

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

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle

THEME



Etude d'une structure d'un bâtiment
(R+8+Sous-Sol+toiture en bois) à
usage d'habitation et commercial avec
application du logiciel ETABS

Etudié par

Melle HAMADENE LAMIA

Melle MESMOUL NADJAT

Dirigé par

Mr MEGHLAT El-Mahdi

Promotion 2019/2020

Sommaire

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I.1	Introduction	2
I.2	Description de l'ouvrage	2
I.3	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	3
I.4	Données géotechniques du site.....	3
I.5	Les éléments de l'ouvrage	3
I.6	Contraintes limites du béton :	7
I.7	Actions :	8
I.8	Caractéristiques mécaniques des matériaux :	9

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1	Introduction :	17
II.2	Pré dimensionnement des éléments résistants :	17
II.3	Évaluations des charges et surcharges (selon DTR.BC22) :	24
II.4	Vérification :	35

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1	planchers :	
III.1.1	Plancher en corps creux :	44
III.1.2	Calcul et Ferrailage de la dalle de compression :	45
III.1.3	Etude des poutrelles :	46
III.1.4	Ferrailage à l'ELU :	66
III.1.5	Vérification à l'ELU :	81
III.1.6	Vérification à l'ELS	84
III.2	Dalle pleine	
III.2.1	Console :	86
III.2.1.1	Ferrailage à L'ELU.....	88
III.2.1.2	Vérifications à L'ELU	89
III.2.1.3	Calcul à l'ELS	90
III.2.1.4	Vérification à l'ELS	91
III.2.2	Dalle sur plusieurs appuis :	92
III.2.2.1	Ferrailage a l'état limite ultime ELU :	94

III.2.2.2	Vérification à l'état limite ultime (ELU) :	95
III.2.2.3	Vérification à l'Etat ultime de service :	99
III.3.2	Calcul de la dalle pleine :	102
III.3.3	Principe de calcul :	102
III.3.4	Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	103
III.3.5	Ferraillage à L'ELU :	106
III.3.6	Vérification à l'ELU :	108
III.3.7	Calcul à l'état limite de service (ELS) :	110
III.3.8	Vérification a l'ELS :	112
	Conclusion :	115
III.4 Escalier		
III.4.1	Introduction :	116
III.4.2	Les caractéristiques dimensionnelles des escaliers :	116
III.4.3	Vérification de la relation de BLONDEL :	118
III.4.4	Calcul de la longueur de la volée :	119
III.4.5	Détermination des charges de calcul :	119
III.4.6	Vérification à l'ELU :	125
	Conclusion.....	132
III.5. Acrotère		
III.5.1	Introduction :	133
III.5.2	Chargement :	133
III.5.3	Détermination des sollicitations :	133
III.5.4	Combinaison de charges :	134
III.5.5	Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	134
III.5.6	Vérfications à l'ELU :	136
III.5.7	Vérification des contraintes à l'ELS :	138
III.6. Charpente		
III.6.1	Introduction :	140
III.6.2	Détermination des charges et surcharges :	140
III.6.3	Combinaison d'action :	141
III.6.4	Dimensionnement des éléments de la charpente :	142
III.6.5	Assemblage de la charpente :	146
	Conclusion :	147

Chapitre IV : Etude du contreventement

IV.1	Introduction	148
IV.2	Calcul des inerties des voiles	149
IV.3	Calcul des rigidités des voiles.....	151
IV.4	Rigidités relatives des portiques et des voiles.....	153
IV.5	Rigidités des portiques	158
IV.6	Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre les portiques et les refends	158
V. Modélisation et vérifications des exigences RPA		
V.1	Introduction :	165
V.2	Description d'ETABS :	166
V.3	Les étapes de la modélisation :	166
V.4	L'analyse dynamique et Visualisation des résultat :	167
V.5	Visualisation des résultats :	169
V.6	Vérifications selon les exigences du RPA :	171
Conclusion :		185

Chapitre VI : Ferrailage des elements

VI.1	Ferrailage des poteaux.....	186
VI.1.1	Introduction	186
VI.1.2	Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU.....	187
VI.1.3	Calcul du ferrailage des poteaux.....	190
VI.1.4	Vérifications à l'ELU (RPA99 versions 2003 (Art.7.4.2.1)).....	196
VI.1.5	Vérification à l'ELS.....	202
Conclusion		207
VI.2 Ferrailage des poutres :		
VI.2.1	Introduction	208
VI.2.2	Recommandations du RPA 99 vs 2003 :	208
VI.2.3	Etapes de calcul du ferrailage à L'ELU :	210
VI.2.4	Calcul du ferrailage des poutres :	211
VI.2.5	Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :	216
VI.2.6	Vérification à l'ELU :	217
VI.2.7	Vérifications à l'ELS :	221
VI.2.8	Vérification de la rotule plastique :	224
Conclusion :		225
VI.3 FERRAILAGE DES VOILES :		

VI.3.1	Introduction :.....	226
VI.3.2	Exposé de la méthode de calcul :	227
VI.3.3	Calcul du ferrailage des voiles :.....	231
VI.3.4	Les vérifications :	235
VI.3.5	Etude des linteaux :	243
VI.3.6	Ferrailage des linteaux :.....	243

ChapitreVII :Mur plaque

VII.1	Introduction.....	249
VII.2	Détermination des sollicitations.....	249
VII.3	Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	250
VII.4	Ferrailage du mur plaque	251
VII.5	Ferrailage à l'ELU	254
VII.6	Vérifications a l'ELU	255
VII.7	Vérifications à l'ELS :.....	256

ChapitreVIII : Infrastructure

VIII.1	INTRODUCTION :	258
VIII.2	Fondations :.....	258
VIII.3	Etude géotechnique du sol :.....	259
VIII.4	Dimensionnement des semelles filantes :	259
VIII.5	Etude de radier général :	262
VIII.6	Vérifications :	266
VIII.7	Ferrailage du radier :.....	269

INTRODUCTION GENERALE

Toute construction est un ensemble coordonné d'activités. Plus généralement, elle est subdivisée en deux phases complémentaires qui sont la conception architecturale et l'étude génie civil. Dans tout processus de réalisation d'un projet, ces deux étapes, s'avèrent généralement les plus importantes et les plus déterminantes.

Chaque projet de construction vise à répondre à des attentes et à des besoins qui lui sont spécifiques. Depuis quelques temps, le développement économique et social dans les pays industrialisés a privilégié la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour y remédier, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure qui se compose de la superstructure et l'infrastructure.

Préalablement, pour aboutir à une étude génie civile complète, il est nécessaire la tenue des études de la superstructure, qui consistent à calculer et évaluer les éléments de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers, ...). Ce travail doit se faire en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et peut aboutir à des résultats moins proches de la réalité. Il est alors, recommandé le recours à l'utilisation des logiciels tels que ETABS, SAP 2000, ROBOT, ... permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

En second lieu, l'étude portera sur l'infrastructure, qui consiste à calculer les fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent mémoire fait l'objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment). Nous allons adopter l'un des logiciels cité ci-dessus, « ETABS » pour le calcul et nous essayerons de répondre à quelques questions notamment celles concernant le dimensionnement et le ferrailage des éléments d'une structure en béton armée, ainsi que le type, le choix et le mode de fonctionnement et le ferrailage des fondations.

Figure I.3.1 : Les dimensions de l'ouvrage.....	3
Figure I. 8.1 : Diagramme « contrainte déformation » de l'acier a l'ELU.....	15
Figure II. 2.1 : Coupe de voile en élévation. 22	
Figure II. 2.2 : Coupe de voile en plan.	22
Figure II. 3.1 : Schéma des éléments de la toiture	24
Figure II. 3.2 : schéma explicatif des couches de la terrasse inaccessible.	25
Figure II. 3.3 : schéma explicatif des couches de plancher d'étage courant.....	26
Figure II. 3.4 : Coupe de plancher dalle pleine.....	27
Figure II. 3.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur.	27
Figure II. 3.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur.	28
Figure II. 3.7 : schéma de l'acrotère	29
Figure II. 3.8 : Dégression verticale des surcharges d'exploitations.....	32
Figure III. 1.1 : Plancher en corps creux.....	44
Figure III. 1.2 : Treillis soudées de (15×15) cm ²	46
Figure III. 1.3 : Caractéristique géométrique de la section en T.	47
Figure III. 1.4 : Dimensionnement de la poutrelle.	48
Figure III. 1.5 : Charge revenant aux poutrelles.....	48
Figure III. 1.6 : Description des cas a étudié.	50
Figure III. 1.7 :Diagramme des moments.....	52
Figure III. 1.8 : Schéma statique de calcul du 1 ^{er} type de plancher à l'ELU.	54
Figure III. 1.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	57
Figure III. 1.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.μ	58
Figure III. 1.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	61
Figure III. 1.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	62
Figure III. 1.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	64
Figure III. 1.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	64
Figure III. 1.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	65
Figure III. 1.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	66
Figure III. 1.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	73
Figure III. 1.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.μ	74
Figure III. 1.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.μ	75
Figure III. 1.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.μ	75
Figure III. 1.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	76
Figure III. 1.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	77
Figure III. 1.23 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	78
Figure III. 1.24 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.....	78

FIGURE III. 2.1 : SCHEMA DES TYPES DES DALLES PLEINES.....	86
FIGURE III. 2.2 : SCHEMA DE LA CONSOLE.....	87
FIGURE III. 2.3 SCHEMA STATIQUE DE LA CONSOLE.....	88
FIGURE III. 2.4 : dalles pleines.	92
Figure III. 3.1 : Dalle salle machine	101A
FIGURE III. 4.1 : ESCALIER A DEUX VOLEES.....	119
FIGURE III. 4.2 : SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER.	118
FIGURE III. 4.3 : SCHEMA STATIQUE ELU.	120
FIGURE III. 4.4 : DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANT ET DES MOMENTS A ELU.....	123
FIGURE III. 4.5 .: SCHEMA STATIQUE.	129
FIGURE III. 5.1 : SCHEMA DESCRIPTIFS DE L'ACROTERE.....	130
FIGURE III. 5.2 : SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER.	134
FIGURE III. 6.1 : TOITURE MONO PENTE.....	141
FIGURE III. 6.2 : SCHEMA STATIQUE CHARGEMENT DE LA PANNE.....	142
FIGURE III. 6.3 .: SCHEMA DE CHARGEMENT DE LITEAUX	141
FIGURE III. 6.4 :. SCHEMA DE LA PANNE.....	142
Figure IV. 1 : Disposition des voiles.....	148
Figure IV. 2 : Trapèze de calcul.....	159
Figure IV. 3 : Diagramme des moments des aires.	159
Figure V. 3.1 : vue de la structure en 3 D.....	167
Figure V. 4.1 : déformations sous G.	168
Figure V. 5.1 : Exploitation des résultats.	169
Figure V. 6.1 : Plan 3D	178
Figure V. 6.2 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal.	182
Figure V. 6.3 : déplacement relatif dans le sens transversal.	183
Figure VI. 1.1 : Disposition des voiles.....	187
Figure VI. 1.2 : Diagramme des efforts normaux	187
Figure VI. 1.3 : Diagramme des efforts Tranchants.	187
Figure VI.1. 4 : : Zone nodale	196
Figure VI.2.1 : Exploitation des résultats.....	169
Figure VI. 2.2 : Plan 3D	178
Figure VI.2.3 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal.	182
Figure VI.2.4 : déplacement relatif dans le sens transversal.	183
Figure VI. 2 : Trapèze de calcul.....	159
Figure VI. 3 : Diagramme des moments des aires.	159
Figure VI. 3.1 : vue de la structure en 3 D	167
Figure VI. 4.1 : déformations sous G.	168
Figure VI. 5.1 : Exploitation des résultats.	169
Figure VI. 6.1 : Plan 3D.....	178
Figure VI. 6.2 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal.....	182
Figure VI. : déplacement relatif dans le sens transversal.....	183

TABLEAU I. 8.1: CARACTERISTIQUES DES ACIERS.....	14
TABLEAU II. 2.1: VERIFICATION DES CONDITIONS EXIGEEES PAR LE RPA.	21
TABLEAU II. 3.1: CHARGES PERMANENTE DE LA TOITURE.....	27
TABLEAU II. 3.2: CHARGES PERMANENTES DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	28
TABLEAU II. 3.3: CHARGES PERMANENTES REVENANTS A ETAGE COURANT.....	29
TABLEAU II. 3.4: CHARGES PERMANENTES REVENANTS A LA DALLE PLEINE.	29
TABLEAU II. 3.5: CHARGE REVENANT AUX MURS EXTERIEURE.....	30
TABLEAU II. 3.6: CHARGE REVENANT AUX MURS INTERIEURS.	31
TABLEAU II. 3.7: SURCHARGES D'EXPLOITATION.	32
TABLEAU II. 3.8: SURCHARGE D'EXPLOITATIONS.	34
TABLEAU II. 3.9: VALEURS DES COEFFICIENTS DE DEGRESSION DES SURCHARGES.....	34
TABLEAU II. 3.10: PRES DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.	36
TABLEAU II. 4.1: RIGIDITE DES POUTRES DANS LE SENS (X-X).....	40
TABLEAU II. 4.2: RIGIDITE DES POUTRES DANS LE SENS (Y-Y).....	41
TABLEAU II. 4.3: RIGIDITE DES POTEAUX DANS LE SENS (X-X).....	42
TABLEAU II. 4.4: RIGIDITE DES POTEAUX DANS LE SENS (Y-Y).....	42
TABLEAU III. 1.1: CHARGE ET SURCHARGE D'EXPLOITATION.....	52
TABLEAU III. 1.2: MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU.	60
TABLEAU III. 1.3: MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS.	64
TABLEAU III. 1.4: MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU.	67
TABLEAU III. 1.5: EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU.....	68
TABLEAU III. 1.6: MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS.	69
TABLEAU III. 1.7: EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU.....	70
TABLEAU III. 1.8: MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU.	78
TABLEAU III. 1.9: EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU.....	78
TABLEAU III. 1.10: MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS.	79
TABLEAU III. 1.11: EFFORTS TRANCHANTS A L'ELS.	80
TABLEAU III. 1.12 : MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU.....	81
TABLEAU III. 1.13: EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU.....	82
TABLEAU III. 1.14: MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS.	83
TABLEAU III. 1.15: EFFORTS TRANCHANTS A L'ELS.	84
TABLEAU III. 4.1: LES MOMENTS AUX APPUIS ET EN TRAVEE DANS LES DEUX SENS A L'ELU.....	116
TABLEAU III. 4.1: CHARGE PERMANENTE VOLEE ET PALIER.	119
Tableau IV.1: La rigidité des voiles dans le sens longitudinal (x-x).....	152
Tableau IV. 2: La rigidité des voiles dans le sens transversal (y-y).....	153
Tableau IV. 3: Rigidité des poutres dans le sens longitudinal(x-x).....	155
Tableau IV. 4: Rigidité des poutres dans le sens transversal y-y.....	156
Tableau IV.5: Rigidité des poteaux dans le sens longitudinal (x-x).....	156
Tableau IV. 6 : Rigidité des poteaux dans le sens transversal (y-y).....	157
Tableau IV. 7: Rigidité des portiques dans le sens (x-x).....	158
Tableau IV.8: Calcul des flèches dans les refends.....	159
Tableau IV.9: Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (x-x).....	162
Tableau IV.10: Résumé des inerties fictives des portiques.....	
Tableau V. 6.1: Période et nombre de mode à considérer.	173
Tableau V. 6.2: Vérification de vibration des modes.	174
Tableau V. 6.3: critère q.....	178
Tableau V. 6.4: Déplacement inter étage sens longitudinale.....	180
Tableau V. 6.5: Déplacement inter étage sens transversal.....	181
Tableau V. 6.6: vérification de l'effet P-Δ sens x-x.	184

