text{ (zone : IIa ; site : 3)}$$

$$F = \frac{1300,359}{12} = 108.36 \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{108.36 \times 10}{348} = 3.11 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14=4,62 cm².

❖ **Armatures longitudinales minimales :**

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min (14\text{mm}; 8.5 \text{ mm} ; 25\text{mm}) = 8,5 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

❖ **Armatures transversales minimales :**

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

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min (7.5 ; 16.8) \text{ On prend } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0.53 \text{ cm}^2.$$

- **Zone courante :**

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

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Donc on optera pour Trois cadres soit : $A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

❖ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min (20\text{cm}; 15\phi) = 20\text{cm}$$

• Aux appuis :

$$S_t = 7 \text{ cm} < 20\text{cm}$$

- En travée :

$$St = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

VIII.12) Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pré dimensionné l'infrastructure dont la semelle filante, la poutre de rigidité et la longrine; en effectuant un calcul des armatures appropriées afin d'assurer la répartition des charges sur le sol.

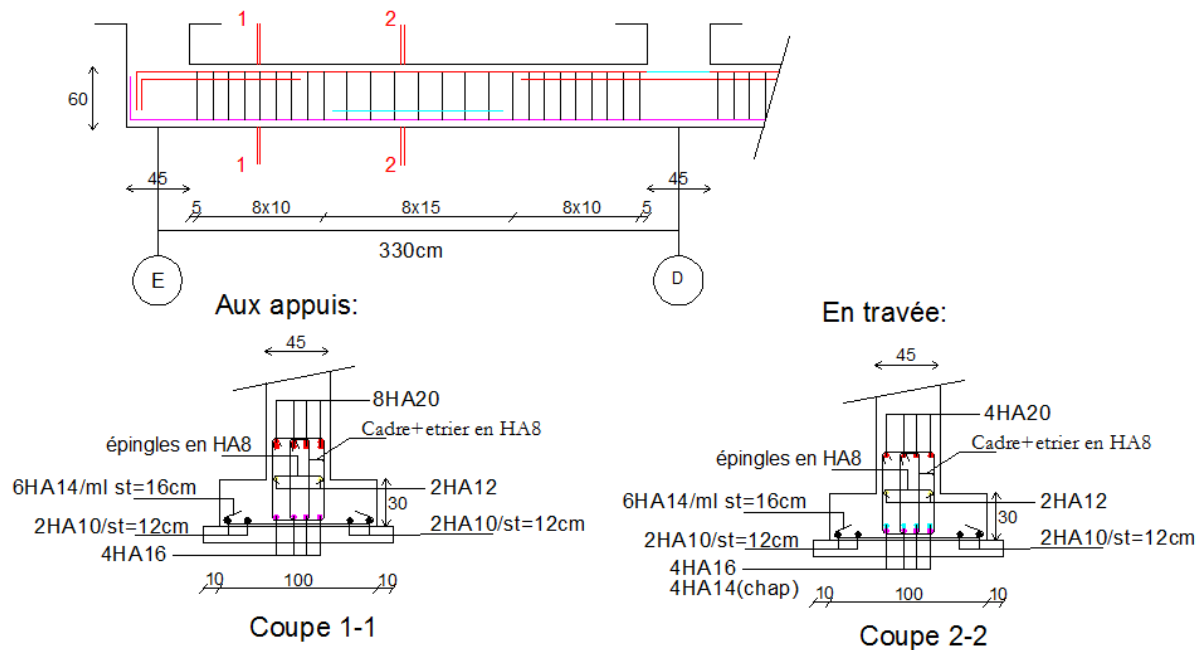


Figure VIII. 4: Schéma de ferrailage des fondations.

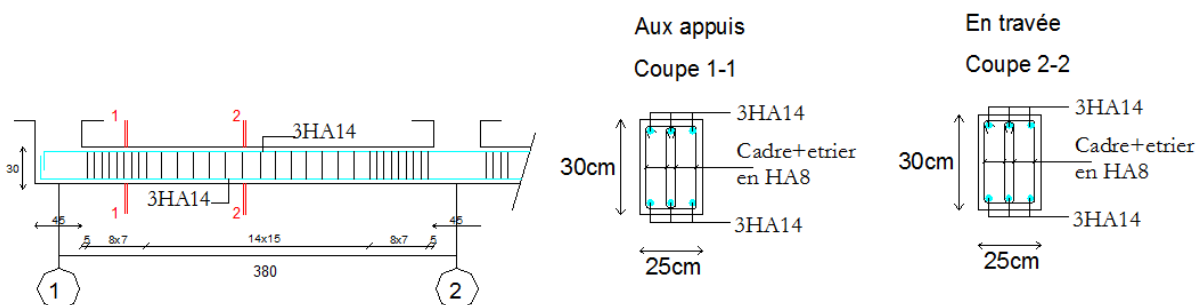
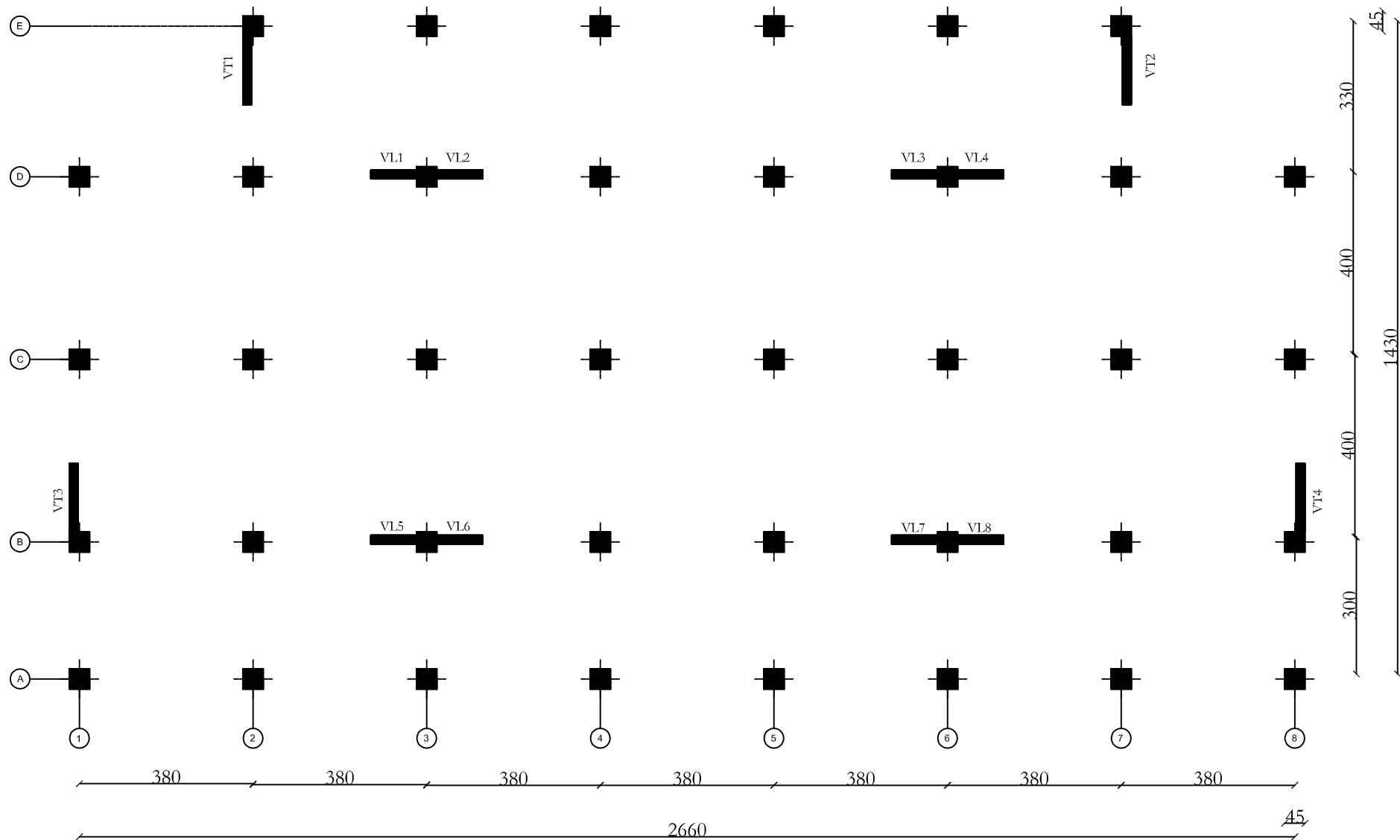
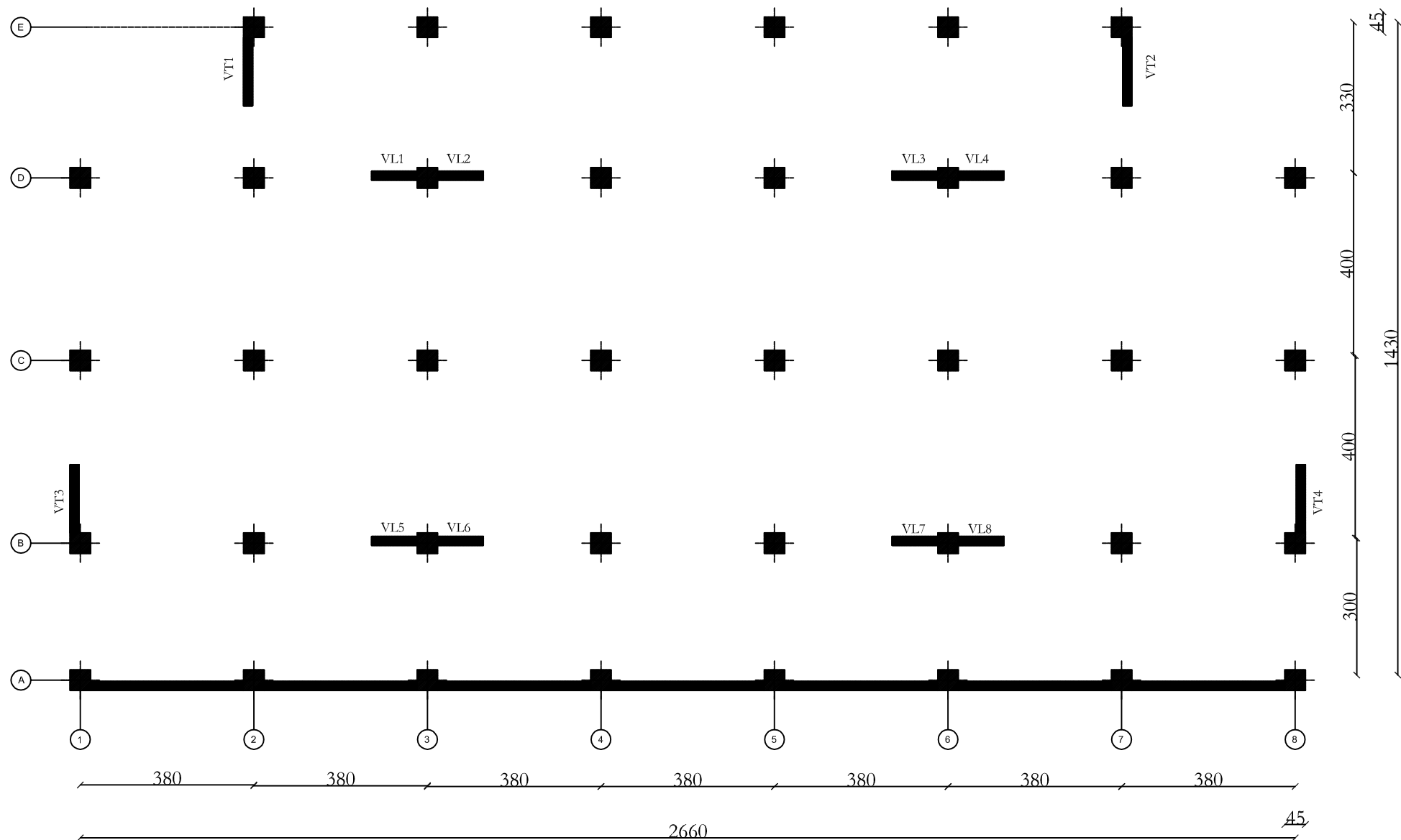


Figure VIII. 5: Schéma de ferrailage de la longrine.

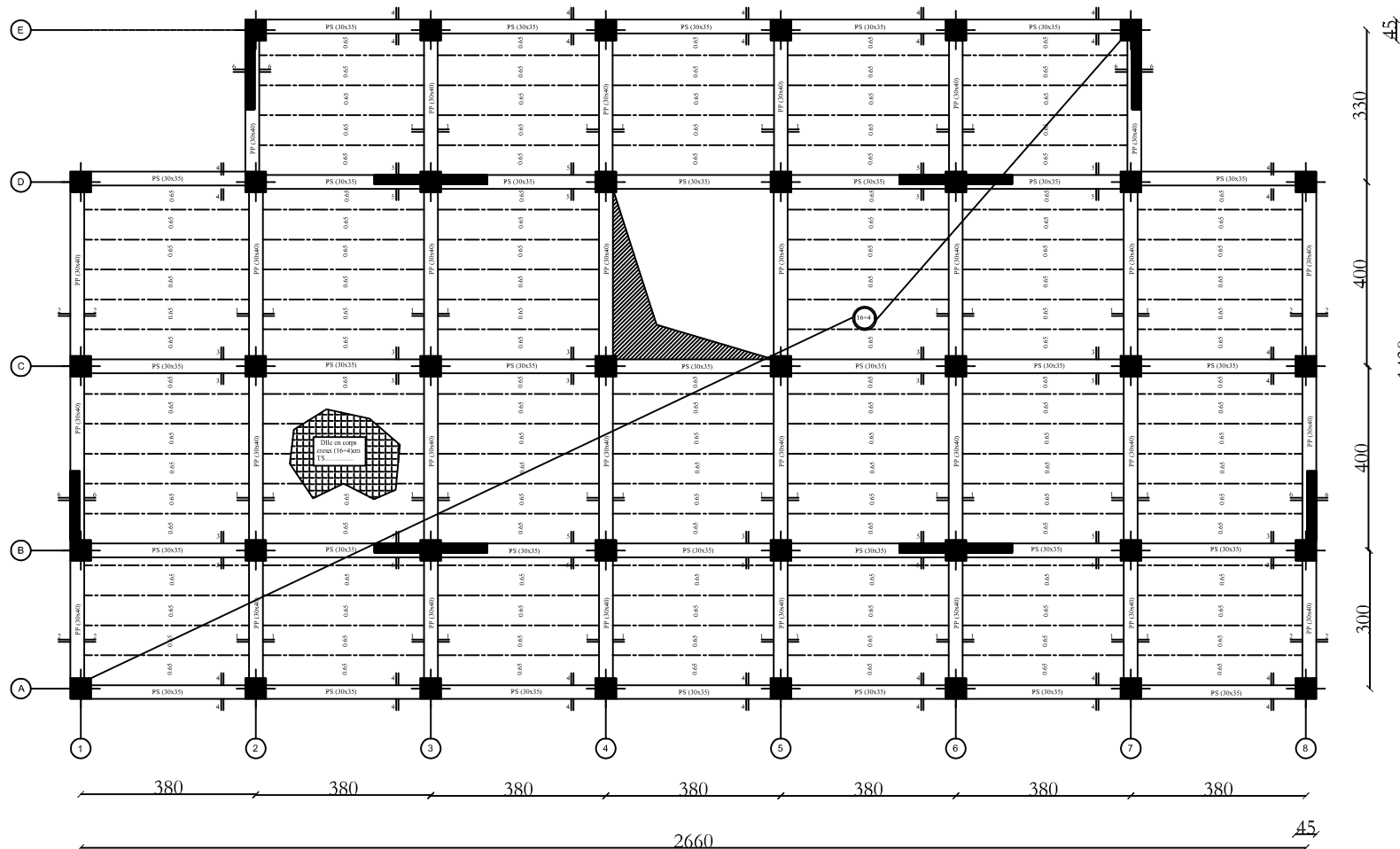
Plans D'exécution



DISPOSITION DES VOILES ETAGE COURANT

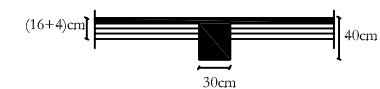


DISPOSITION DES VOILES DU S-SOL



PLAN DE COFFRAGE
S-Sol; RDC; 1er et 2ème étage

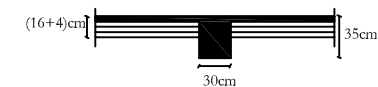
COUPE 1-1



COUPE 2-2



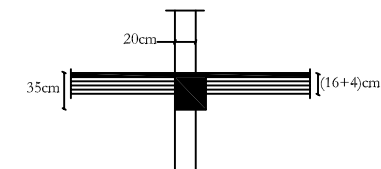
COUPE 3-3



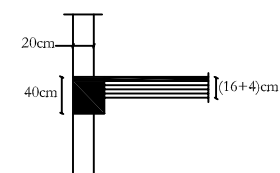
COUPE 4-4

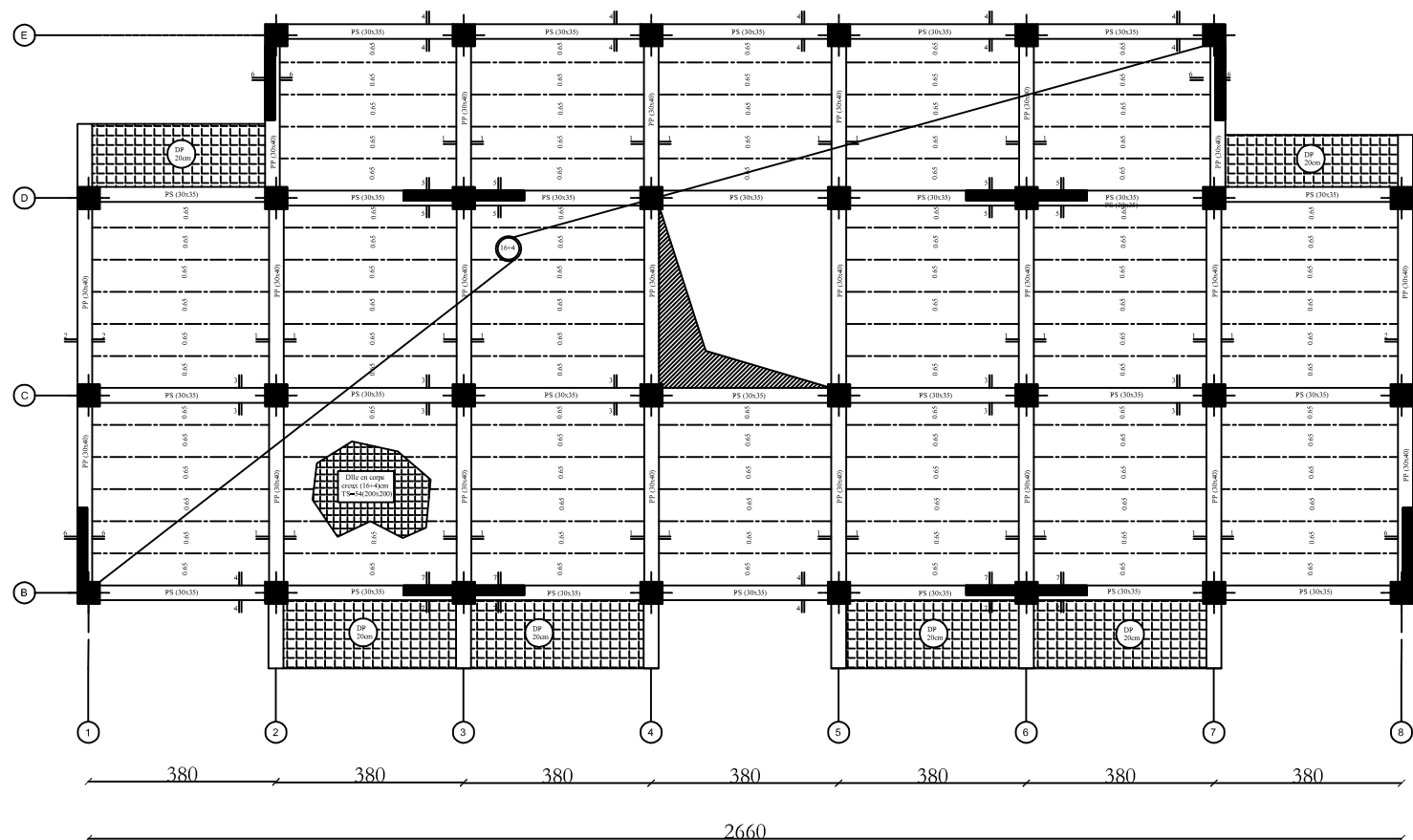


COUPE 5-5



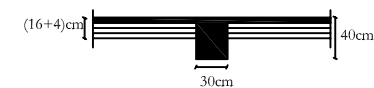
COUPE 6-6





PLAN DE COFFRAGE 3,4 et 5 ETAGES

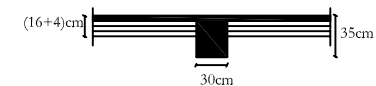
COUPE 1-1



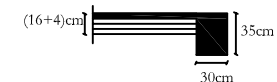