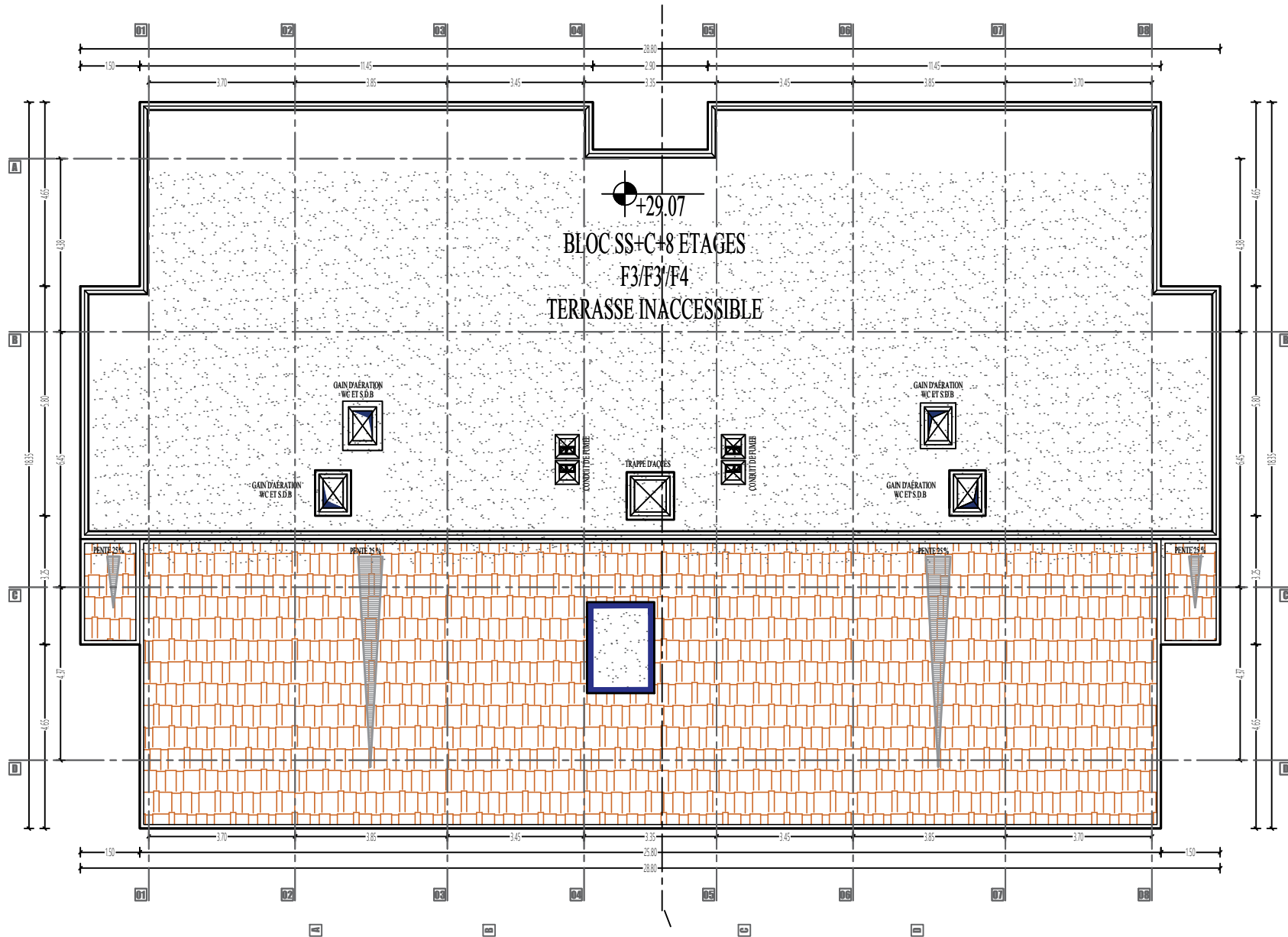
Tableau V. 6.7: vérification de l'effet P- Δ sens x-x.	184
Tableau VI.1. 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.....	190
Tableau VI. 1.2: Caractéristiques mécaniques des matériaux	186
Tableau VI. 1.2: <i>Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA</i>	190
Tableau VI. 1.3: les efforts dans les deux sens.	191
Tableau VI. 1.4: Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal.....	194
Tableau VI. 1.5: Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.	195
Tableau VI. 1.6: Délimitation de la zone nodale.	197
Tableau VI.1.7: Vérification de la quantité d'armatures.	201
Tableau VI.1.8 : Vérification au cisaillement.....	202
Tableau VI. 1.9: Vérification des ferrailages à l'ELS	203
Tableau VI. 1.10: Vérification des contraintes dans le sens longitudinal	205
Tableau VI. 1.11: Vérification des contraintes dans le sens transversal.....	206
Tableau VI. 1.12: Ferrailage final des poteaux.	207
Tableau VI.2.1: Ferrailage de poutres principales.....	212
Tableau VI.2.2: Ferrailage des poutres secondaires non adhéres aux voiles.	213
Tableau VI.2.3: Ferrailage des poutres secondaires adhéres aux voiles	213
Tableau VI.2.4 : Ferrailage de la poutre de chainage	213
Tableau VI.2.5: Ferrailage de poutres paliere	214
Tableau VI.2.6: Ferrailage des fermes	214
Tableau VI.2.1: Verification de poutres principales.....	222
Tableau VI.2.2: Vérification des poutres secondaires non adhéres aux voiles.	222
Tableau VI.2.3: Verification des poutres secondaires adhéres aux voiles	222
Tableau VI.2.4 : Vérification de la poutre de chainage	222
Tableau VI.2.5: Verification de poutres paliere	223
Tableau VI.2.6: Verification des fermes	223
Tableau VI.3.1: Contraintes dues à N max \Rightarrow M correspondants \Rightarrow T correspondants. 228	
Tableau VI.3.2: Contraintes dues à N min \Rightarrow M correspondants \Rightarrow T correspondants.. 229	
Tableau VI.3.3: Contraintes dues à M max \Rightarrow N correspondants \Rightarrow T correspondants. 230	
Tableau VI.3.4 : Ferrailage des voiles longitudinales V2.....	239
Tableau VI.3.5: Ferrailage des voiles longitudinales V3.	240
Tableau VI.3.6:.. Ferrailage Trumeau 1.	241
Tableau VI.3.7:. Ferrailage Trumeau 2.	242
Tableau VII.1: Ferrailage du mur.....	254
Tableau VII.2: Vérifications de la condition de non fragilité..	255
Tableau VII.3: Vérification des contraintes à l'ELS.....	257
Tableau VIII. 4.1: Surface semelles filantes sous les voiles (sens transversale).	259
Tableau VIII. 4.2.: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).....	260
Tableau VIII. 4.3: Résultante des charges sous poteaux.....	261
Tableau VIII. 6.1: Calcul des moments.....	267
Tableau VIII. 6.2: Résultat des contraintes sens (x-x).	269
Tableau VIII. 6.3: Résultat des contraintes sens (y-y).	269
Tableau VIII. 7.1: Les moments en travée et les moments en appuis.....	271
Tableau VIII. 7.2: ferrailage du radier.	273
Tableau VIII. 7.3: Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle.	275
Tableau VIII. 7.4: les moments fléchissant et les efforts tranchants sens x-x.	278
Tableau VIII. 7.5: les moments fléchissant et les efforts tranchants y-y.	278
Tableau VIII. 7.6: Résultats du calcul des armatures des nervures.....	281
Tableau VIII. 7.7: Vérification des contrainte a ELS pour la nervure.	285



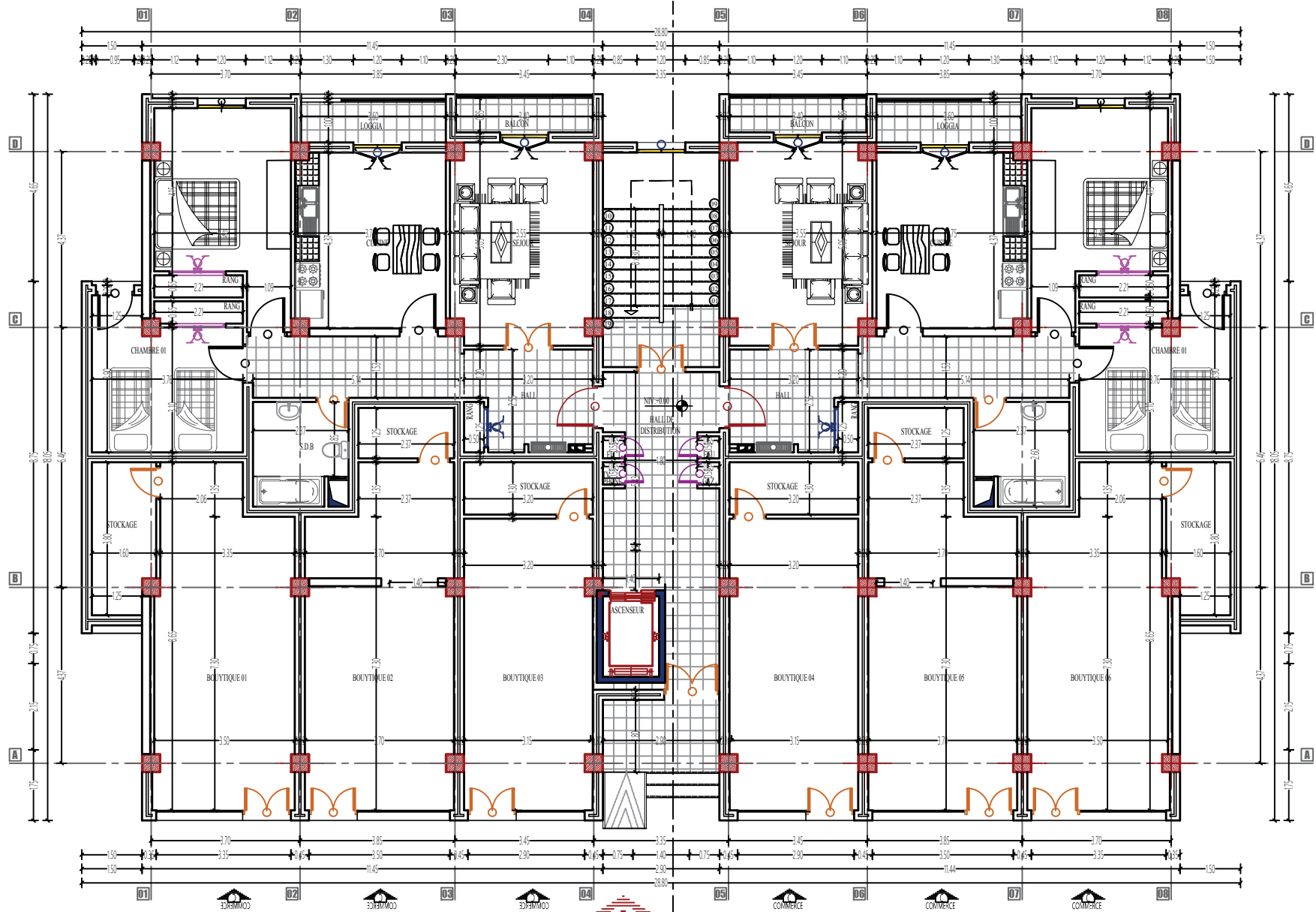
FACADE POSTERIEURE



FACADE PRINCIPALE

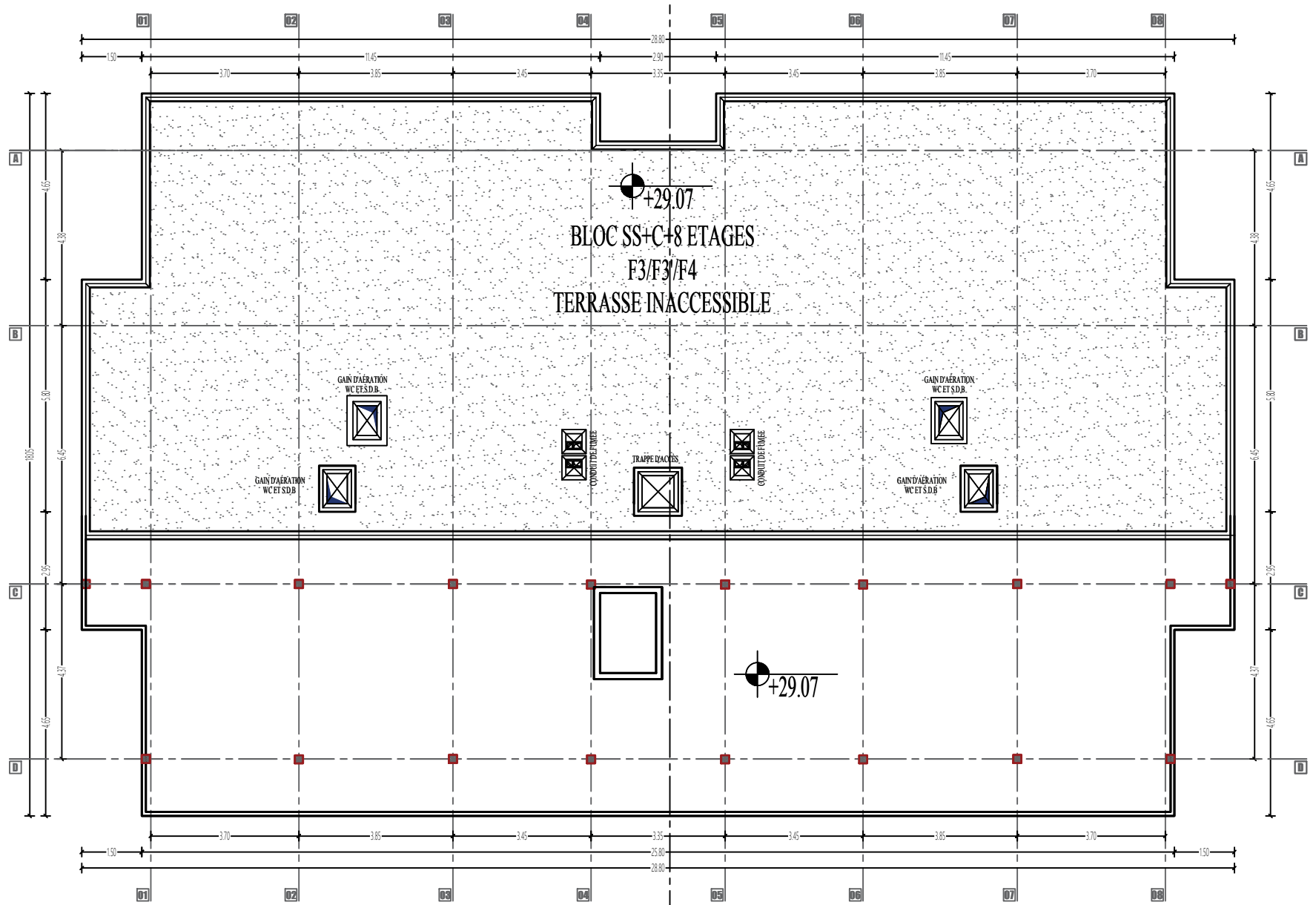


TOITURE



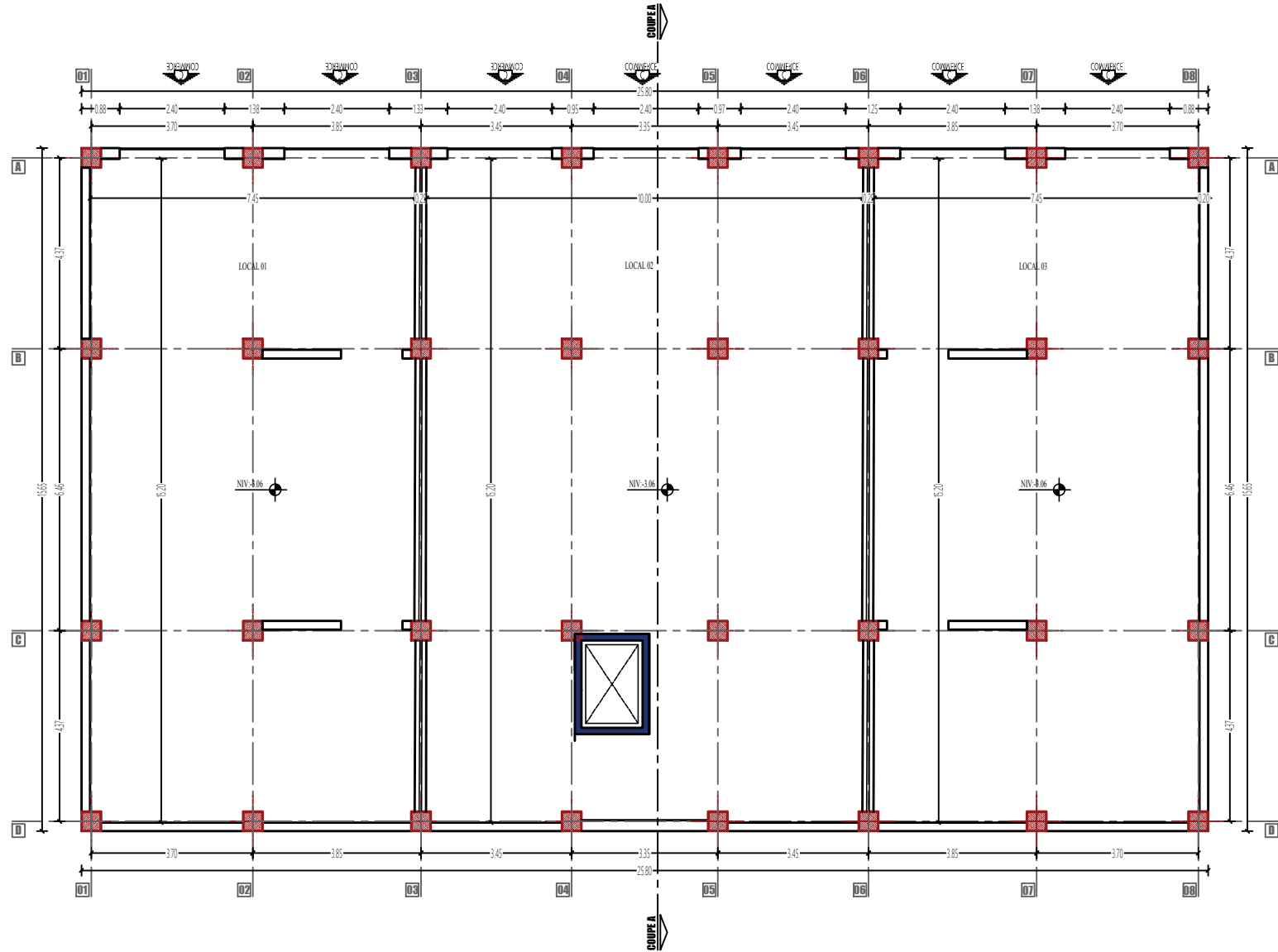
RDC





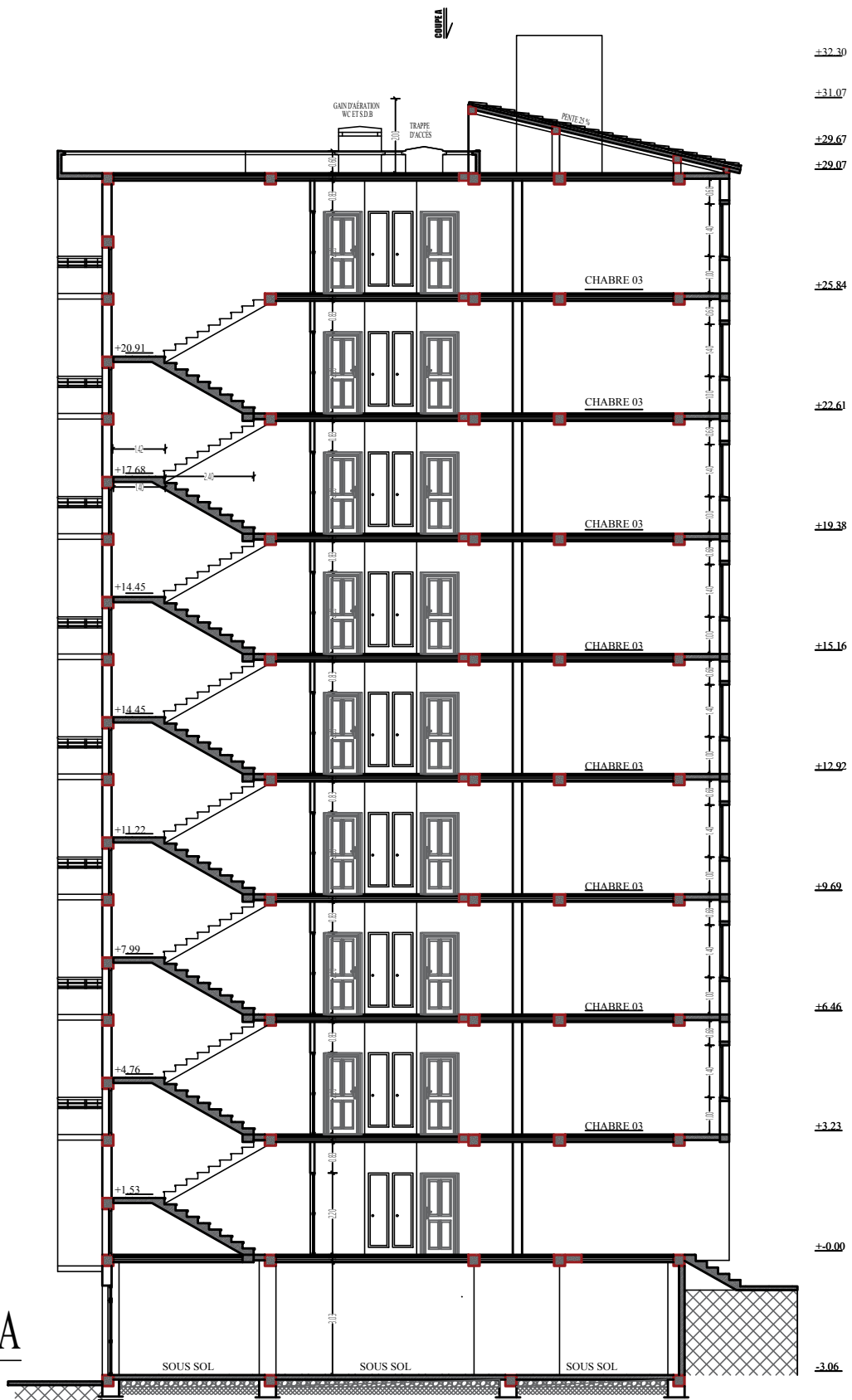
TERRASSE

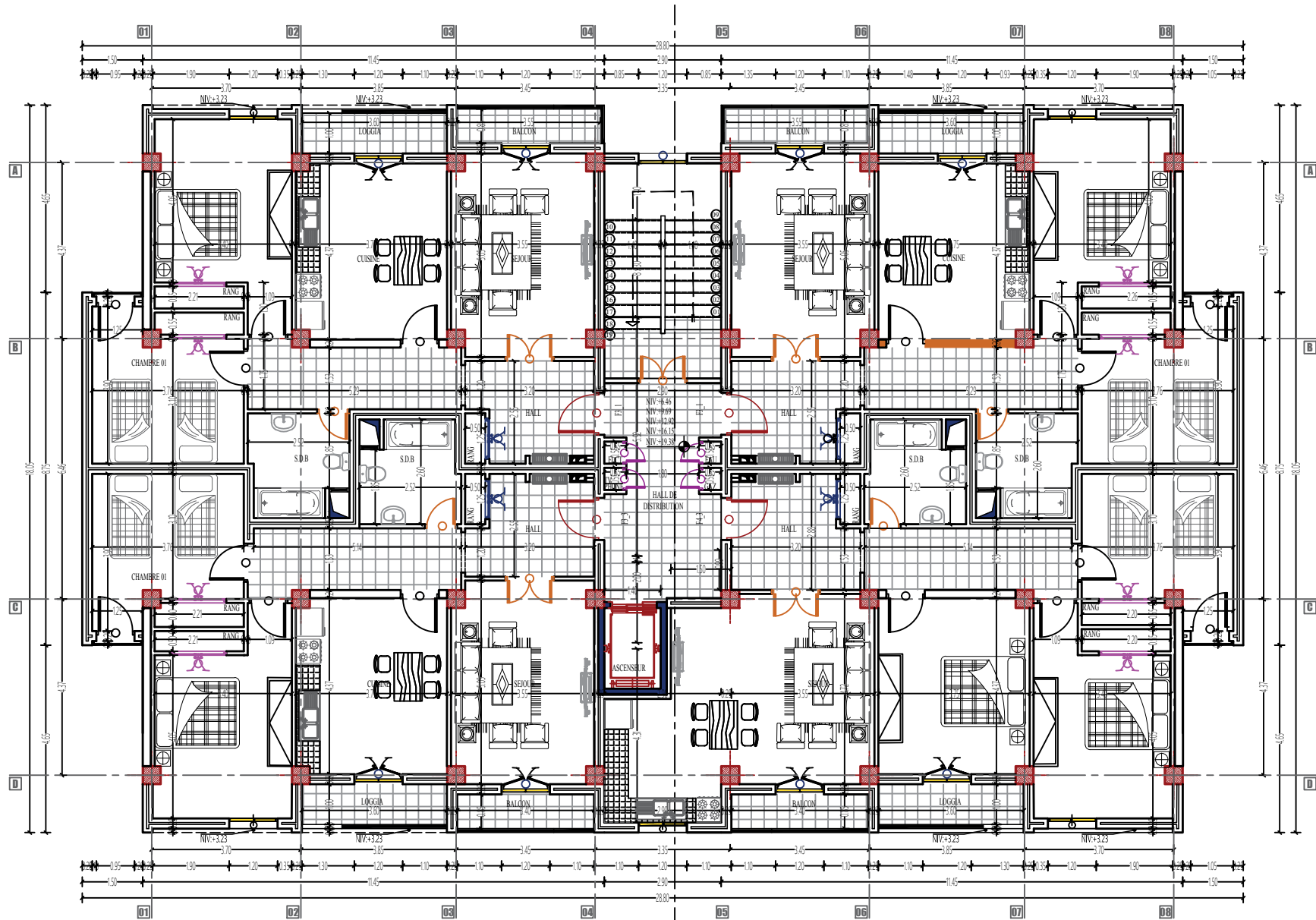
GROUP A



SOUS SOL

COUPE A-A





ETAGES



Chapitre I:

Présentation et description de l'ouvrage

I.1 Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce chapitre.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux préconisations des règlements en vigueur à savoir le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99, modifier en 2003**), les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé (**BAEL91modifié 99**), Charge et surcharge d'exploitation (**DTR-BC.22**), et Conception et calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93**.

I.2 Description de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (**R+8+ sous-sol+ toiture**) en béton armé à usage multiple à savoir :

- Sous-sol à usage commercial.
- RDC à usage commercial et d'habitation type F3.
- 8 étages à usage d'habitation type F3, F4.
- Une terrasse inaccessible.
- Une toiture sera réaliser on façades principales seulement.

Le projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale ne dépasse pas 48 mètres, d'après le règlement parasismique algérien, le bâtiment est classé dans le groupe d'usage 2. (**RPA99/version 2003, article 3.2**)

Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), d'après **Règlement Parasismique Algérien RPA99/2003**.

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur totale de bâtiment 34.13m.
- Hauteur du rez-de-chaussée 3.23m.
- Hauteur d'étage courant 3.23m.
- Hauteur de sous-sol 3.06m.
- Longueur du bâtiment 18.35m.
- Largeur du bâtiment 28.8m.

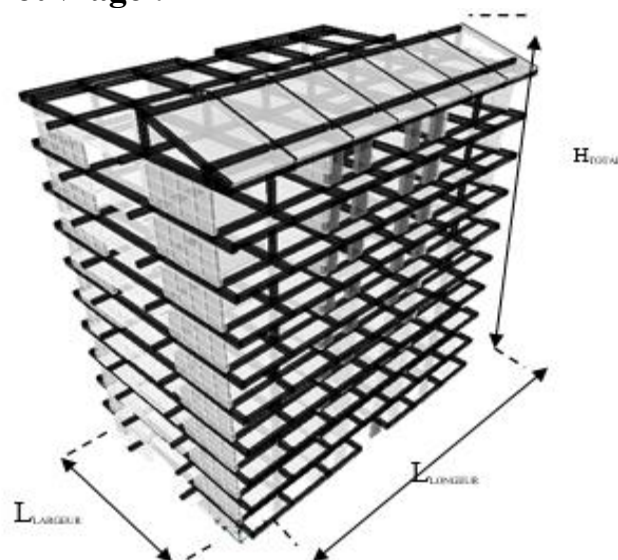


Figure I.3.1 : Les dimensions de l'ouvrage.

I.4 Données géotechniques du site

Les caractéristiques du sol sont les suivants :

- La contrainte admissible du sol est de **2.5 bars**.
- Le site est considéré comme site meuble (S3).

I.5 Les éléments de l'ouvrage

La structure est partagée en deux parties essentielles :

A) La superstructure

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir, d'une part des formes simples, d'autre part, une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation. Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

(RPA99/VERSION2003, article 2.5.1).

La superstructure d'un bâtiment regroupe l'ensemble des éléments situés au-dessus de la terre. Elle est composée de :

- **L'ossature**

Les Règles Parasismiques Algériennes « **RPA 99/Version 2003** » préconisent, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone IIa, une ossature en voiles et en portiques.

- **Les Voiles**

Composé d'éléments Verticaux rigides en béton armé, collé sur place. Disposés dans les deux sens transversaux et longitudinaux, d'une façon à reprendre les charges verticale et horizontale, afin d'assurer la stabilité et la rigidité.

- **Les Portiques**

C'est une ossature constituée de poteaux et poutres capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales.

- **Les Planchers**

Les planchers sont des aires planes qui limitent les étages et supportent les revêtements chargés et surchargés, ils assurent deux fonctions principales :

- **La fonction de résistance mécanique**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et transmettent les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

- **La fonction d'isolation**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Il existe plusieurs types de plancher, dans notre cas on opte :

Un plancher préfabriqué très léger en polystyrène avec une table de compression.

À l'étage terrasse un système d'étanchéité multicouche avec forme de pente 25% pour permettre l'écoulement des eaux pluviales.

La dalle pleine: Plancher en béton armé de 15 à 20cm d'épaisseur coulé sur place.

- **Les escaliers**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étage. Elle est réalisée en place avec du béton armé. Le coulage est effectué par étage.

- **Cage d'ascenseur**

La conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

- **Maçonnerie**

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, etc.) unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.), les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et doubles cloisons.

- Murs extérieurs : Seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées par une lame de 5cm, pour assurer une bonne isolation thermique et acoustique
- Murs intérieurs : Murs de séparation intérieure, ils seront réalisés en simples cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

- **Les Revêtements**

Ils seront réalisés en :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade extérieure et les salles d'eau.

- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau et les locaux humides.

- **Coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

- **Acrotère :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur. Il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité.

- **Toiture :**

La toiture de notre bâtiment est une charpente en bois. Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques.

B) L'infrastructure :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol. La descente de charge permet de connaître les actions de la structure sur les fondations, la mécanique des sols permet de son côté de connaître l'action du sol sur les fondations.

Vis-à-vis du sol la fondation assumera sa fonction tant que :

Son équilibre statique est assuré (pas de glissement, de basculement ou d'enfoncement de la fondation).

Le tassement n'entraîne pas de désordre dans la structure.

Le choix du type des fondations à adopter est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques de sol.

I.6 Contraintes limites du béton :

Un état limite dans le domaine des constructions est celui qui satisfait strictement aux conditions requises sous l'effet des actions (forces), appliquées à la structure, qui produisent des sollicitations s'exerçant sur la construction ou sur l'un de ses éléments (semelles, poteaux, longrines, poutres, planchers ou dalles en béton armé, etc.).

Les sollicitations sont de différentes natures : efforts normaux de compression ou de traction, moments de flexion, efforts tranchants.

Un état limite ultime fait l'objet de modalités réglementaires de conception et de calcul d'ouvrage avec vérification des contraintes et des déformations pour satisfaire aux conditions d'utilisation relatives à la stabilité et à la sécurité

(BAEL91 1modifié99, article A1.2).