COUPE 2-2



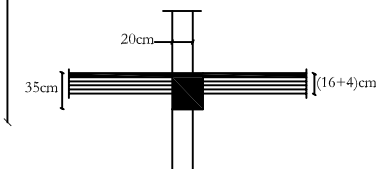
COUPE 3-3



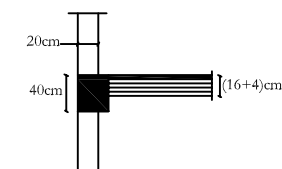
COUPE 4-4



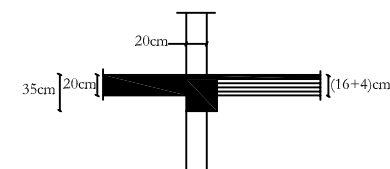
COUPE 5-5

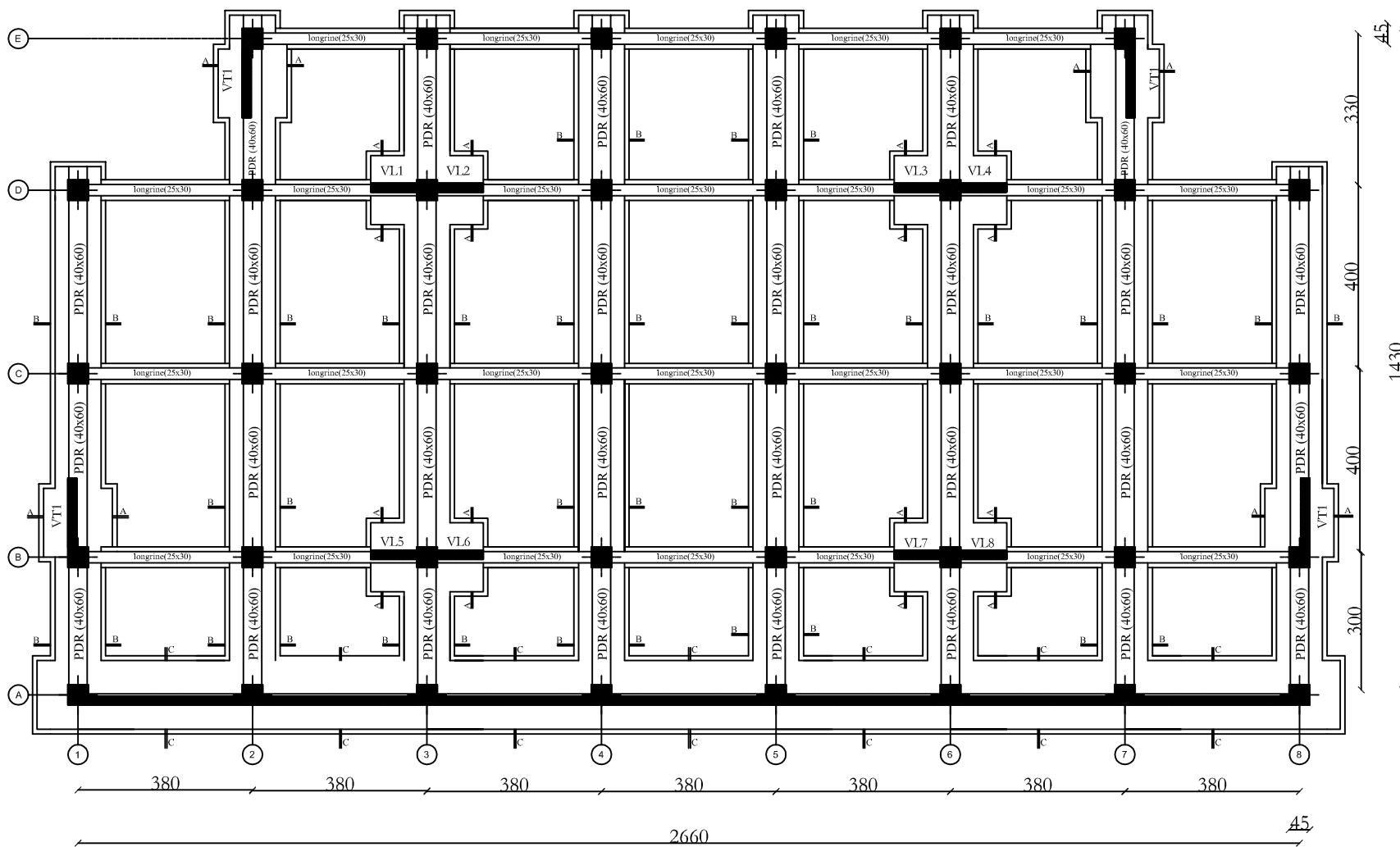


COUPE 6-6



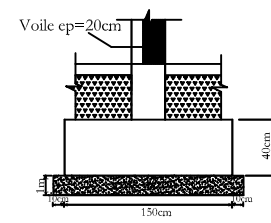
COUPE 7-7



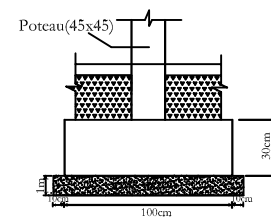


COFFRAGE DES FONDATIONS

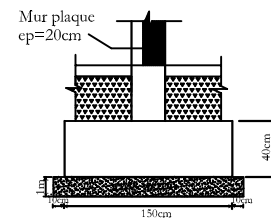
Coupe A-A

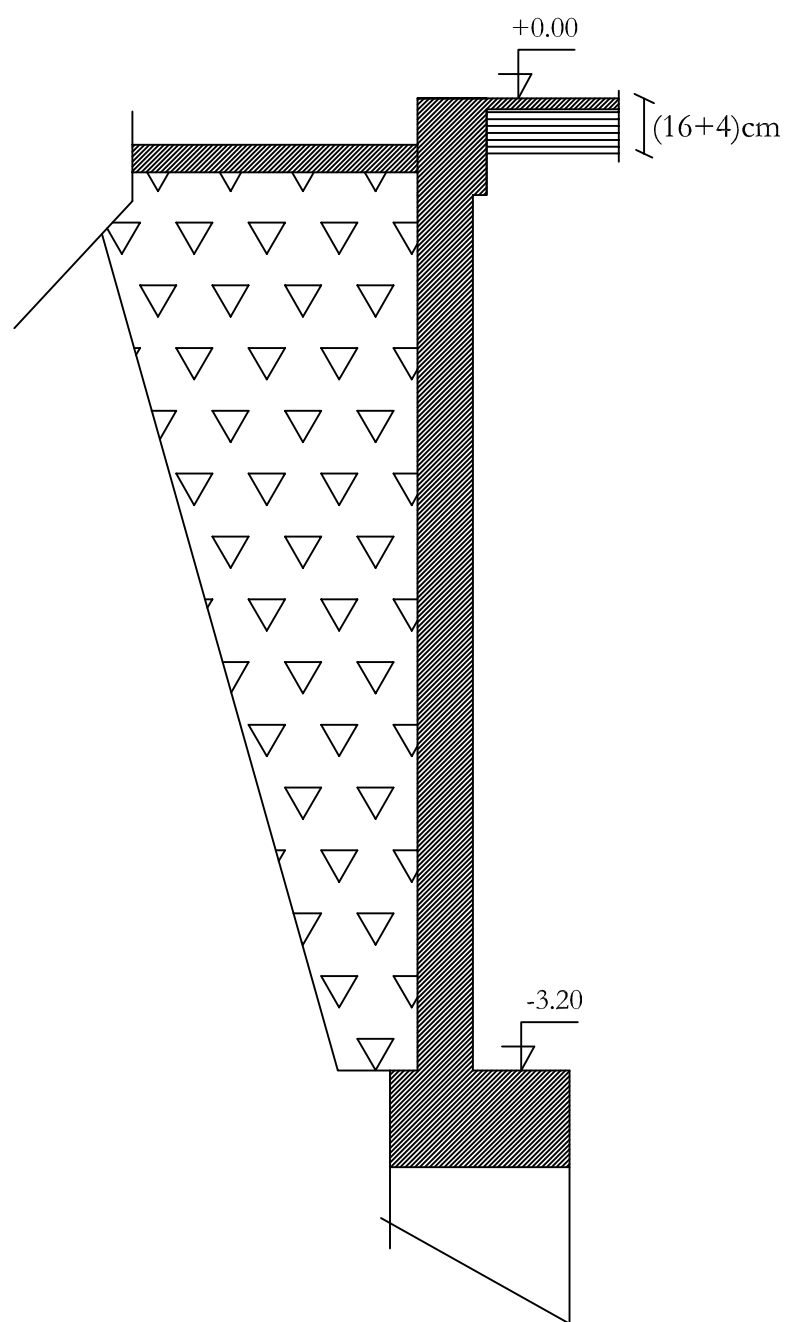
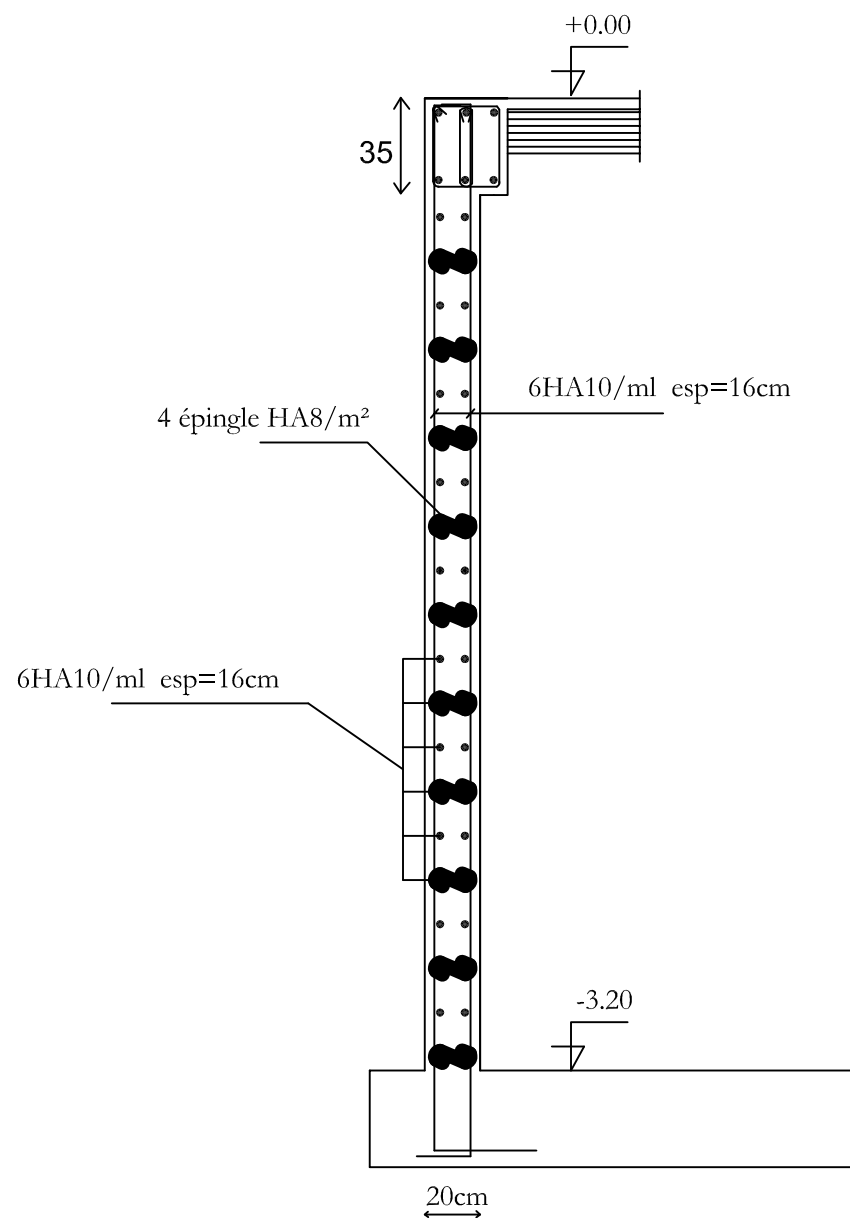


Coupe B-B



Coupe C-C





République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par:
 Mlle MEGOUAS HADJILA
 Mlle MEDJEK SORAYA

Dirigé par:
 Mme CHERIFI

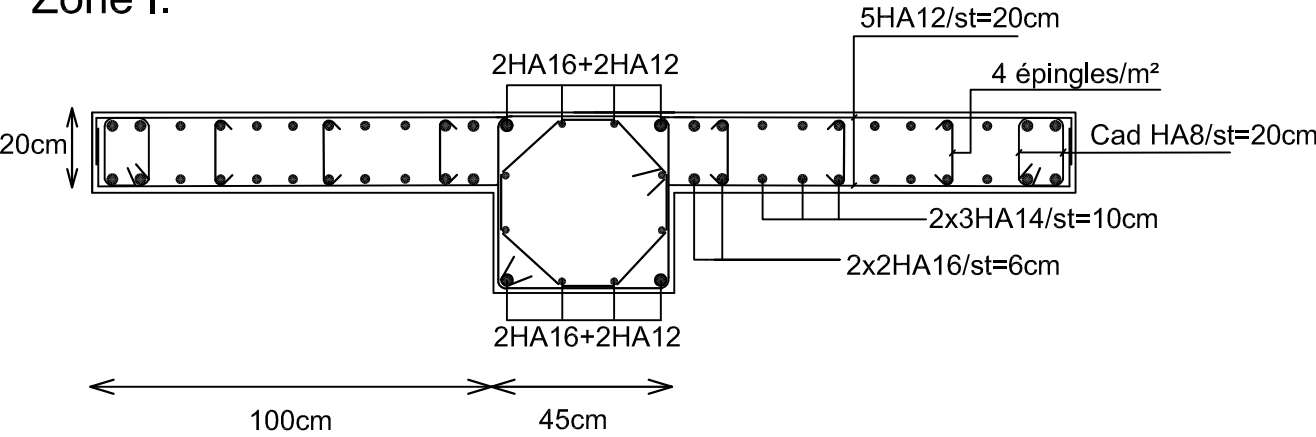
Plan de ferrailage du
 mur plaque

Echelle: 1/50

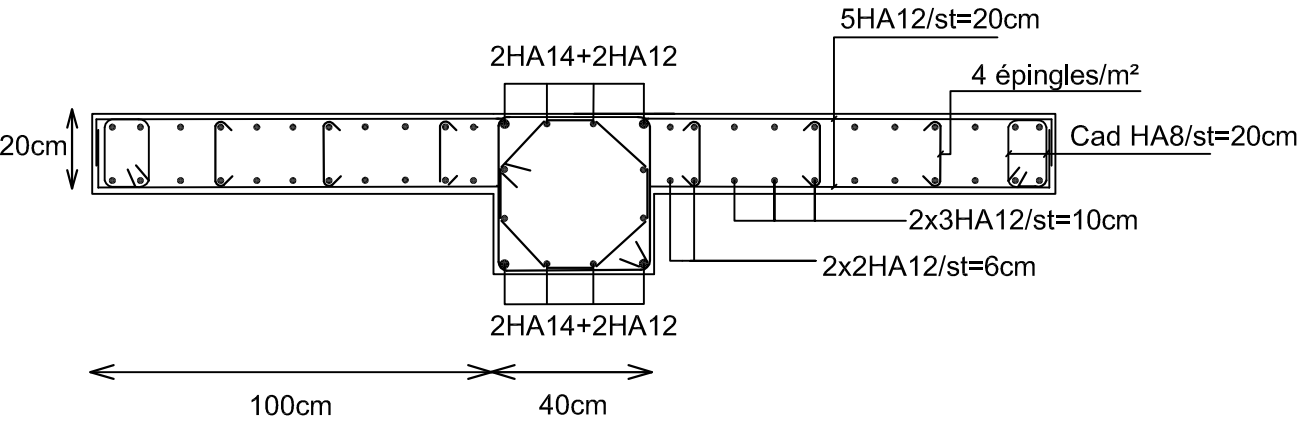
Février 2022

VL1,VL2,VL3,VL4,VL5,VL6,VL7,VL8 :

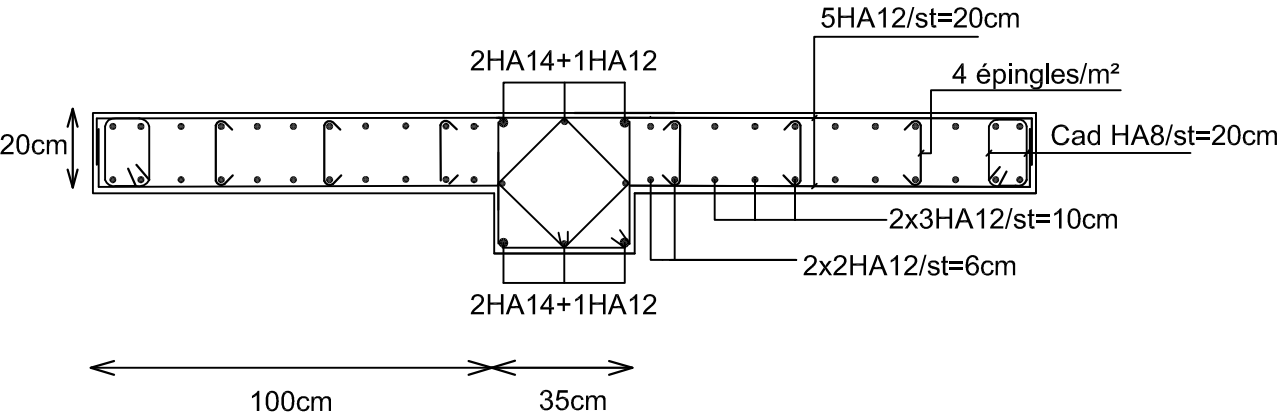
Zone I:



Zone II:

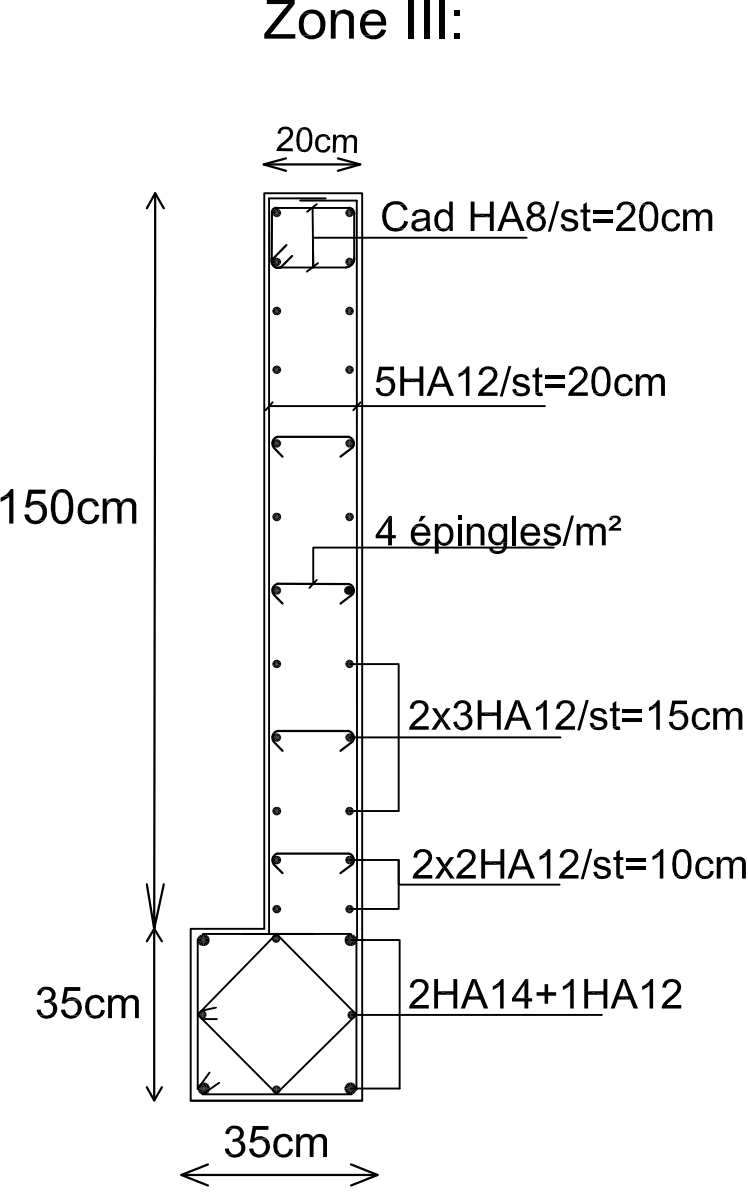
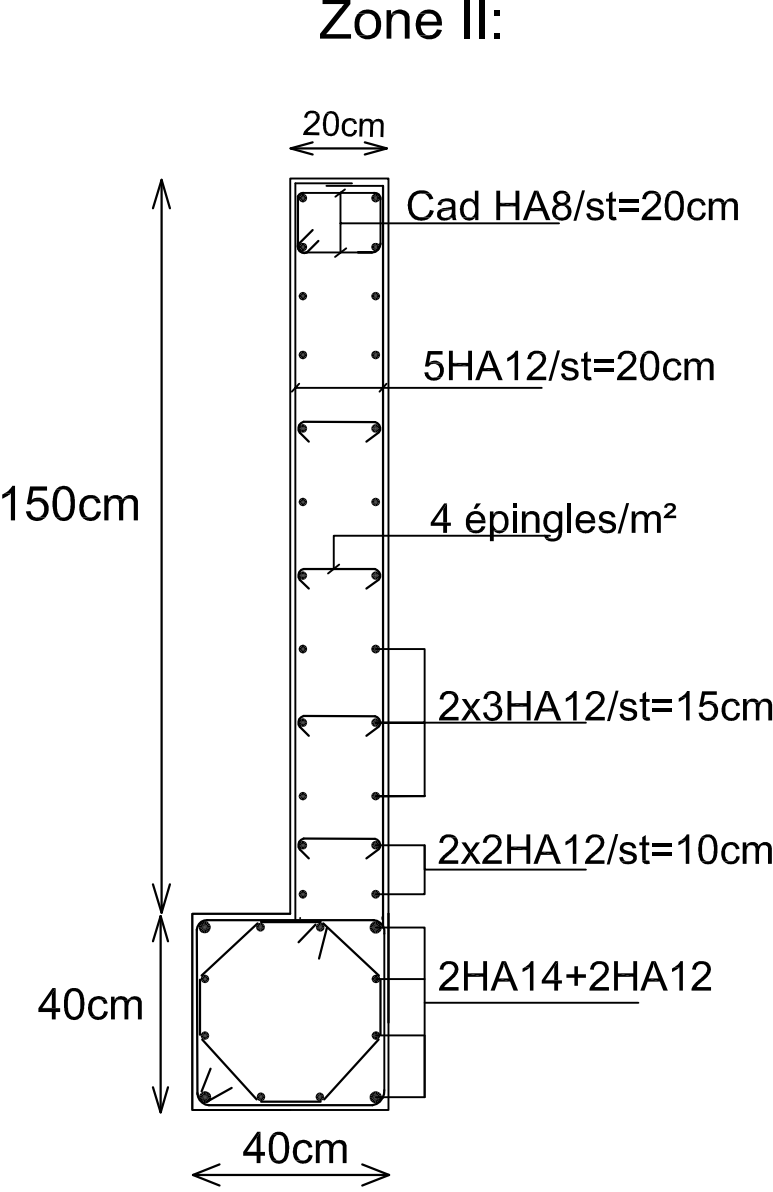
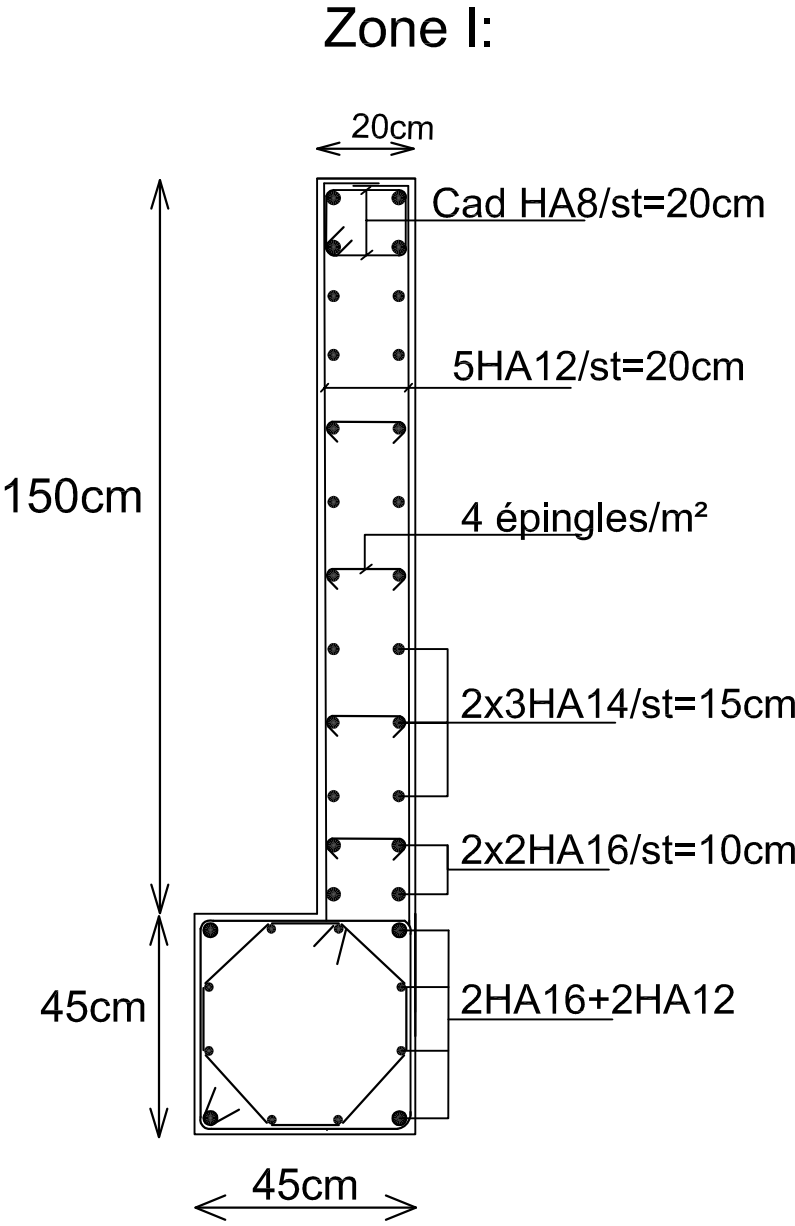