On distingue deux états limites :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

Ils correspondent à la limite :

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

Ils sont basés sur l'atteinte maximale de la capacité portante de l'ouvrage sans risque de rupture par écrasement, renversement, déformation excessive.

Critères de conception :

- utilisation de diagrammes déformations-contraintes proches du comportement des matériaux ;
- allongements et raccourcissements limites des matériaux ;
- application des coefficients de sécurité en fonction de la durée d'application des charges.

❖ États limites de service (ELS) :

Ils sont relatifs aux conditions d'exploitation ou de durabilité afin de limiter :

- La contrainte de compression du béton.
- La formation de fissures préjudiciables et les risques de corrosion des armatures.
- Les déformations excessives d'éléments porteurs tels que les poutres, les planchers. par limitation des flèches.

I.7 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (permanentes, climatiques, d'exploitations...etc.) qui s'appliquent à une construction, on distingue :

a) Les actions permanentes :(symbole général G)

Les actions permanentes comprennent **(DTR.BC.22)** :

- les poids propre que l'on note G_0 des éléments constituant la structure.
- les poids des équipements fixes de toute nature (dans les bâtiments par exemple, les revêtements de sols et plafonds, cloisons)
- les efforts exercés par des terres, par des solides ou par des liquides dont les niveaux varient peu (poids, poussée, pression dans les valeurs varient très peu dans le temps).
- les forces induites par des déformations (retrait, fluage).

S'appliquant pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage.

b) Les actions variables : (symbole général Q)

Actions dont l'intensité est plus ou moins constante et définies par des textes réglementaires **(DTR.BC.22)**.

Les actions variables comprennent :

- les charges d'exploitation liées à l'exploitation propre de l'ouvrage concerné.
- Les forces exercées par des solides ou par des liquides dans les niveaux varient de manière fréquente.
- les charges non permanentes appliquées au cours de la réalisation de l'ouvrages (équipements de chantier, engins, dépôts de matériaux de construction, etc...)

- les actions naturelles neige, vent température climatique.

c) les actions accidentelles éventuelles : Séismes, chocs, inondations en sous-sol.

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL91 modifié 99**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA99/version 2003**.

Dans notre ouvrage nous utiliserons deux matériaux à savoir: le béton et l'acier.

➤ **Le béton :**

Le béton est préparé soit sur le chantier, soit en centrale à béton.

C'est un mélange de :

- pâte pure (ciment +eau +air).
- granulats (sables, gravillons et plus rarement pierres cassées).
- produits d'addition éventuels (adjuvants).

De Point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

• **Résistance caractéristique à la compression :**

La mesure la plus courante pour juger la qualité du béton, est déterminée à partir d'essai normalisée de compression axiale sur cylindre de hauteur double de diamètre (16×32 cm), généralement déterminer à 28 jours d'âge pour des températures de l'ordre de 15×20 degrés centigrades (notée f_{c28}).la gamme des résistances sur cylindre pour les travaux de 25 à 60 MPA.

La résistance caractéristique f_{cj} du béton à un âge de j jours à inférieur à 28 peut être calculée, par les formules données dans les règles (**BAEL91 modifié 99, article A.2.1, 11**).

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours ($j \geq 28$), lorsque l'on doit justifier les résistances des sections, f_{cj} est conventionnellement bornée supérieurement à $f_{cj} : f_{cj} = f_{c28}$.

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction du béton est relativement faible, pour des considérations de calcul une bonne approximation de cette résistance notée f_{ij} est donnée par les règles (BAEL, article 2.1.12).

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour $j=28$ jours $\Rightarrow f_{c28}=25$ MPa $\Rightarrow f_{i28}= 2.1$ MPa

- **Contrainte limite ultime de résistance à la compression :**

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99, articles A.4.3.41}).$$

Avec :

- γ_b : coefficient de sécurité.
- $\gamma_b=1.50$ pour la situation courante.
- $\gamma_b=1.15$ pour la situation accidentelle.
- θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions:
 - $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieur à 24 heures ($t > 24h$)
 - $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures ($1h < t < 24h$).
 - $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure. ($t < 1h$).

Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "**parabole – rectangle**"

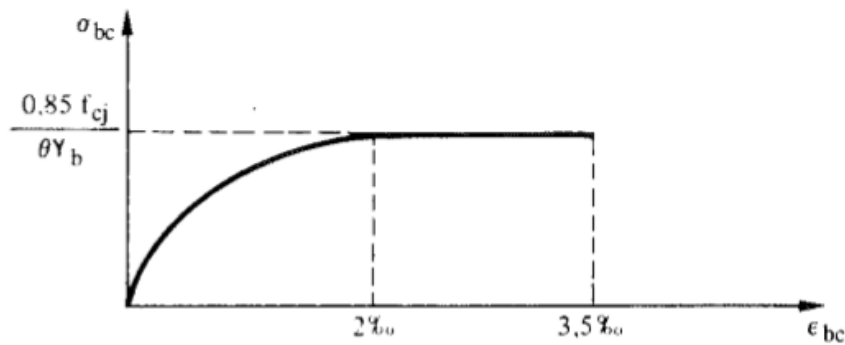


Figure I. 8.2: Diagramme contraintes déformations du béton.

⇒ **Interprétation de diagramme :**

Le diagramme est constitué de deux parties :

- La première partie, est une courbe parabolique de déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- La deuxième partie, est un rectangle (état plastique): $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$.

- **Contrainte limite de service de résistance à la compression :**

La contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0.60 \times f_{cj} \text{ [MPa]} \quad \text{Avec:} \quad \sigma_{bc}: \text{Contrainte admissible à L'ELS.}$$

$$J = 28 \text{ jours} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]} \quad \text{(BAEL 91 modifié 99 article A.4.5.2)}$$

- **Contrainte limite de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{(BAEL 91 modifié 99 article A.5.1)}$$

V_u : l'effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section cisailée

d : hauteur utile ($d = h - c$).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\Rightarrow \tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- **Déformation instantanée :**

- **Déformation longitudinale du béton :**

On peut considérer comme déformation instantanée une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures, sont calculée à l'aide du module instantané de déformation longitudinale E_{ij} .

Ce module d'élasticité du béton est important pour estimer les déformations des éléments en béton.

- On adopte pour le module de déformation longitudinal instantanée du béton noté E_{ij} une valeur $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (f_{cj} et E_{ij} exprimés en MPa ou N/mm²).

$$\text{Pour } f_{c28} = 25[\text{MPa}] \quad E_{ij} = 32164.195[\text{MPa}]$$

- **Déformation transversales:**

Elles se calculent des déformations longitudinales en utilisant le coefficient de poisson, il est

donné par la relation suivante $\nu = \frac{\frac{\Delta t}{t}}{\frac{\Delta l}{l}}$.

Le module de déformation transversale du béton est donné par :

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

Avec :

E : module de Young.

V : Coefficient de Poisson.

⇒ **Coefficient de Poisson :**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation longitudinale :

$$v = \left(\frac{\Delta d}{d}\right) / \left(\frac{\Delta l}{l}\right) \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 article 2.1.3}).$$

Il est pris égale à :

- $v = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.
- $v = 0,2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.
- **Déformation différées : (Introduction au béton prendraient (livre A.ADJRAD))**

➤ **Le retrait du béton :**

Il varie avec le temps, le taux initial de raccourcissement diminue, à la fin d'un an, environ 80% du retrait à long terme aura eu lieu.

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r r(t) \quad \text{Avec } r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

(Introduction au béton prendraient (livre A.ADJRAD))

➤ **Fluage du béton :**

Lorsqu'une contrainte est appliquée à une pièce en béton et maintenue constante, il se produit une déformation immédiate suivie d'une déformation additionnelle.

→ On considère dans les calculs que les effets de ces phénomènes s'additionnent sans atténuation et permet de calculer la déformation finale du béton. (Déformation instantanée augmentée du fluage).

Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 article 2.1. 22})$$

$$\Rightarrow \text{Pour } f_j = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPA.}$$

➤ **Acier :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction elles sont associées au béton pour équilibrer les efforts de traction dans les zones tendues des éléments en béton armé. Exemple : semelles de fondation, longrines ou poutres, dalles portées pour les dallages....

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Pour la réalisation de notre projet, on a besoin de deux types d'aciers dont les principales caractéristiques sont reprises dans le tableau ci-après :

Tableau I. 8.1: Caractéristiques des aciers.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité en (MPa)	Résistance à la rupture en (MPa)	Allongement relatif à la rupture
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	HA	400	480	14
Acier en treillis	Treillis soudé TL.520 (0<6)	TS	250	550	8

- **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$$

(BAEL91 modifié 99 l'article A.2.2 .1).

- **Contrainte limite de l'acier :**

Contrainte limite ultime (ELU) : Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité. Pour les calculs de béton armé à l'état limite ultime, on utilisera le diagramme

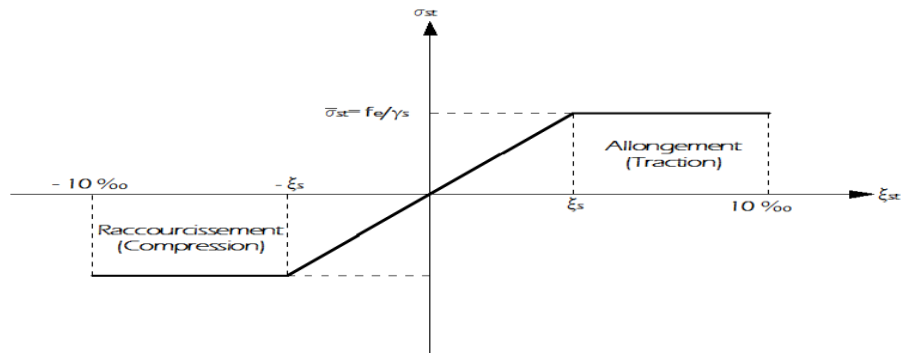


Figure I. 8.1: Diagramme « contrainte déformation » de l'acier à l'ELU.

Conventionnel suivant :

- L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10‰.
- La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99 article A.4.2})$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte de l'Acier.

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, d'où :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ (Situation courante)} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ (Situation accidentelle)} \end{cases}$$

Pour le présent projet, en situation courante, on obtient les valeurs suivantes :

Pour les aciers HA (FeE400) : $\sigma_{St} = 348 \text{ MPa}$.

Pour les treillis soudés TL520 : $\sigma_{St} = 452,17 \text{ MPa}$.

Etat limite de service (ELS) vis-à-vis de la durabilité de la structure :

- **Les vérifications à effectuer portent sur :**

Un état limite de compression du béton (BAEL modifié, article A.4.5, 2) ;

Un état limite d'ouverture des fissures (BAEL modifié A.4.5, 3).

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

▪ Fissuration peu préjudiciable :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits Chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer, car la contrainte n'est soumise à aucune limitation. (BAEL 91 modifié 99 article A.4.5.3.2).

▪ Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries où il y a risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right].$$

Avec : f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).

η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,3 \text{ pour les aciers de haute adhérence } (\Phi < 6\text{mm}). \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers de moyenne adhérence } (\Phi > 6\text{mm}) \\ \eta = 1.0 \text{ pour les RL.} \end{array} \right.$$

(BAEL91 modifié 99 article A.4.5.3.3).

▪ Fissuration très préjudiciable :

La fissuration très préjudiciable pour les ouvrages en milieu fortement agressif (réservoir, ou centre nucléaire), Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \min [1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}}] \text{ (BAEL 91 modifié 99 article A.4.5.3.4)}$$

Conclusion :

De ce qui précède, nous avons défini tous les éléments constitutifs de notre ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux, tout en respectant les règlements et ouvrages de construction. Le prochain chapitre fera l'objet de pré-dimensionner les éléments structuraux (principaux et secondaire) et déterminer leur dimensions.

II Pré dimensionnement des éléments :**II.1 Introduction :**

Ce chapitre nous permettra de pré-dimensionner les éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres (principales et secondaires), et les voiles.... Ainsi que les différentes charges agissantes sur notre structure, en se basant sur les lois des règlements **BAEL91modifié99, CBA 93, DTR et RPA99 version 2003.**

II.2 Pré dimensionnement des éléments résistants :**II.2.1 Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, destinés à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui. Ils reçoivent en général des charges verticales qu'ils transmettent sur leurs appuis. On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées, leurs dimensions seront déterminées en fonction de leurs portées (**BAEL91révisée 99**).

$$\frac{L_{\text{Max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\text{Max}}}{10}$$

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

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L_{Max}: portée maximum entre nus d'appuis.

Les dimensions choisies (b et h) doivent satisfaire les exigences de **l'article 7.5.1 du RPA 99 ; version 2003**, qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA99/version2003, article 7.5.1})$$

a) Poutres principales :

• **Hauteur :**

Sachant que $L_{Max} = 646 - 25 = 621$ cm

«25 » c'est La valeur min des poteaux donnée par **RPA en zone IIa (RPA99/vrsion2003 Article 7.4.1)**

$$\frac{621}{15} \leq h_p \leq \frac{621}{10} \quad 41.4\text{cm} \leq h_p \leq 62.1\text{cm} \quad \mathbf{h_p = 50cm}$$

• **Largeur :**

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p \quad ; \quad 20\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm} \quad \mathbf{b=25cm}$$

b) Poutres secondaires :

• **Hauteur**

Sachant que : $L_{Max} = 385 - 25 = 360$ cm

$$\frac{360}{15} \leq h_p \leq \frac{360}{10} \quad ; \quad 24\text{cm} \leq h_p \leq 36\text{cm} \quad \mathbf{h_p = 35cm.}$$

• **Largeur**

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p \quad ; \quad 14 \text{ cm} \leq h_p \leq 24.5\text{cm} \quad \mathbf{b=25cm.}$$

c) Poutres palière :

➤ **Hauteur**

Sachant que : $L_{Max} = 335 - 25 = 310$ cm

$$\frac{310}{15} \leq h_p \leq \frac{310}{10} \quad , \text{ Ce qui donne: } 20.67\text{cm} \leq h_p \leq 31\text{cm} \quad \mathbf{h_p = 30cm}$$

➤ **Largeur**

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \quad \mathbf{b=25cm.}$$

d) Poutres de chainage :

➤ **Hauteur**

Sachant que : $L_{Max} = 385 - 25 = 360$ cm

$$\frac{360}{15} \leq h_p \leq \frac{360}{10} \quad , \text{ Ce qui donne : } 24 \leq h_p \leq 36 \quad \mathbf{h_p = 35cm}$$

➤ **Largeur**

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p \quad 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} \quad \mathbf{b=25cm}$$

e) Poutres inclinée :

➤ **Hauteur**

Sachant que : $L_{Max} = 335 - 25 = 310$ cm

$$\frac{310}{15} \leq h_p \leq \frac{310}{10} \quad , \text{ Ce qui donne : } 20.67 \leq h_p \leq 31 \quad \mathbf{h_p = 30cm}$$

➤ **Largeur**

$$0.4h_p \leq b \leq 0.7h_p \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

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

Tableau II. 2.1: Vérification des conditions exigées par le RPA.

Conditions Eléments	$h \geq 30\text{cm}$	$b \geq 20\text{ cm}$	$h/b \leq 4$	Vérfications
Poutres principales	50	25	2	Vérfifiée
Poutres secondaires	35	25	1.4	Vérfifiée
Poutres palières	30	25	1.2	Vérfifiée
Poutres de chainage	35	25	1.4	Vérfifiée
Poutres inclinée	30	25	1.2	Vérfifiée

Les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées pour les poutres sont :

- Poutre principale (25x50) cm²
- Poutre secondaire (25x35) cm²
- Poutres palières (25x30) cm²
- Poutres de chainages (25x35) cm²
- Poutres inclinée (25x30) cm²

II.2.2 Pré dimensionnement des planchers :

1. Plancher à entrevous :

Sont composés de 3 éléments principaux

- polystyrène qui sert de coffrage perdu
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

$$h_t \geq \frac{L_{Max}}{22.5} \quad \text{Avec} \quad L_{Max} = L - b$$

Avec : h_t : Hauteur du plancher

L_{Max} : Portée maximale entre nus d'appui dans le sens des poutrelles

b : largeur de la poutre principale

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

Ce qui nous donne :

$$h_t = \frac{360}{22.5} = 16 \text{ cm}$$

On adoptera : **$h_t=20\text{cm}$** \Rightarrow un plancher de **(16+4)**, valable pour tous les niveaux

Avec :

- 16 cm : épaisseur du polystyrène
- 4cm : épaisseur de la dalle de compression.

2. Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposant sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de :

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

a. La résistance au feu :

(BAEL91modifié 99, article 3.1.33)

$e_p = 7$ cm : pour une heure de résistance au feu.

$e_p = 11$ cm : pour deux heures de résistance au feu.

$e_p = 17$ cm : pour quatre-heures de résistance au feu.

e_p : Épaisseur de la dalle pleine.

Pour deux heures d'exploitation au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à **11cm**

b. Condition de résistance à la flexion :

- Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \quad ; \quad \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad (l_x \leq l_y)$$

- Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens

Une dalle porte dans un deux sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$0.4 \leq \alpha \leq 1 \quad ; \quad \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad (l_x \leq l_y)$$

Avec :

l_x : Petit côté du panneau de dalle considéré.

l_y : Grand coté du panneau de dalle considéré.

➤ L'épaisseur de la dalle est donnée par :

Dalles reposant sur 1 appui : $e_p \leq \frac{l_x}{10}$

Dalles reposant sur 2 appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e_p \leq \frac{l_x}{30}$

Dalles reposant sur 3 appuis : $\frac{l_x}{40} \leq e_p \leq \frac{l_x}{35}$

Dalles reposant sur 4 appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40}$

- **Dalle reposant sur 1 appui**

$$e_p \leq \frac{l_x}{10} \quad l_x = 1.50m ; \quad e_p \leq \frac{150}{10} \Rightarrow e_p \leq 15cm$$

- **Dalle reposant sur 3 appuis**

Dalles reposant sur 3 appuis :

$$\frac{l_x}{40} \leq e_p \leq \frac{l_x}{35} \quad l_x = 1.50m ; \quad \frac{150}{40} \leq e_p \leq \frac{150}{35} \Rightarrow 3.75cm \leq e_p \leq 4.29cm$$

c. Isolation acoustique : (DTR C3.1.1)

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse ouvrage en béton armée

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

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

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

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

$$h_o = M/\rho = 350/2500 = 0.14m = 14cm$$

Nous prenons: **h_o=15cm.**

Finalement :

On prend le max (15cm, 11cm, 15cm)

$$e_p = 15cm.$$

II.2.3 Pré dimensionnement des voiles :

(RPA99modifié 2003 /Art 7.7.1).

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales et verticales, dues au vent et au séisme.

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

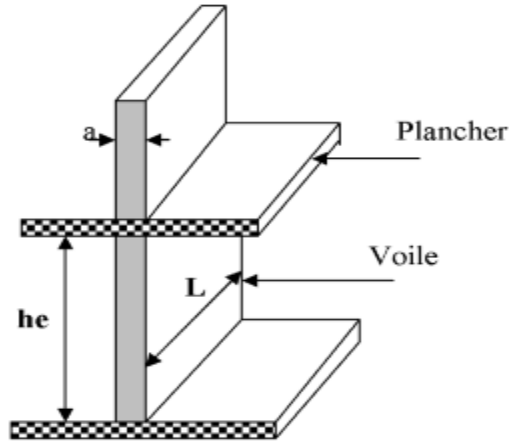


Figure II. 2.1: Coupe de voile en élévation.

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

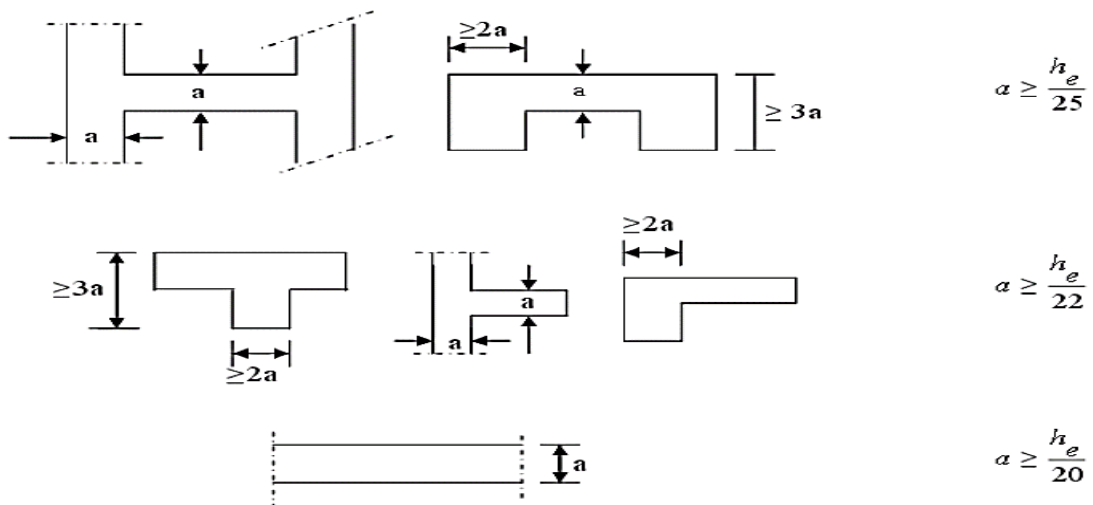


Figure II. 2.2: Coupe de voile en plan.

Nous opterons pour le 3ème cas puisqu'il est le cas le plus défavorable : $a \geq \frac{he}{20}$

Nous avons deux hauteurs différentes dans notre bâtiment :

➤ **Sous-sol**

- **L'épaisseur**

Hauteur : **3.06 m.**

Épaisseur du plancher (16+4). **e =20 cm.**

$$a \geq h_e / 20 \quad ; a \geq (306/20) = 15.3 \text{ cm} \quad \mathbf{a =25cm.}$$

- **La longueur**

$$L \geq 4 \times a \Rightarrow L \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$$

➤ **RDC et Etages courants**

- **L'épaisseur**

Hauteur : **3.23 m.**

Épaisseur du plancher (16+4). **e =20cm**

$$a \geq h_e / 20 \quad a \geq 323 / 20 = 16.15 \text{ cm.} \quad \mathbf{a =25cm.}$$

- **La longueur**

$$L \geq 4 \times a \Rightarrow L \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$$

II.2.4 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera avec l'effort normal réduit en considérant un effort $N_s = G + Q$, qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$v = \frac{N_s}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99 version 2003, article.7.4.3.1}).$$

N_s : effort normal repris par le poteau.

v : effort normal réduit.

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation.

B_c : section des poteaux ($B_c = S$).

D'où :

$$B_c \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}}$$

Remarque

Nous allons considérer, en premiers temps, pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par (RPA99version 2003, article .7.4.1) qui est de (25×25) cm².

II.3 Évaluations des charges et surcharges (selon DTR.BC22) :

II.3.1 Charges permanentes G :

a. Toiture

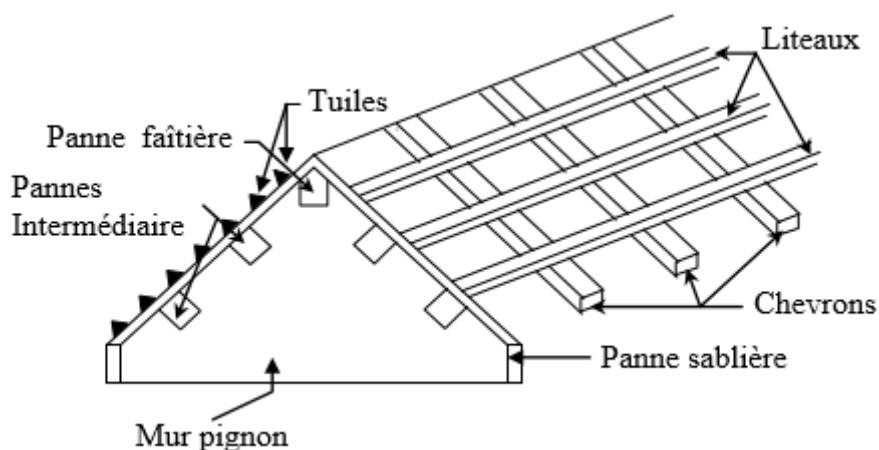
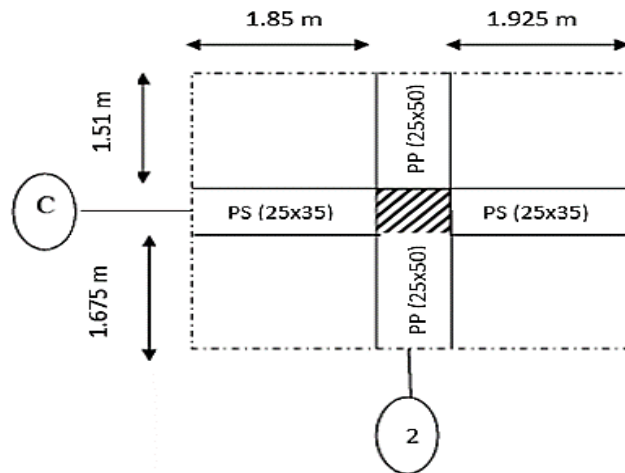


Figure II. 3.1: Schéma des éléments de la toiture .

Tableau II. 3.1: charges permanente de la toiture.

N ^o	Eléments	Charge [KN/m ²]
1	Tuiles mécanique à emboitement	0.4
2	Chevrons et pannes	0.1
3	Mur pignon (cloison)	0.9
		G _T = 1.4

- **Calcul la surface :**



Avec :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1.925 \times 1.675 = 3.224 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.925 \times 1.51 = 2.906 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.85 \times 1.675 = 3.098 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.85 \times 1.51 = 2.793 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S = 12.021 \text{ m}^2$$

b. Plancher terrasse inaccessible :

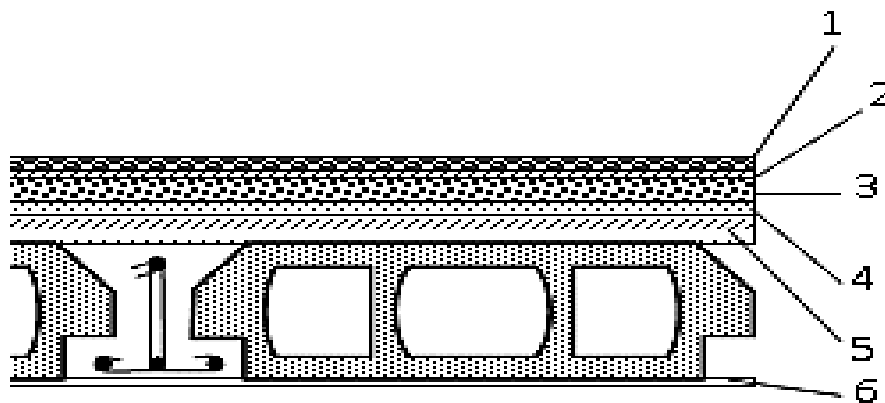


Figure II. 3.2: schéma explicatif des couches de la terrasse inaccessible.

Tableau II. 3.2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

N ^o	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M ³)	Charge (KN/m ²)
1	Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
2	Protection en gravillon	0.05	20	1
3	Forme de pente 1%	0.10	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	04	0.16
5	Dalle en polystyrène	0.20	/	1.9775
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
		G_T=5.66 KN/m²		

c. Plancher étage courant:

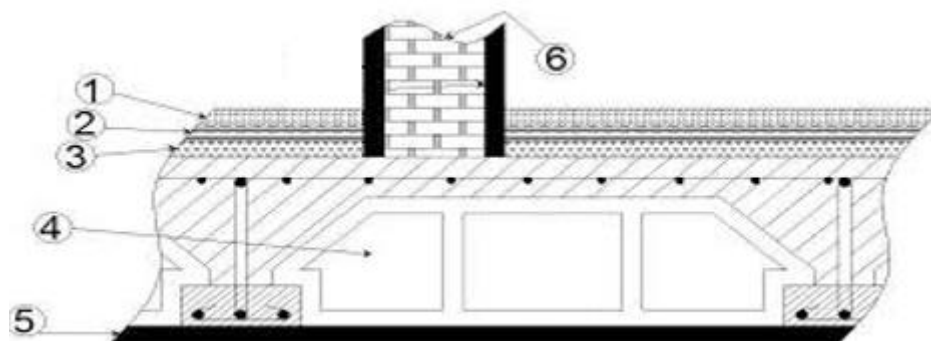


Figure II. 3.3: schéma explicatif des couches de plancher d'étage courant.

Tableau II. 3.3: Charges permanentes revenants à étage courant.

N ^o	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Chape en mortier de ciment	0.03	20	0.60
3	couche de sable	0.02	22	0.44
4	Dalle en polystyrène	0.20	/	1.9775
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation	0.10	9	0.90
		G_T= 4.56 KN/m²		

d. Plancher Dalle pleine :

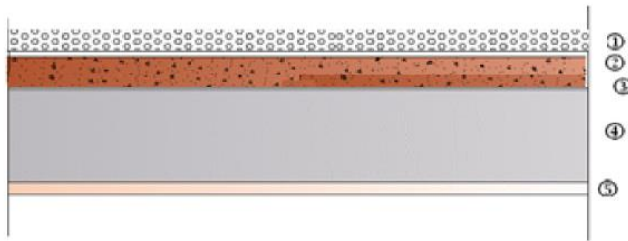


Figure II. 3.4: Coupe de plancher dalle pleine.

Tableau II. 3.4: Charges permanentes revenants à la dalle pleine.

N ^o	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/M ³)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Chape en mortier de ciment	0.03	20	0.6
3	Couche de sable	0.02	22	0.44
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
		G_T=5.43		

e. Maçonnerie :

➤ Les Murs extérieures :

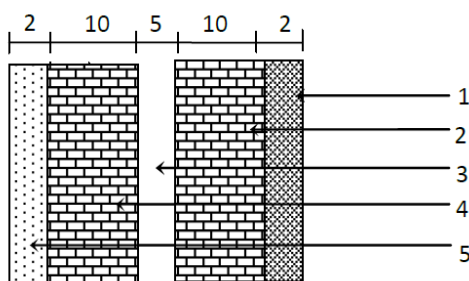


Figure II. 3.5: Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II. 3.5: Charge revenant aux murs extérieure.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
		GT=2.36		

➤ **Les murs intérieurs :**

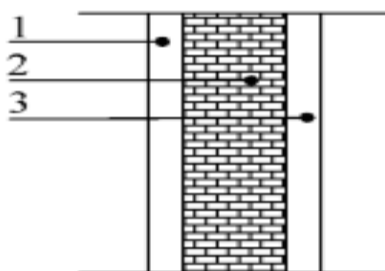


Figure II. 3.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Tableau II. 3.6: Charge revenant aux murs intérieurs.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m ³]	Charge [KN/m ²]
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
		GT=1.30		

f. Acrotère :

- Poids propre de l'acrotère :

$G = \rho \times S \times 1ml$ avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \Rightarrow S = 0.0685m^2 \quad G = 0.0685 \times 25 \times 1ml \quad \mathbf{G = 1.713KN/ml.}$$

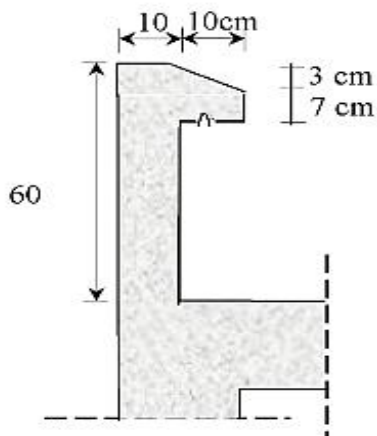


Figure II. 3.7: schéma de l'acrotère

II.3.2 Surcharges d'exploitation :

Tableau II. 3.7: Surcharges d'exploitation.