Zone III:



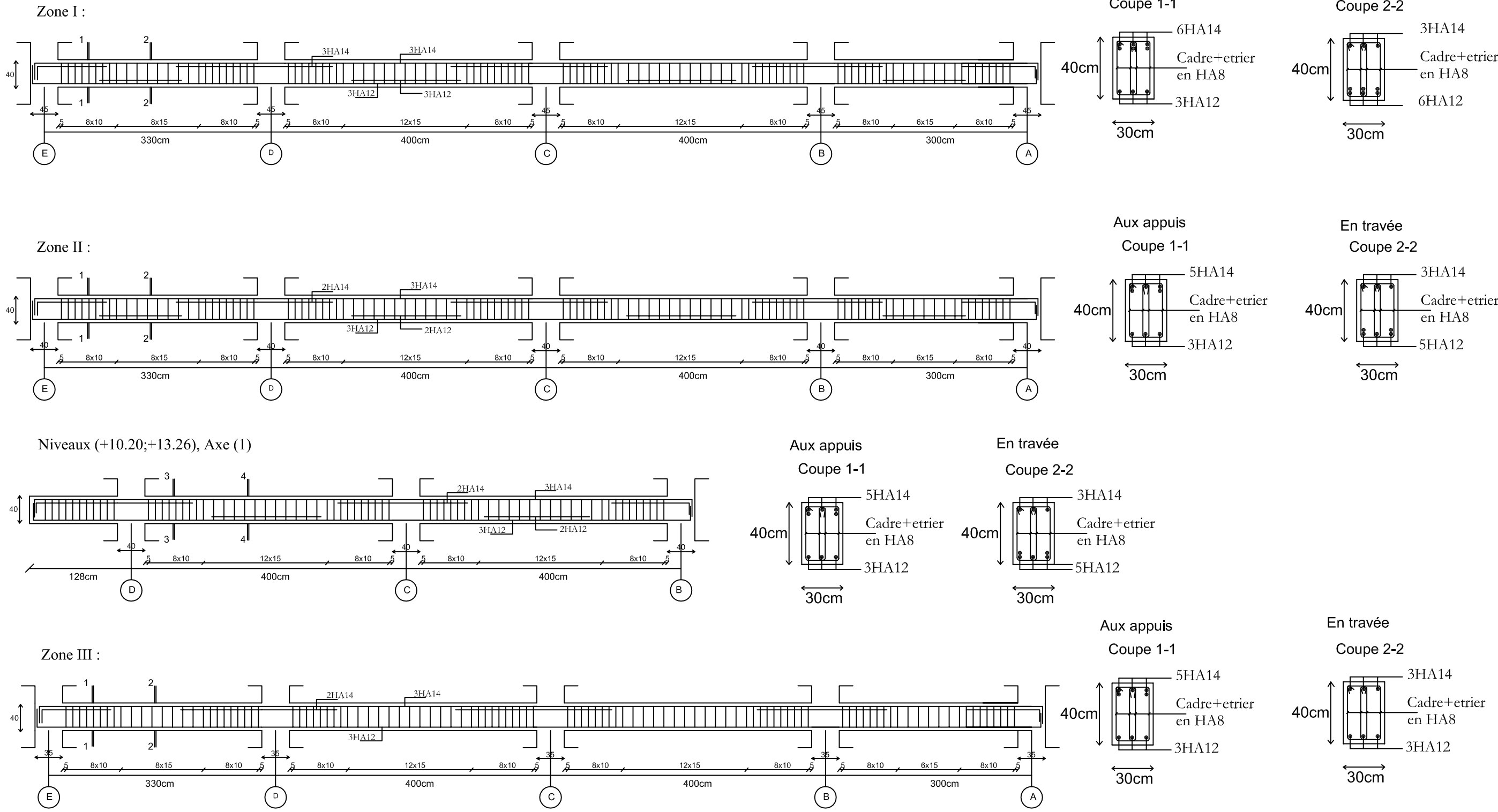
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mlle MEGOUAS HADJILA Mlle MEDJEK SORAYA	Plan de ferrailage des voiles longitudinaux	Echelle:1/50
Dirigé par: Mme CHERIFI		Février 2022

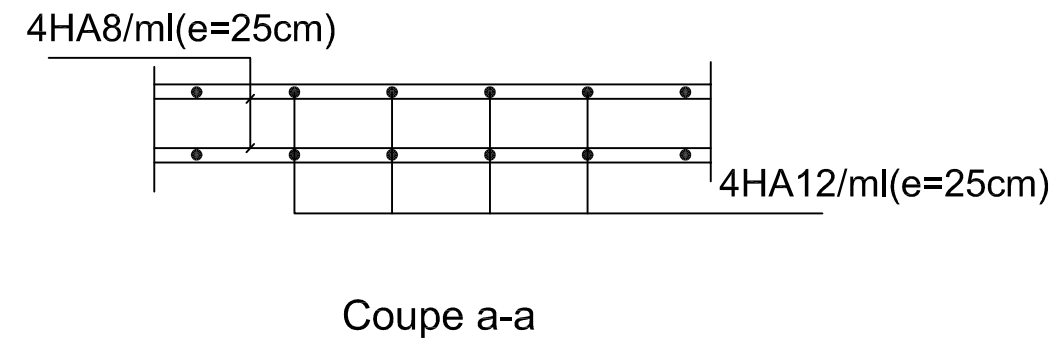
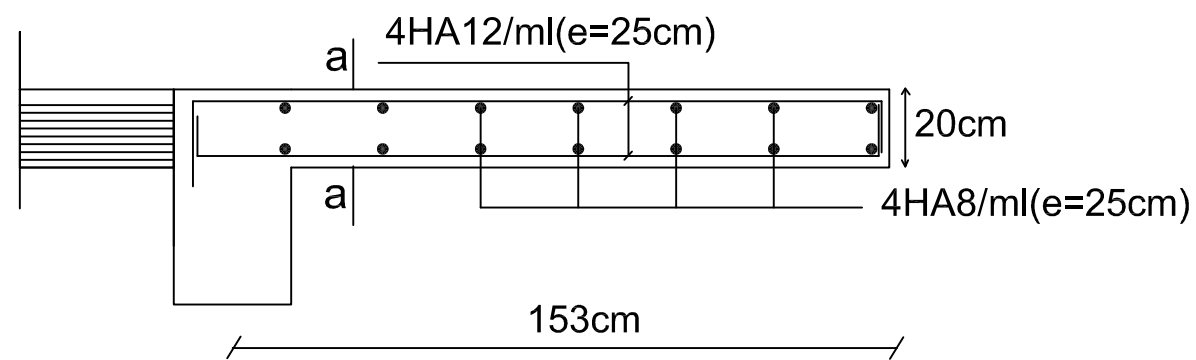
VT1,VT2,VT3,VT4 :



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mlle MEGOUAS HADJILA Mlle MEDJEK SORAYA	Plan de ferrailage des voiles transversaux	Echelle:1/50
Dirigé par: Mme CHERIFI		Février 2022

Poutres principales (30x40) :





République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par:

Mlle MEGOUAS HADJILA
 Mlle MEDJEK SORAYA

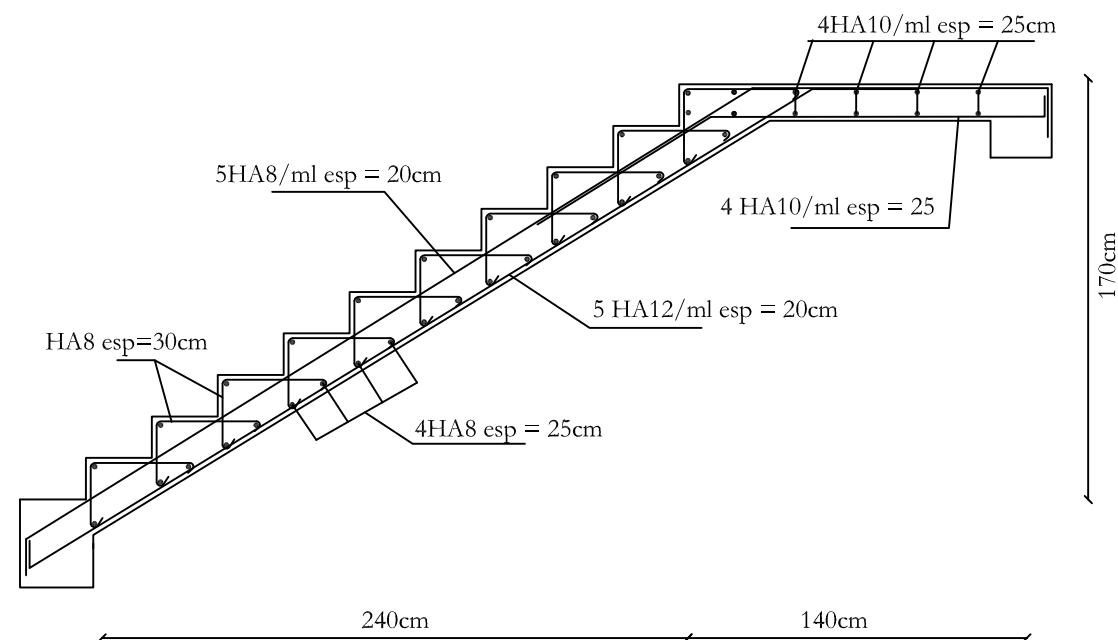
Dirigé par:

Mme CHERIFI

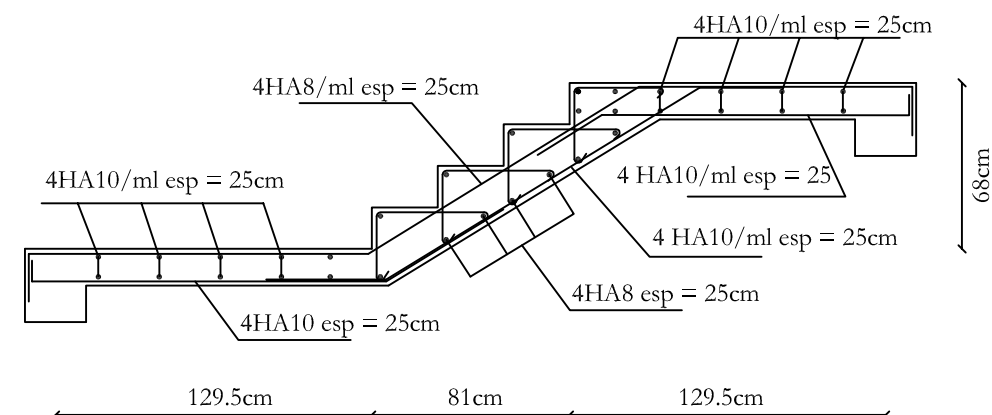
Plan de ferrailage du
 balcon

Echelle:1/50

Février 2022

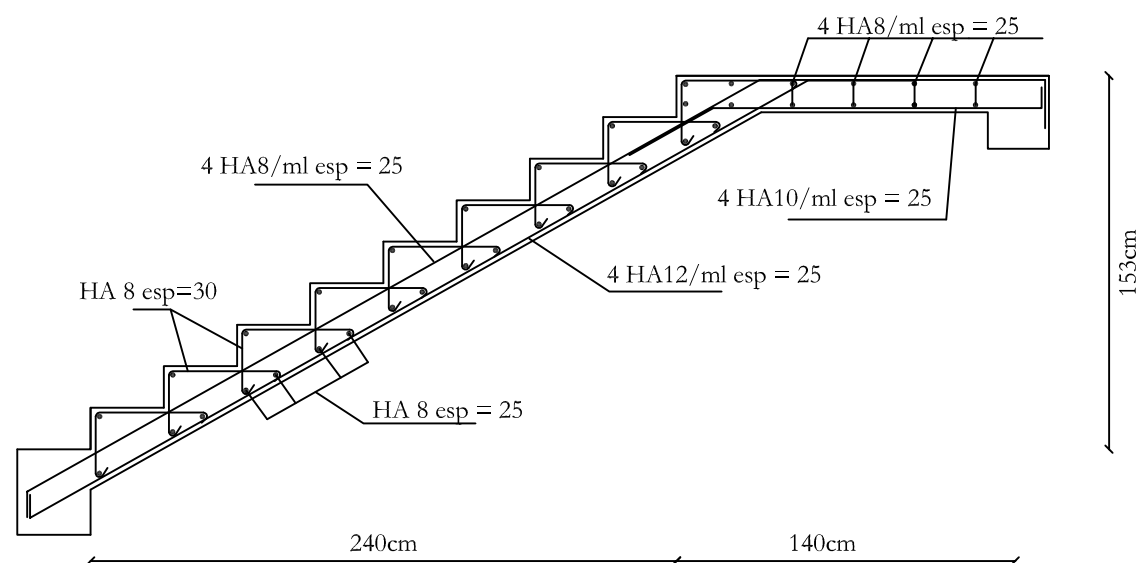


Volée 1 et 3



Volée 2

Ferrailage d'escalier de RDC



Ferrailage d'escalier des étages courants

République algérienne démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de T.O
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:

Mlle MEGOUAS HADJILA
Mlle MEDJEK SORAYA

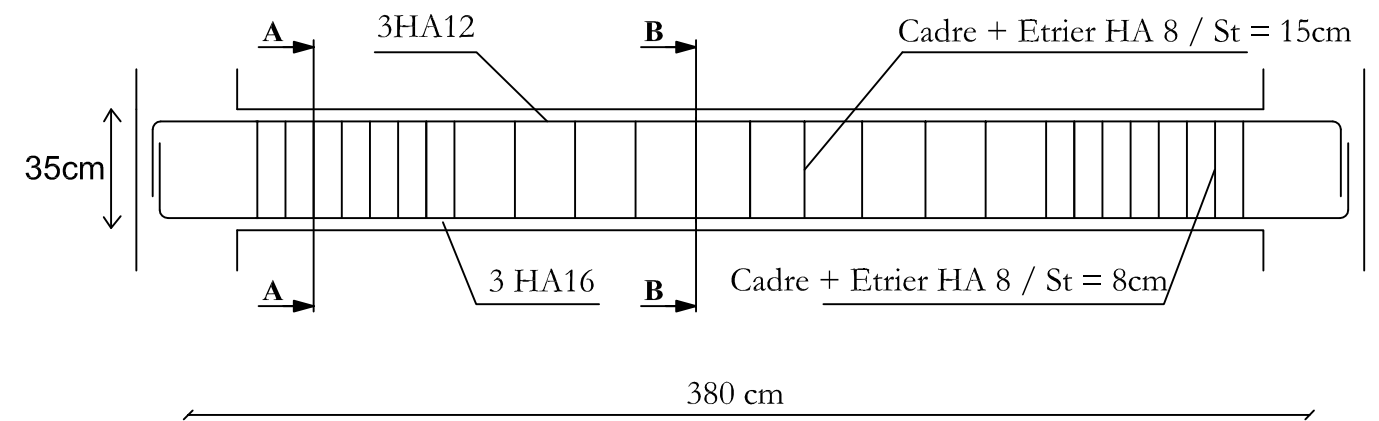
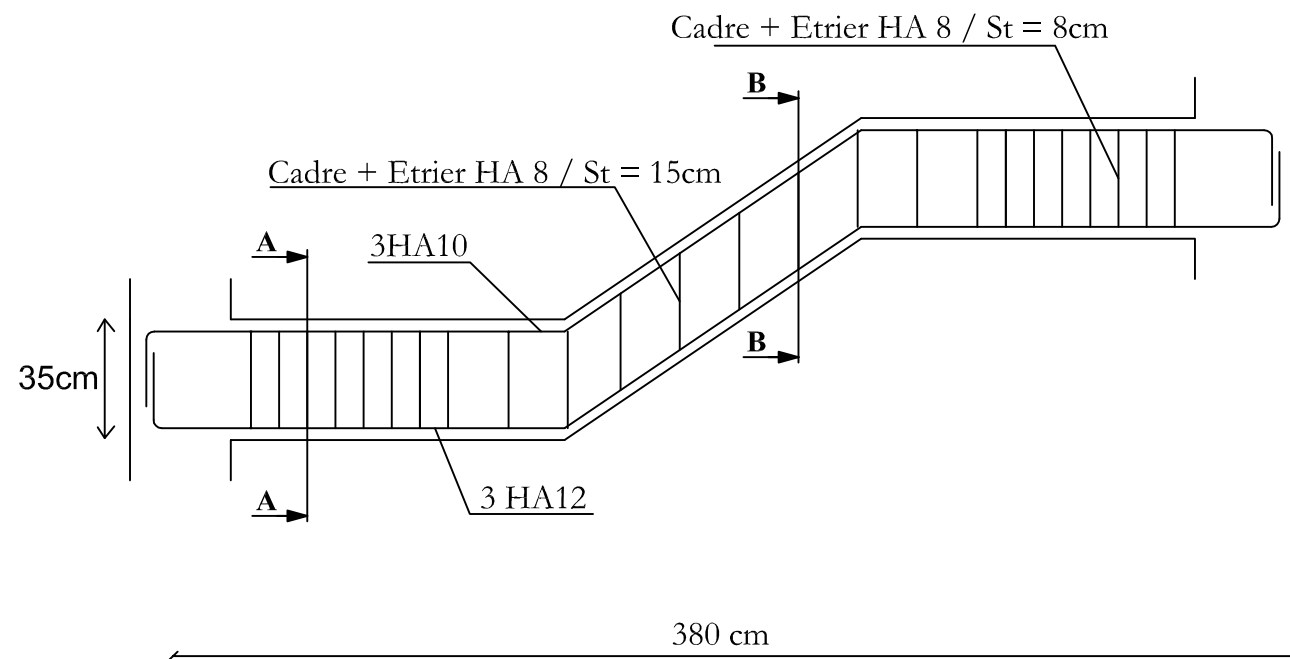
Dirigé par:

Mme CHERIFI

Plan de ferrailage des escaliers

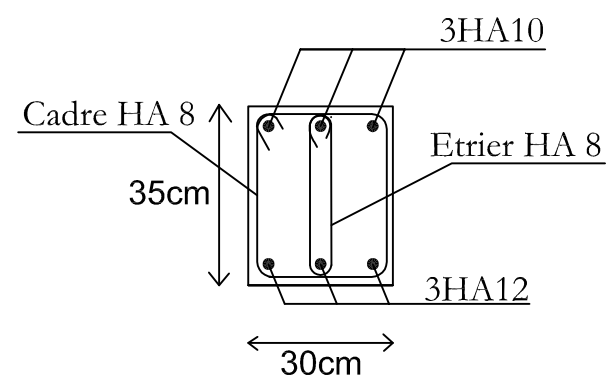
Echelle:1/50

Février 2022

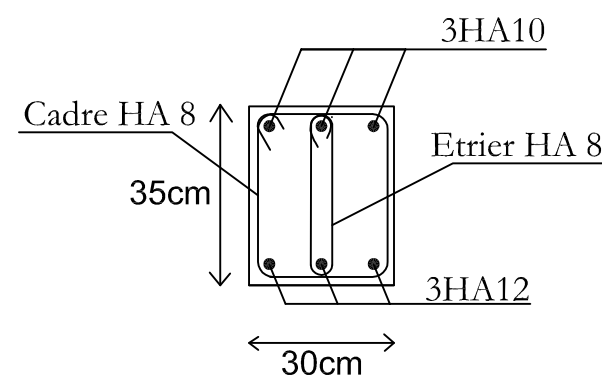


Aux appuis:

En travée:



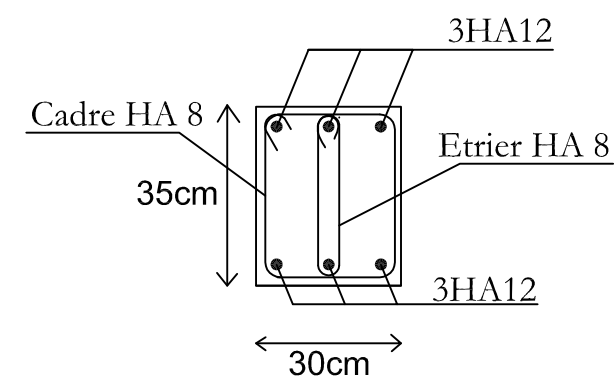
Coupe A-A



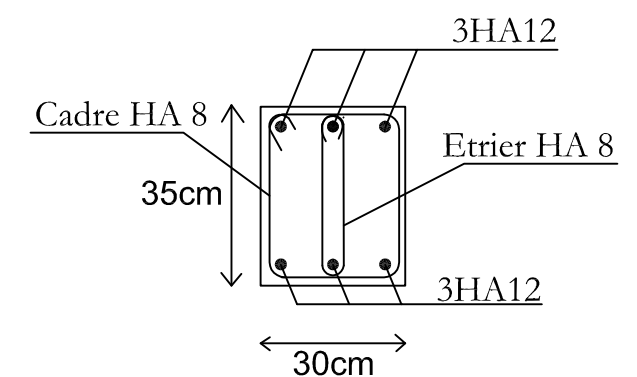
Coupe B-B

Aux appuis:

En travée:



Coupe A-A



Coupe B-B

Ferraillage de la poutre palière
étages courants

Ferraillage de la poutre palière
RDC

République algérienne démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de T.O
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par:

Mlle MEGOUAS HADJILA
Mlle MEDJEK SORAYA

Dirigé par:

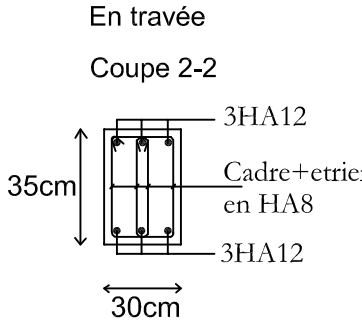
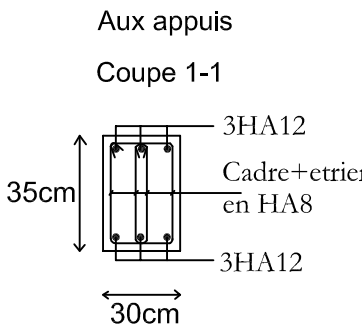
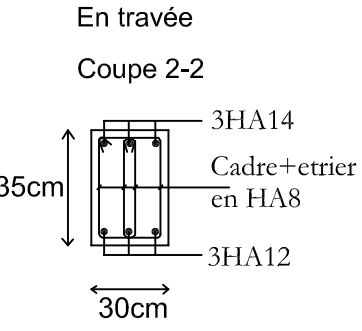
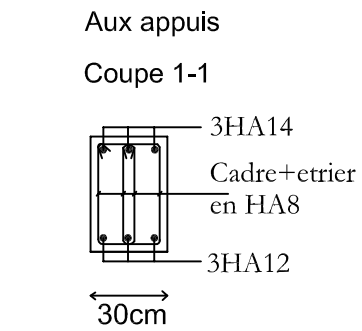
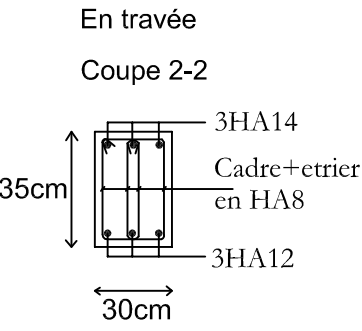
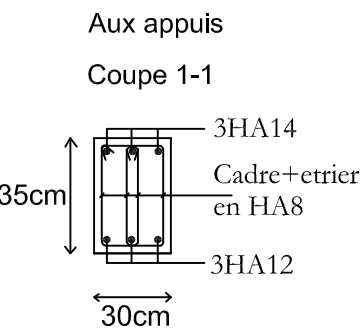
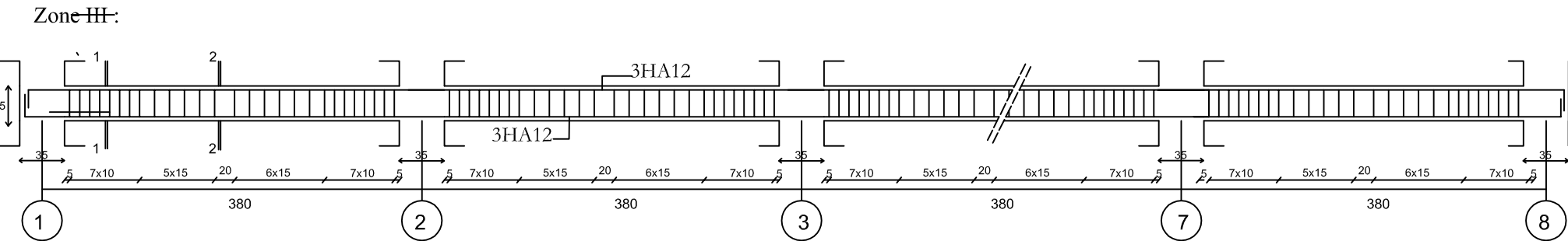
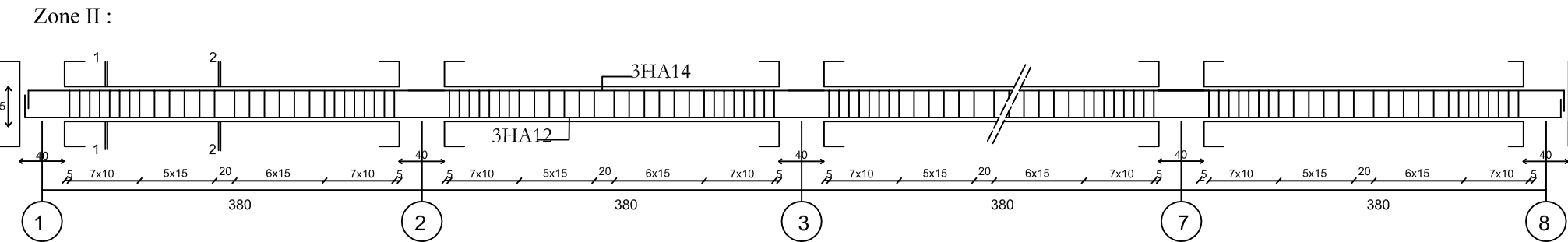
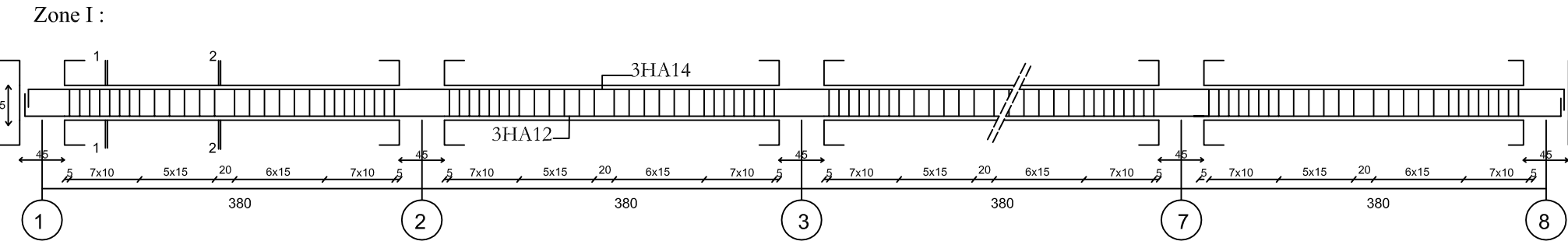
Mme CHERIFI

Plan de ferraillage des
poutres palières

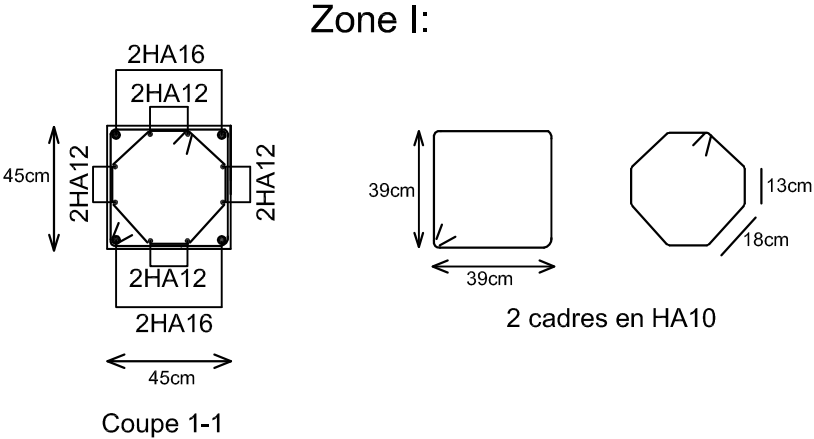
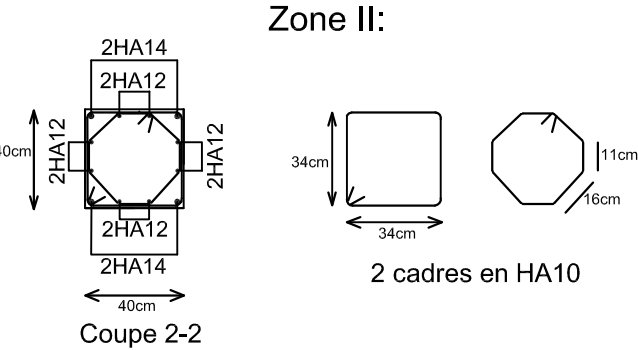
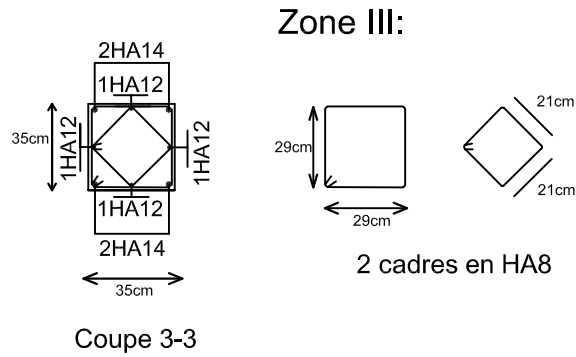
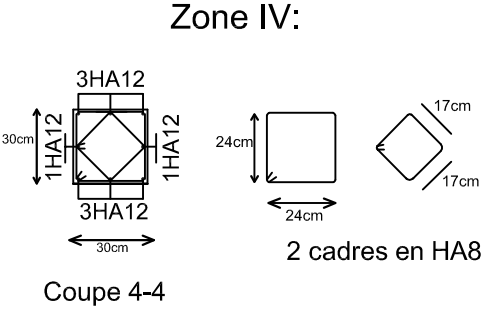
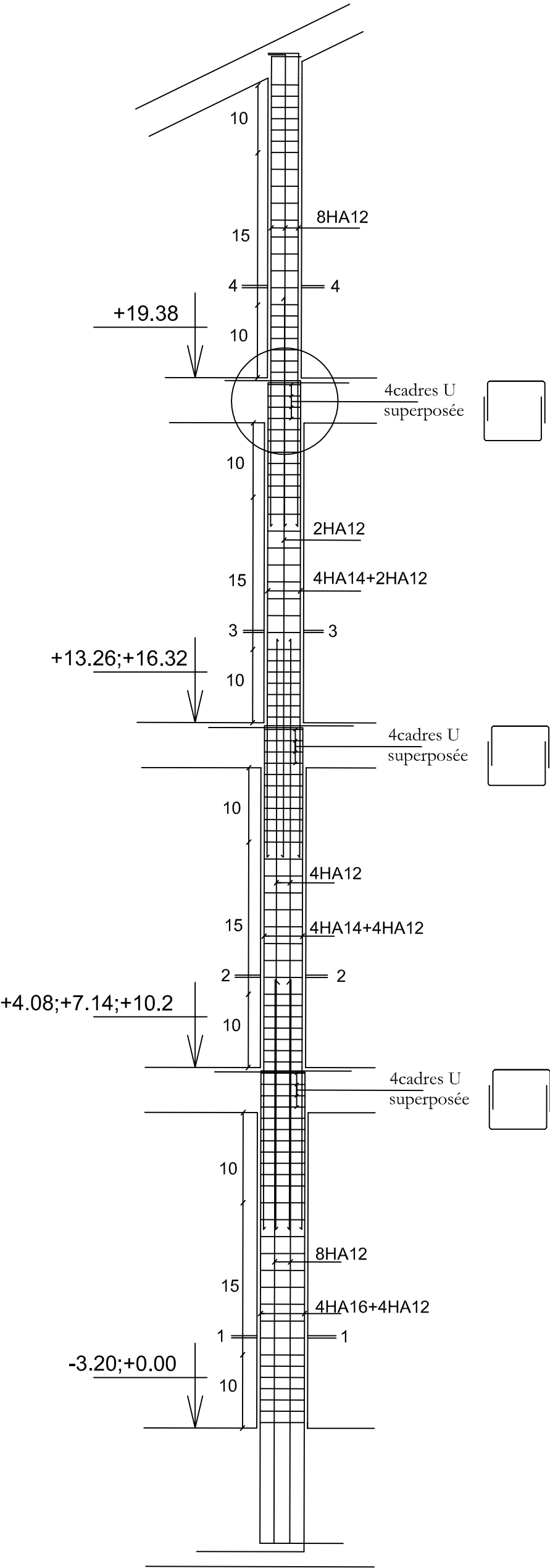
Echelle:1/50