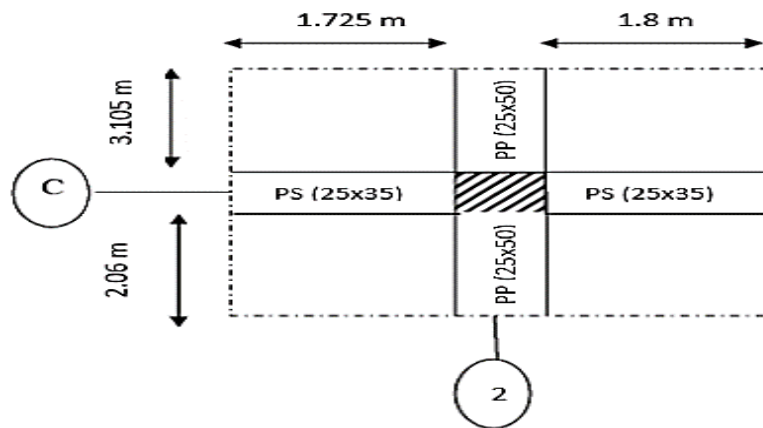
Eléments	Surcharge Q (KN/m ²)
Toiture	1.0
Acrotère	1.0
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.5
Plancher RDC (usage d'habitation et commerce)	5
Plancher sous-sol (usage commercial)	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II.3.3 Descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

Le poteau le plus sollicité est représenté ci-dessous :

A. Calcul la surface revenant au poteau le plus sollicité :



$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1.725 \times 3.105 = 5.356 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.8 \times 3.105 = 5.589 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.725 \times 2.06 = 3.553 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.8 \times 2.06 = 3.708 \text{ m}^2$$

$$S = 18.206 \text{ m}^2$$

B. Poids propre des éléments :

➤ **la toiture :**

$$P_{\text{toiture}} = G_{\text{toiture}} \times S$$

$$P = 1.4 \times 12.021 = 16.829 \text{ KN}$$

➤ **Les planchers :**

- **plancher étage courant, RDC :**

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$$

$$P = 4.56 \times 18.206 = 83.02 \text{ KN.}$$

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$P_{\text{plancher terrasse}} = G_{\text{plancher terrasse}} \times S$$

$$P = 5.66 \times 18.206 = 103.04 \text{KN}$$

➤ **Les poutres :**

- **Poutre principale**

$$G_{PP} = b \times h \times L \times \rho \quad \text{avec : } \rho = 25 \text{KN/m}^3$$

$$G_{PP} = 0.25 \times 0.50 \times 6.21 \times 25 = 19.41 \text{KN}$$

- **Poutre secondaires**

$$G_{PS} = b \times h \times L \times \rho \quad \text{avec : } \rho = 25 \text{KN/m}^3$$

$$G_{PS} = 0.25 \times 0.35 \times 3.6 \times 25 = 7.875 \text{KN}$$

Le poids total des poutres est : $G_p = 27.29 \text{KN}$.

➤ **Les poteaux :**

- **Poteaux sous-sol**

$$G_{\text{poteau}} = b \times h \times L \times \rho \quad \text{avec : } \rho = 25 \text{KN/m}^3$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{KN}$$

- **Poteaux RDC et étage courant**

$$G_{\text{poteau}} = b \times h \times L \times \rho \quad \text{avec : } \rho = 25 \text{KN/m}^3$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.23 \times 25 = 5.05 \text{KN}$$

II.3.4 Surcharges d'exploitations : (DTR B.C.2.2)

Tableau II. 3.8: Surcharge d'exploitations.

Eléments	Surcharges
Toiture	$Q_0 = 1 \times 12.021 = 12.021$
Plancher terrasse inaccessible	$Q_1 = 1 \times 18.206 = 18.206 \text{KN}$.
étage courant	$Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 1.5 \times 18.206 = 27.309 \text{KN}$
Plancher RDC et sous-sol	$Q_9 = Q_{10} = 5 \times 18.206 = 91.03 \text{KN}$

II.3.5 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

D'après le (DTR B.C.2.2) la loi de dégression s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5 niveaux**, ce qui est le cas de notre structure.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i ; \text{ pour } n \geq 5 \quad (\text{DTR B.C.2.2}).$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i

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

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

Tableau II. 3.9: Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	base
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.69	0.67

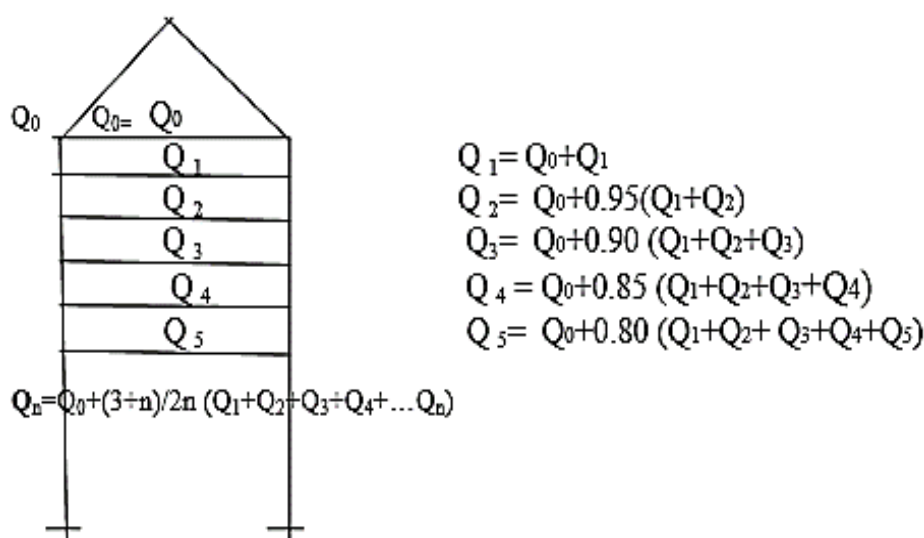


Figure II. 3.8: Dégression verticale des surcharges d'exploitations.

- **Les surcharges cumulées**

Toiture : Q_0

Niveau8 : Q_0+Q_1

Niveau7 : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

Niveau6 : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

Niveau5 : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Niveau4 : $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Niveau3 : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Niveau2 : $Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7)$

Niveau1 : $Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8)$

RDC : $Q_0+0.67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)$

Sous-sol : $Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+Q_{10}).$

- **Calcul des surcharges**

Toiture : $Q_0 = 12.021\text{KN}$

Niveau 8 : $Q_1 = 12.021 + 18.206 = 30.227 \text{ KN}$

Niveau 7 : $Q_2 = 12.021 + 0,95 (18.206 + 27.309) = 55.260\text{KN}.$

Niveau 6 : $Q_3 = 12.021 + 0,90 (18.206 + 27.309 \times 2) = 77.562\text{KN}$

Niveau 5 : $Q_4 = 12.021 + 0,85 (18.206 + 27.309 \times 3) = 97.134\text{KN}$

Niveau 4 : $Q_5 = 12.021 + 0,80 (18.206 + 27.309 \times 4) = 113.974 \text{ KN}$

Niveau 3 : $Q_6 = 12.021 + 0,75 (18.206 + 27.309 \times 5) = 128.084\text{KN}$

Niveau 2 : $Q_7 = 12.021 + 0,71 (18.206 + 27.309 \times 6) = 141.283\text{KN}.$

Niveau 1 : $Q_8 = 12.021 + 0,69 (18.206 + 27.309 \times 7) = 156.485\text{KN}.$

RDC : $Q_9 = 12.021 + 0,67 (18.206 + 27.309 \times 7 + 91.03) = 213.288 \text{ KN}$

Sous-sol : $Q_{10} = 12.021 + 0,65 [18.206 + (27.309 \times 7) + 91.03 \times 2] = 266.449 \text{ KN}$

Tableau II. 3.10: Prés dimensionnement des poteaux.

Niveaux	Charges pérennante [KN]					Charges d'exploitations [KN]		Efforts Normaux N	$S \geq \frac{N_s}{0.3 f_{c28}}$ (cm ²)	Section Minimale (RPA)	Section trouvée (cm ²)
	G Plancher	G _{ptr} poutre	G potea	G Total	G Cumulé	Q plancher	Q Cumulé	(G _c + Q _c)			
Toiture	16.82	27.29	3.125	49.169	49.169	12.021	12.021	61.19	81.587	25x25	25x30
Terrasse	103.0	27.29	5.05	135.38	184.549	18.206	30.227	214.776	286.368	25x25	25x30
7	83.02	27.29	5.05	115.36	299.909	27.309	55.260	355.169	473.558	25x25	25x30
6	83.02	27.29	5.05	115.36	415.269	27.309	77.562	492.831	657.108	25x25	30x30
5	83.02	27.29	5.05	115.36	530.629	27.309	97.134	627.763	837.017	25x25	30x30
4	83.02	27.29	5.05	115.36	645.989	27.309	113.974	759.963	1013.284	25x25	30x30
3	83.02	27.29	5.05	115.36	761.349	27.309	128.084	889.433	1185.91	25x25	35x35
2	83.02	27.29	5.05	115.36	876.709	27.309	141.283	1017.992	1357.322	25x25	35x35
1	83.02	27.29	5.05	115.36	992.069	27.309	156.485	1148.554	1531.405	25x25	40x40
RDC	83.02	27.29	5.05	115.36	1107.429	27.309	213.288	1278.024	1704.032	25x25	40x40
sous-sol	83.02	27.29	5.05	115.36	1222.789	91.03	266.449	1447.820	1930.427	25x25	45x45

II.4 Vérification :

(RPA 99 version 2003/ Art7.4.1).

• Vérification relative au coffrage :

(RPA 99 version 2003, article 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur h_e en une seule fois.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne Sismicité (II_a) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b; h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b; h) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b/h < 4$

a) Sous-sol poteaux (45x45)

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(45, 45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} > h_e / 20 = 306 / 20 = 15.3 \text{ cm}$$

$$1/4 < 45/45 < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4$$

Condition vérifiée.

b) RDC et 1^{er} étages poteaux (40x40)

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40, 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e / 20 = 323 / 20 = 16.15 \text{ cm}$$

$$1/4 < 40/40 < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4$$

Condition vérifiée.

c) 2^{eme} et 3^{eme} étage poteaux (35x35)

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(35, 35) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > h_e / 20 = 323 / 20 = 16.15 \text{ cm}$$

$$1/4 < 35/35 < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4$$

Condition vérifiée.

d) 4^{eme} étage ou 6^{eme} étage poteaux (30x30)

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(30, 30) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} > h_e / 20 = 323 / 20 = 16.15 \text{ cm}$$

$$1/4 < 30/30 < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4$$

Condition vérifiée.

e) 7^{eme} et 8^{eme} étage poteau (25x30)

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(25, 30) = 25 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 25 \text{ cm} > h_e / 20 = 323 / 20 = 16.15 \text{ cm}$$

$$1/4 < 25/30 < 4 \rightarrow 0.25 < 0.83 < 4$$

Condition vérifiée.

f) La toiture poteaux (25x30)

$$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(25, 30) = 25 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = 25 \text{ cm} > h_e / 20 = 200 / 20 = 10 \text{ cm}$$

$$1/4 < 25/30 < 4 \rightarrow 0.25 < 0.83 < 4$$

Condition vérifiée.

• Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est une perte de stabilité, lorsque l'élément (poteau) est soumis à des forces de compression par la suite à tendance à fléchir et à se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

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

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

(BAEL91 modifié 99, article B.8.4.1).

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$)

D'où :

L_0 : hauteur libre du poteau.

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

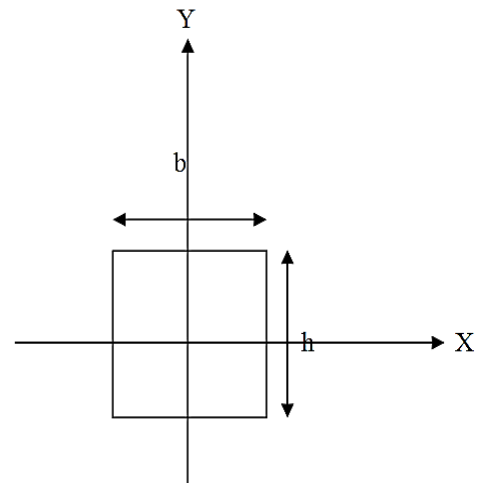
D'où :

B : section transversale du poteau ($B = b \times h$)

$$I: \text{Moment d'inertie du poteau} \Rightarrow \begin{cases} I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \\ I_{yy} = \frac{hb^3}{12} \end{cases}$$

Avec : $b = h$

$$\text{Donc} \Rightarrow I = I_{xx} = I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$$



$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12hb}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Alors :

a) Sous-sol poteaux (45x45)

$L_0 = 3.06 \text{ m}$ d'où $\lambda = 0.7 \times 3.06 (\sqrt{12} / 0.45)$ $\lambda = 16.49 < 50$ **Condition vérifiée.**

b) RDC et 1^{er} étage poteaux (40x40)

$L_0 = 3.23 \text{ m}$ d'où $\lambda = 0.7 \times 3.23 (\sqrt{12} / 0.40)$ $\lambda = 19.58 < 50$ **Condition vérifiée.**

c) 2^{eme} et 3^{eme} étage poteaux (35x35)

$L_0 = 3.23 \text{ m}$ d'où $\lambda = 0.7 \times 3.23 (\sqrt{12} / 0.35)$ $\lambda = 22.38 < 50$ **Condition vérifiée.**

d) 4^{eme} étage ou 6^{eme} étage (30x30)

$L_0 = 3.23 \text{ m}$ d'où $\lambda = 0.7 \times 3.23 (\sqrt{12} / 0.30)$ $\lambda = 26.11 < 50$ **Condition vérifiée.**

e) 8^{eme} et 9^{eme} étage (25x30)

$L_0 = 3.23 \text{ m}$ d'où $\lambda = 0.7 \times 3.23 (\sqrt{12} / 0.25)$ $\lambda = 31.33 < 50$ **Condition vérifiée.**

f) Toiture poteaux (25x30)

$L_0 = 2.00 \text{ m}$ d'où $\lambda = 0.7 \times 2.00 (\sqrt{12} / 0.25)$ $\lambda = 19.40 < 50$ **condition vérifiée.**

Donc : Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

• **Vérification des rigidités :**

a) Calcul des rigidités linéaires des poteaux et:

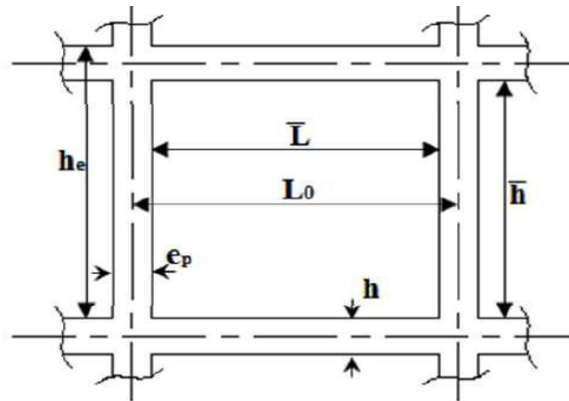
Rigidité linéaire d'un poteau $K_p = \frac{I_{Pt}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre $K_p = \frac{I_p}{L_c}$

b) Identification des paramètres :

I : Moment d'inertie de l'élément

h_c, L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement



$$l_c = \bar{h} + \frac{1}{2}e_{poteau} \quad ; \quad h_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{poutre}$$

Avec :

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nus des poutres ;

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux) ;

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres ;

h_{poutre} : Hauteur de la poutre ;

e_{poteau} : Largeur des poteaux ;

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux ;

K : Rigidité linéaire (poutre, poteaux).

1) Tableaux des rigidités des poutres dans les deux sens :

Tableau II. 4.1: Rigidité des poutres dans le sens (x-x).

étage	travée	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	h _{poutre} (cm)	L̄ (cm)	h _c (cm)	K (cm ³)
Sous-sol	A-B	25	35	89322.917	370	45	35	325	342.5	260.797
	B-C	25	35	89322.917	385	45	35	340	357.5	249.854
	C-D	25	35	89322.917	345	45	35	300	317.5	281.332
	D-E	25	35	89322.917	335	45	35	290	307.5	290.481
	E-F	25	35	89322.917	345	45	35	300	317.5	281.332
	F-G	25	35	89322.917	385	45	35	340	357.5	249.854
	G-H	25	35	89322.917	370	45	35	325	342.5	260.797
RDC et 1 ^{er} étages	A-B	25	35	89322.917	370	40	35	330	347.5	257.044
	B-C	25	35	89322.917	385	40	35	345	362.5	246.408
	C-D	25	35	89322.917	345	40	35	305	322.5	276.970
	D-E	25	35	89322.917	335	40	35	295	312.5	285.833
	E-F	25	35	89322.917	345	40	35	305	322.5	276.970
	F-G	25	35	89322.917	385	40	35	345	362.5	246.408
	G-H	25	35	89322.917	370	40	35	330	347.5	257.044
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	A-B	25	35	89322.917	370	35	35	335	352.5	253.398
	B-C	25	35	89322.917	385	35	35	350	367.5	243.055
	C-D	25	35	89322.917	345	35	35	310	327.5	272.741
	D-E	25	35	89322.917	335	35	35	300	317.5	281.332
	E-F	25	35	89322.917	345	35	35	310	327.5	272.741
	F-G	25	35	89322.917	385	35	35	350	367.5	243.055
	G-H	25	35	89322.917	370	35	35	335	352.5	253.398
4 ^{ème} au dernier étage	A-B	25	35	89322.917	370	30	35	340	357.5	249.854
	B-C	25	35	89322.917	385	30	35	355	372.5	239.793
	C-D	25	35	89322.917	345	30	35	315	332.5	268.640
	D-E	25	35	89322.917	335	30	35	305	322.5	276.970
	E-F	25	35	89322.917	345	30	35	315	332.5	268.640
	F-G	25	35	89322.917	385	30	35	355	372.5	239.793
	G-H	25	35	89322.917	370	30	35	340	357.5	249.854
La toiture	A-B	25	35	89322.917	370	30	35	340	357.5	249.854
	B-C	25	35	89322.917	385	30	35	355	372.5	239.793
	C-D	25	35	89322.917	345	30	35	315	332.5	268.640
	D-E	25	35	89322.917	335	30	35	305	322.5	276.970
	E-F	25	35	89322.917	345	30	35	315	332.5	268.640
	F-G	25	35	89322.917	385	30	35	355	372.5	239.793
	G-H	25	35	89322.917	370	30	35	340	357.5	249.854

Tableau II. 4.2: Rigidité des poutres dans le sens (y-y).

Etage	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	h _{poutre} (cm)	\bar{L} (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
Sous-sol	1-2	25	50	260416.666	437	45	50	392	417	624.500
	2-3	25	50	260416.666	646	45	50	601	626	416.001
	3-4	25	50	260416.666	437	45	50	392	417	624.500
RDC et 1 ^{er} 2 ^{ème} étages	1-2	25	50	260416.666	437	40	50	397	422	617.101
	2-3	25	50	260416.666	646	40	50	606	631	412.705
	3-4	25	50	260416.666	437	40	50	397	422	617.101
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1-2	25	50	260416.666	437	35	50	402	427	609.875
	2-3	25	50	260416.666	646	35	50	611	636	409.460
	3-4	25	50	260416.666	437	35	50	402	427	609.875
4 ^{ème} aux derniers	1-2	25	50	260416.666	437	30	50	407	432	602.816
	2-3	25	50	260416.666	646	30	50	616	641	406.266
	3-4	25	50	260416.666	437	30	50	407	432	602.816
La toiture	1-2	25	50	260416.666	437	30	50	407	432	602.816
	2-3	25	50	260416.666	646	30	50	616	641	406.266
	3-4	25	50	260416.666	437	30	50	407	432	602.816

2) Tableaux des rigidités des poteaux dans les deux sens :

Tableau II. 4.3: Rigidité des poteaux dans le sens (x-x).

Etage	B (cm)	H (cm)	I (cm⁴)	h_e (cm)	h_{poutre} (cm)	e_{pot} (cm)	\bar{h} (cm)	h_c (cm)	K (cm³)
Toiture	25	30	56250	200	50	30	150	165	321.428
étage 8	25	30	56250	323	50	30	273	288	195.313
étage 7	25	30	56250	323	50	30	273	288	195.313
étage 6	30	30	67500	323	50	30	273	288	234.375
étage 5	30	30	67500	323	50	30	273	288	234.375
étage 4	30	30	67500	323	50	30	273	288	234.75
étage 3	35	35	125052.083	323	50	35	273	290.5	430.472
étage 2	35	35	125052.083	323	50	35	273	290.5	430.472
étage 1	40	40	213333.333	323	50	40	273	293	728.100
RDC	40	40	213333.333	323	50	40	273	293	728.100
Sous-sol	45	45	341718.750	306	50	45	256	278.5	1226.997

Tableau II. 4.4: Rigidité des poteaux dans le sens (y-y).

Étage	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	h_e (cm)	h_{poutre} (cm)	e_{pot} (cm)	\bar{h} (cm)	h_c (cm)	K (cm ³)
Toiture	25	30	56250	200	35	30	165	180	312.5
étage 8	25	30	56250	323	35	30	288	303	185.643
étage 7	25	30	56250	323	35	30	288	303	185.643
étage 6	30	30	67500	323	35	30	288	303	222.772
étage 5	30	30	67500	323	35	30	288	303	222.772
étage 4	30	30	67500	323	35	30	288	303	222.772
étage 3	35	35	125052.083	323	35	35	288	305.5	409.336
étage 2	35	35	125052.083	323	35	35	288	305.5	409.336
étage 1	40	40	213333.333	323	35	40	288	308	692.640
RDC	40	40	213333.333	323	35	40	288	308	692.640
Sous-sol	45	45	341718.750	306	35	45	271	293.5	1164.289

Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Planchers : $h_t = 20$ cm
- Dalles pleines : $e_p = 15$ cm
- Voiles : $a = 25$ cm
- **Les Poutres :**
 - Poutres principale : (25×50) cm²
 - Poutres secondaires : (25×35) cm²
 - Poutres palières : (25×30) cm²
 - Poutres de chaînages : (25×35) cm²

- **Les Poteaux :**

Niveau	Section des poteaux adoptée
Sous-sol	(45×50) cm ²
RDC et Etage 1	(40×45) cm ²
Etage 2 et 3	(35×40) cm ²
Etage 4 ; 5 et 6	(30×35) cm ²
Etage 7 ; terrasse et toiture	(25×30) cm ²

Après avoir défini la grandeur des éléments qui constitue notre structure nous passant aux calculs des éléments non structuraux.

Plancher

Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Lors d'un séisme d'une certaine importance peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, afin d'éviter tout risque ou dommage, ce chapitre portera sur le calcul et le ferrailage des éléments non structuraux de notre ouvrage (plancher, dalle plane, escalier, acrotère, charpente). Ce l'on les règlements de (BAEL 91 modifié 99) et RPA.

III.1 Calcul des planchers :

III.1.1 Plancher en corps creux :

Notre structure est constituée des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée.

Dans notre cas, nous avons trois planchers différents qui diffèrent de leurs charge d'exploitation (commercial, habitation et dernier étage)

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction de portance ;
- Remplissage en corps creux polystyrène, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant phonique, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton armé de 4cm d'épaisseur.

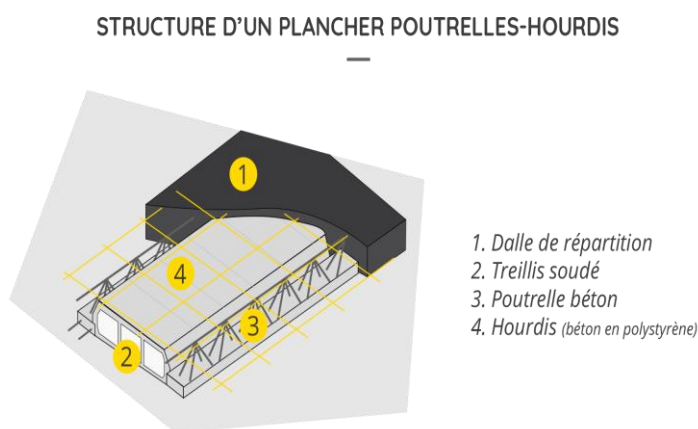


Figure III. 1.1: Plancher en corps creux.

III.1.2 Calcul et Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé de 4cm d'épaisseur, Elle est armée d'un quadrillage d'armatures (treillis soudé de nuance TLE520) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

- **Prescriptions réglementaires pour la dalle de compression :**

La dalle doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (BAEL91modifié99, article B.6.8.423).

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

a) Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \quad \text{lorsque } (50\text{cm} < L < 80\text{cm}).$$

Avec :

A_{\perp} En cm^2 par mètre de nervure (poutrelles)

L : distance entre axe des poutrelles

f_e : Limite d'élasticité en MPa.

On a la distance entre axes des poutrelles égale à 65cm

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $A_{\perp} = 6\emptyset 6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $e = 15\text{cm}$.

b) Armatures parallèle aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.70}{2} = 0.85\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $A_{//} = 6\emptyset 6 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec un espacement $e = 15\text{cm}$.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

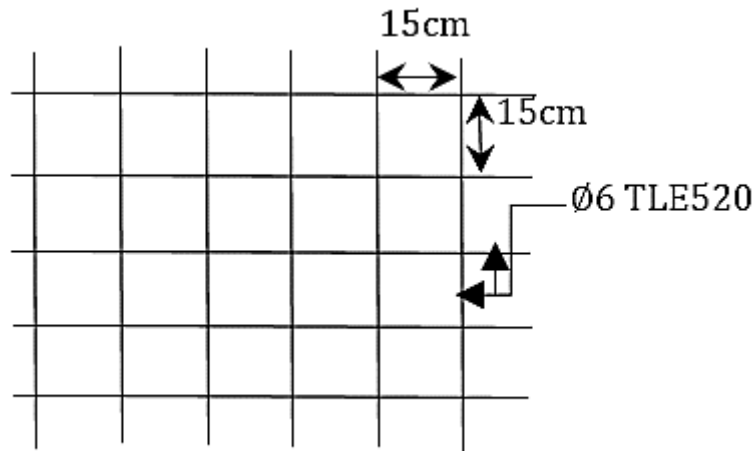


Figure III. 1.2: Treillis soudées de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

III.1.3 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives. La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

- **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Remarque :

Pour notre projet, Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée qu'est le sens x-x.

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, le règlement **BAEL91**

Préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq L - b_0/2 \\ b_1 \leq L/10 \\ b_1 \leq L/3 \end{array} \right.$$

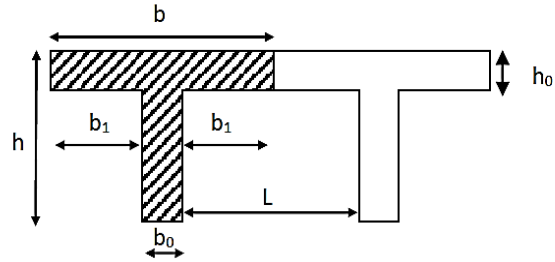


Figure III. 1.3: Caractéristique géométrique de la section en T.

Avec :

- L : distance entre axe des poutrelles ;
- l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3,85$ m (la travée la plus sollicitée)
- b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs
- b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;
- b_1 : est le débord.
- $h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle) ;
- $h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression) ;
- C = 2 cm (enrobage) ;
- d = 18 cm (hauteur utile).

D'où : Largeur efficace de la table de compression :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 65 - 12 / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 385 / 10 = 38,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 385 / 3 = 128,33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{b_1 = 26,5 \text{ cm}}$$

D'où $b = 2b_1 + b_0 = 65$ cm

(BAEL91 modifié 99, article A.4.1, 3)

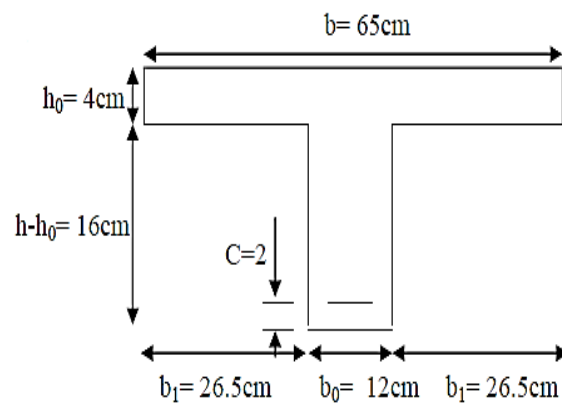


Figure III. 1.4: Dimensionnement de la poutrelle.

➤ Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

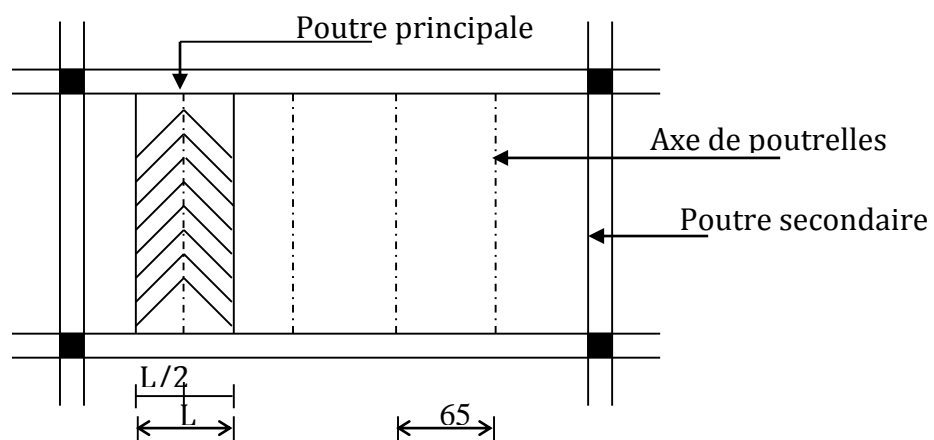


Figure III. 1.5: Charge revenant aux poutrelles.

- Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids de polystyrène et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

A. Poids de plancher :

- **Plancher dernier étage (terrasse inaccessible)**

Poids propre de plancher : $G=5.66 \times 0.65=3.679\text{KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q=1 \times 0.65=0.65\text{KN/ml}$.

- **Plancher étage courant**

Poids propre de plancher : $G=4.56 \times 0.65=2.964\text{KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65=0.975\text{KN/ml}$.

- **Plancher RDC et sous-sol**

Poids propre de plancher : $G=4.56 \times 0.65=2.964\text{KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q=5 \times 0.65=0.975\text{KN/ml}$.

B. Combinaisons des charges

- **Plancher dernier étage (terrasse inaccessible)**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $q_s = G + Q$

Tableau III. 1.1: charge et surcharge d'exploitation.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q_u (KN/ml)	Q_s (KN/ml)
Dernier étage	3.679	0.65	5.942	4.329
Étage courant	2.964	0.975	5.464	3.939
RDC, sous-sol	2.964	3.25	8.876	6.214

Remarque :

⇒ Nous avons deux différents types de plancher à étudier, Le premier comporte un plancher sur 8 appuis ; le deuxième sur 4 appuis.