Février 2022

Poutres secondaires (30x35) :

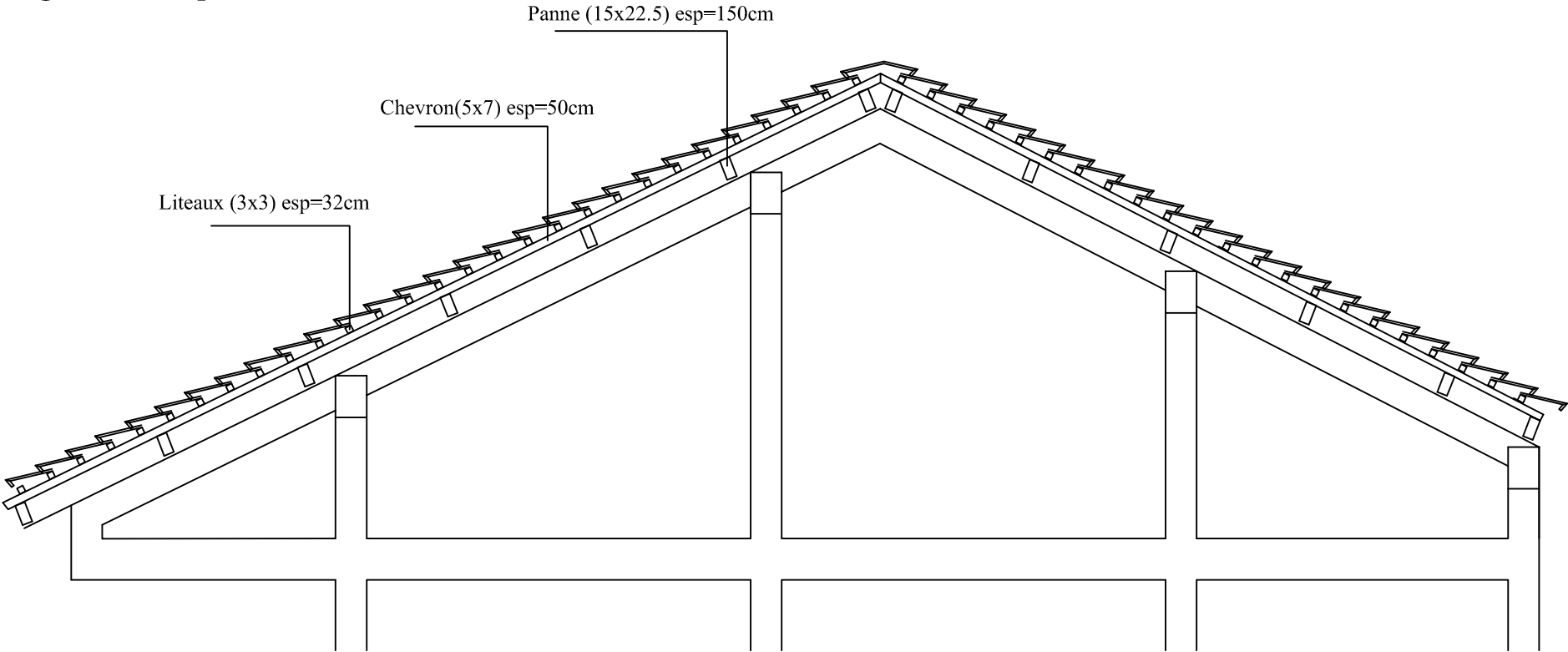


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mlle MEGOUAS HADJILA Mlle MEDJEK SORAYA	Plan de ferraillage des poutres secondaires	Echelle:1/50
Dirigé par: Mme CHERIFI		Février 2022

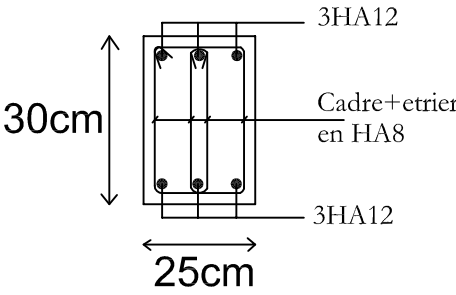
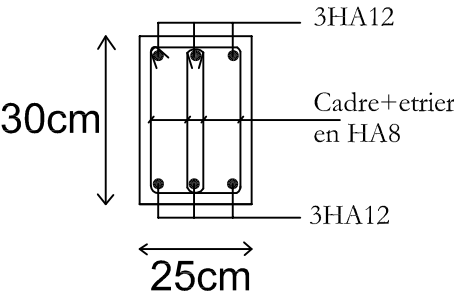
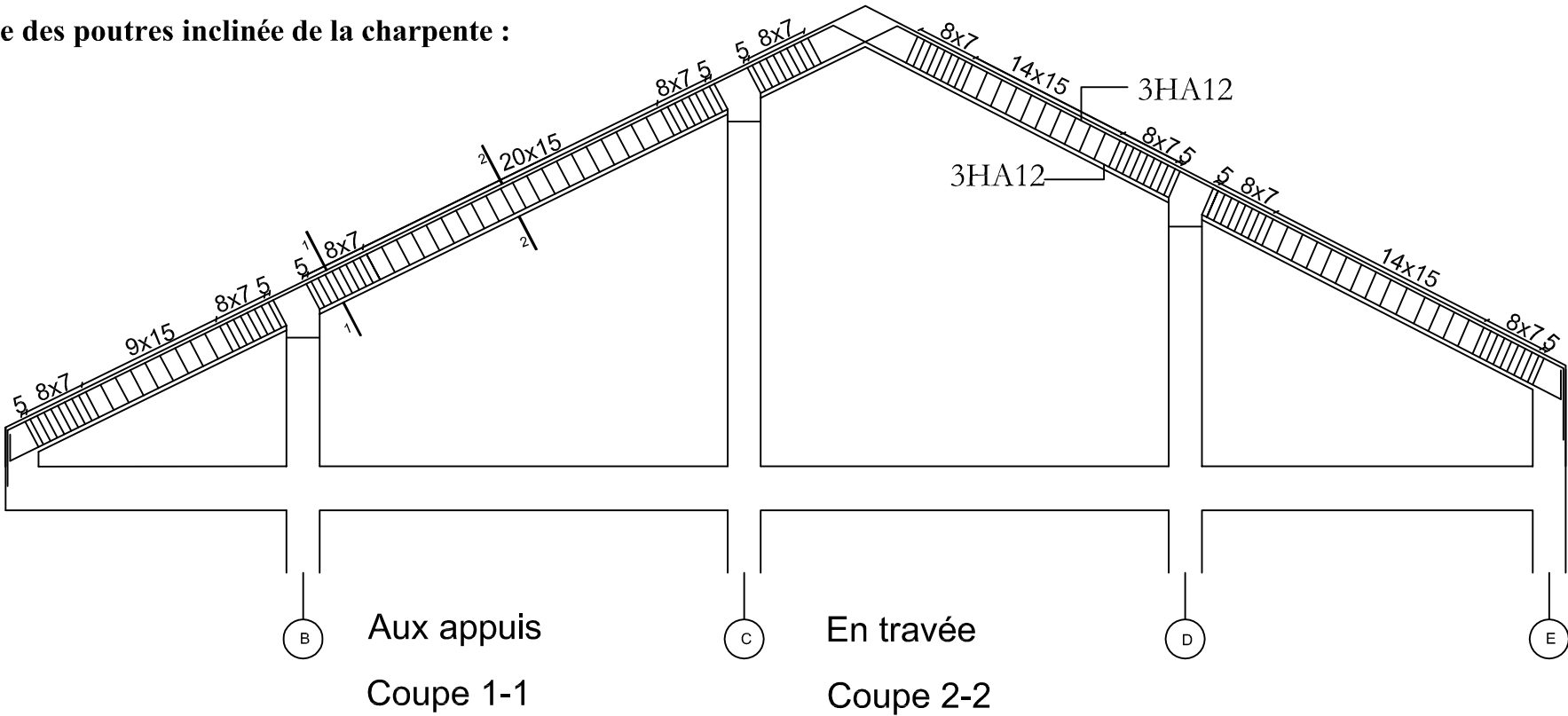


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mlle MEGOUAS HADJILA Mlle MEDJEK SORAYA	Plan de ferrailage des poteaux	Echelle:1/50
Dirigé par: Mme CHERIFI		Février 2022

Coffrage de la charpente :



Ferrailage des poutres inclinée de la charpente :



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par: Mlle MEGOUAS HADJILA Mlle MEDJEK SORAYA	Ferrailage et coffrage de la charpente	Echelle:1/50
Dirigé par: Mme CHERIFI		Février 2022

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique, comme exemple, nous citerons **ROBOT-BAT** et **AUTOCAD** que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.

À terme, nous souhaitons que ce modeste travail soit pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.

Bibliographie

Règlements :

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).

Logiciels :

- Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2014.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2008.
- ETABS 2010.

Ouvrage :

- Les cours et TD du cursus de l'Université U.M.M.T.O. (Département G.C)
- Les abaques de Pigeaud et tableaux de calcul à l'ELU et l'ELS
- Les mémoires de fin d'études des promotions précédentes.