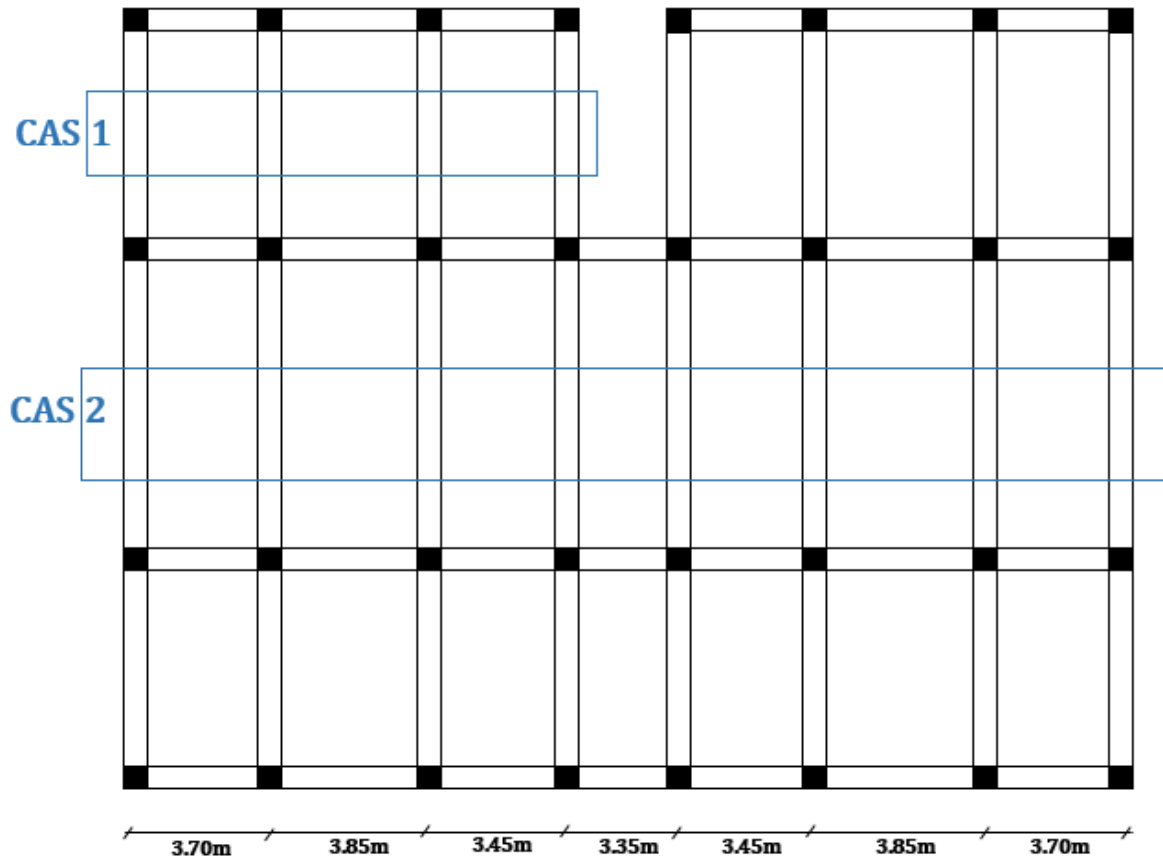


Figure III. 1.6: Description des cas à étudié.

- **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide l'une de ces méthodes :

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

• **La méthode forfaitaire :**

A. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux constructions dont les hypothèses suivantes sont vérifiées :

- la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou a 5 KN.
 $Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\}$.
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad (\text{BAEL91 modifié 99, article B.6.2, 210}).$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

B. Vérifications d'application de la méthode forfaitaire :

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN}\}$$

$$Q = 5 \text{ KN/ml} < 2G = 2 \times 2.964 = 5.928 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow Q = 5 \text{ KN} \leq 5.928 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées
Considérées.

Condition vérifiée.

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

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

On a:

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.7}{3.85} = 0.961$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3.85}{3.45} = 1.12$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{3.45}{3.35} = 1.03$$

$$\frac{L_4}{L_6} = \frac{3.35}{3.45} = 0.971$$

$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{3.45}{3.85} = 0.896$$

$$\frac{L_6}{L_7} = \frac{3.85}{3.7} = 1.04$$

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

C. Principe de la méthode :

(BAL91modifié99, article B.6.2, 211)

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.

- **Exposé de la méthode :**

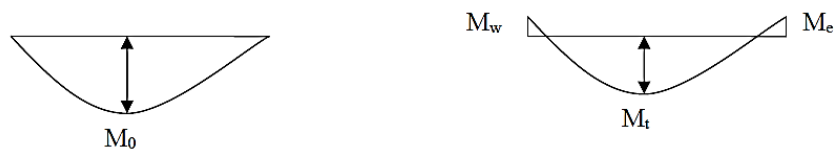


Figure III. 1.7: Diagramme des moments.

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

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec :

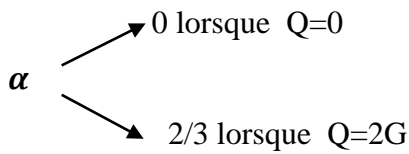
- L: longueur de la travée entre nus d'appuis ;
- q : charge uniformément répartie.
- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite
Respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$\left. \begin{aligned} M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \} ; \\ M_t &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée intermédiaire ;} \\ M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée de rive.} \end{aligned} \right\} \text{ On prend } M_t^{\max}$$

Avec :

- (α) : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.



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.

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donnée par la formule suivante :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + q \frac{l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - q \frac{l}{2}$$

- **Application de la méthode forfaitaire :**

Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$; ($0 \leq \alpha \leq 2/3$)

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.25}{3.25+2.964} = 0.523 \quad (0 \leq \alpha \leq 2/3) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- $\alpha = 0.523$ On aura après calcul
- $1 + 0.3\alpha = 1.157$
- $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.578$ (Travée intermédiaire).

$$- \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.678 \text{ (Travée de rive).}$$

a) Plancher RDC et SOUS-SOL :

- Calcul à l'ELU ($q_u=8.876\text{KN/ml}$)

Cas N°1 :

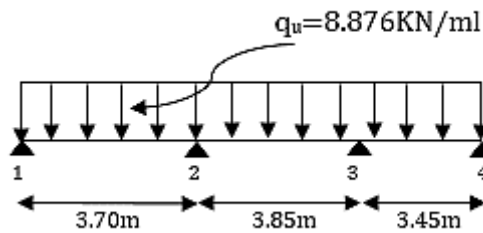


Figure III. 1.8: Schéma statique de calcul du 1^{er} type de plancher à l'ELU.

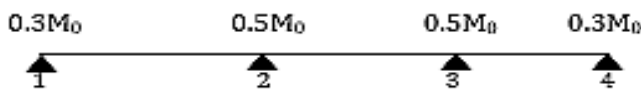
1. Calcul du moment isostatique

$$M_{0(1-2)} = q_u \frac{L^2}{8} = 8.876 \frac{3.7^2}{8} = 15.189 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = q_u \frac{L^2}{8} = 8.876 \frac{3.85^2}{8} = 16.445 \text{ kN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = q_u \frac{L^2}{8} = 8.876 \frac{3.45^2}{8} = 13.206 \text{ kN.m}$$

2. Moments aux appuis



$$M_1 = 0.3 M_{0(1-2)} = 4.556 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_3 = 0.5 \max (M_{0(1-2)}, M_{0(2-3)}) = 8.222 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0.3 M_{0(3-4)} = 3.962 \text{ kN.m}$$

3. Moments en travée

Travée 1-2 (travée de rive)

$$- M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \}$$

$$M_{t1-2} \geq - \frac{M_2 + M_1}{2} + \max \{ 1.05 M_{01-2}, (1+0.3\alpha)M_{01-2} \}$$

$$M_{t1-2} \geq - \frac{8.222 + 4.556}{2} + \max \{ 1.05 \times 15.189, 1.157 \times 15.189 \}$$

$$M_{t1-2} \geq 11.185 \text{KN.m}$$

$$- M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t1-2} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01-2}$$

$$M_{t1-2} \geq 0.678 \times 15.189$$

$$M_{t1-2} \geq 10.298 \text{KN.m}$$

$$M_{t1-2} = 11.185 \text{KN.m.}$$

• Travée 2-3 (travée intermédiaire)

$$- M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \}$$

$$M_{t2-3} \geq - \frac{M_3 + M_2}{2} + \max \{ 1.05 M_{02-3}, (1+0.3\alpha)M_{02-3} \}$$

$$M_{t2-3} \geq - \frac{4.556 + 4.556}{2} + \max \{ 1.05 \times 16.445, 1.157 \times 16.445 \}$$

$$M_{t2-3} \geq 10.805 \text{KN.m}$$

$$- M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2-3} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02-3}$$

$$M_{t2-3} \geq 0.578 \times 16.445$$

$$M_{t2-3} \geq 9.505 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t2-3} = 10.805 \text{KN.m}$$

• **Travée 3-4 (travée de rive)**

$$- M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \}$$

$$M_{t3-4} \geq -\frac{M_4 + M_3}{2} + \max \{ 1.05 M_{03-4}, (1+0.3\alpha)M_{03-4} \}$$

$$M_{t3-4} \geq -\frac{3.962 + 8.222}{2} + \max \{ 1.05 \times 13.206, 1.157 \times 13.206 \}$$

$$M_{t3-4} \geq 9.187 \text{KN.m}$$

$$- M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t3-4} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03-4}$$

$$M_{t3-4} \geq 0.678 \times 13.206$$

$$M_{t3-4} \geq 8.954 \text{KN.m}$$

$$M_{t3-4} = 9.187 \text{KN.m}$$

Tableau III. 1.2: Moments fléchissant à l'ELU.

Travée	L (m)	qu (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	α	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN/ml)
1-2	3.70	8.876	15.189	0.523	8.222	4.556	11.185
2-3	3.85	8.876	16.445	0.523	8.222	8.222	10.805
3-4	3.45	8.876	13.206	0.523	3.962	8.222	9.187

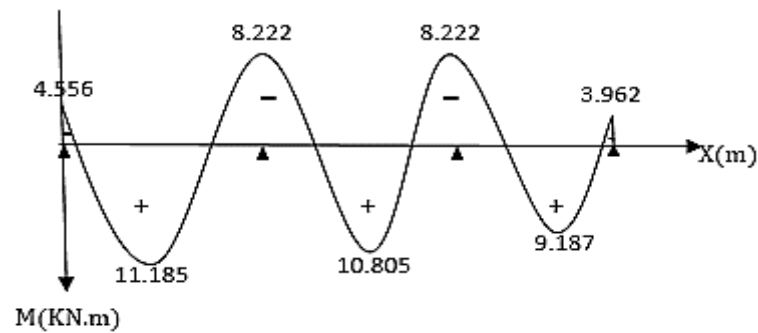


Figure III. 1.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

4. Calcul des efforts tranchants

- Travée 1-2

$$T_1 = \frac{M_1 - M_2}{l_{1-2}} + \frac{q_u \times l_{1-2}}{2}$$

$$T_1 = \frac{4.556 - 8.222}{3.7} + \frac{8.876 \times 3.7}{2}$$

$$T_1 = 15.429 \text{ KN}$$

$$T_2 = \frac{M_1 - M_2}{l_{1-2}} - \frac{q_u \times l_{1-2}}{2}$$

$$T_2 = \frac{4.556 - 8.222}{3.7} - \frac{8.876 \times 3.7}{2}$$

$$T_2 = -17.411 \text{ KN.}$$

- Travée 2-3

$$T_2 = \frac{M_2 - M_3}{l_{2-3}} + \frac{q_u \times l_{2-3}}{2}$$

$$T_2 = \frac{8.222 - 8.222}{3.85} + \frac{8.876 \times 3.85}{2}$$

$$T_2 = 17.086 \text{ KN}$$

$$- T_3 = \frac{M_2 - M_3}{l_{2-3}} - \frac{q_u \times l_{2-3}}{2}$$

$$T_3 = \frac{8.222 - 8.222}{3.85} - \frac{8.876 \times 3.85}{2}$$

$$T_3 = -17.086 \text{ KN}$$

• Travée 3-4

$$- T_3 = \frac{M_3 - M_4}{l_{3-4}} + \frac{q_u \times l_{3-4}}{2}$$

$$T_3 = \frac{8.222 - 3.962}{3.45} + \frac{8.876 \times 3.45}{2}$$

$$T_3 = 16.546 \text{ KN}$$

$$- T_4 = \frac{M_3 - M_4}{l_{3-4}} - \frac{q_u \times l_{3-4}}{2}$$

$$T_4 = \frac{8.222 - 3.962}{3.45} - \frac{8.876 \times 3.45}{2}$$

$$T_4 = -14.076 \text{ KN}$$

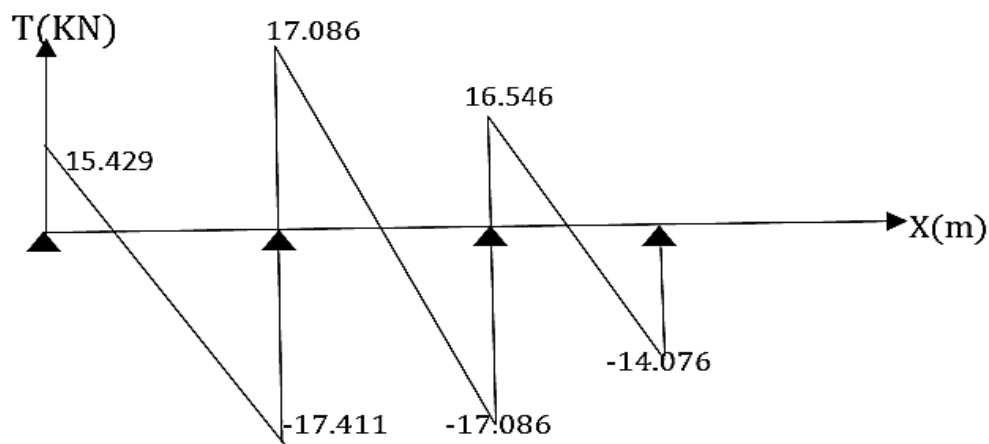


Figure III. 1.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- Calcul a l'ELS ($q_s = 6.214 \text{ KN/ml}$)

1. Calcul du moment isostatique

$$M_{0(1-2)} = q_s \frac{L^2}{8} = 6.214 \frac{3.7^2}{8} = 10.633 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = q_s \frac{L^2}{8} = 6.214 \frac{3.85^2}{8} = 11.513 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = q_s \frac{L^2}{8} = 6.214 \frac{3.45^2}{8} = 9.245 \text{ KN.m}$$

2. Moments aux appuis

$$M_1 = 0.3 M_{01-2} = 3.19 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_3 = 0.5 \max (M_{0(1-2)}, M_{0(2-3)}) = 5.756 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.3 M_{0(3-4)} = 2.774 \text{ KN.m}$$

3. Moments en travée

- Travée 1-2 (travée de rive)

$$- M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \}$$

$$M_{t1-2} \geq - \frac{M_2 + M_1}{2} + \max \{ 1.05 M_{01-2}, (1+0.3\alpha)M_{01-2} \}$$

$$M_{t1-2} \geq - \frac{5.756 + 3.19}{2} + \max \{ 1.05 \times 10.633, 1.157 \times 10.633 \}$$

$$M_{t1-2} \geq 7.829 \text{ KN.m}$$

$$- M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t1-2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01-2}$$

$$M_{t1-2} \geq 0.678 \times 10.633$$

$$M_{t1-2} \geq 7.209 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t1-2} = 7.829\text{KN.m}$$

- **Travée 2-3 (travée intermédiaire)**

$$- M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \}$$

$$M_{t2-3} \geq - \frac{M_3 + M_2}{2} + \max \{ 1.05 M_{02-3}, (1+0.3\alpha)M_{02-3} \}$$

$$M_{t2-3} \geq - \frac{5.756 + 5.756}{2} + \max \{ 1.05 \times 11.513, 1.157 \times 11.513 \}$$

$$M_{t2-3} \geq 7.564\text{KN.m}$$

$$- M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t2-3} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02-3}$$

$$M_{t2-3} \geq 0.578 \times 11.513$$

$$M_{t2-3} \geq 6.653\text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t2-3} = 7.564\text{KN.m}$$

- **Travée 3-4 (travée de rive)**

$$- M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max \{ 1.05 M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \}$$

$$M_{t3-4} \geq - \frac{M_4 + M_3}{2} + \max \{ 1.05 M_{03-4}, (1+0.3\alpha)M_{03-4} \}$$

$$M_{t3-4} \geq - \frac{2.774 + 5.756}{2} + \max \{ 1.05 \times 9.245, 1.157 \times 9.245 \}$$

$$M_{t3-4} \geq 6.432\text{KN.m}$$

$$- M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t3-4} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03-4}$$

$$M_{t3-4} \geq 0.678 \times 9.245$$

$$M_{t3-4} \geq 6.268 \text{KN.m}$$

$$M_{t3-4} = 6.432 \text{KN.m}$$

Tableau III. 1.3: Moments fléchissant à l'ELS.

Travée	L (m)	qs (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	α	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN/ml)
1-2	3.70	6.214	10.633	0.523	5.756	3.190	7.829
2-3	3.85	6.214	11.513	0.523	5.756	5.756	7.564
3-4	3.45	6.214	9.245	0.523	2.774	5.756	6.432

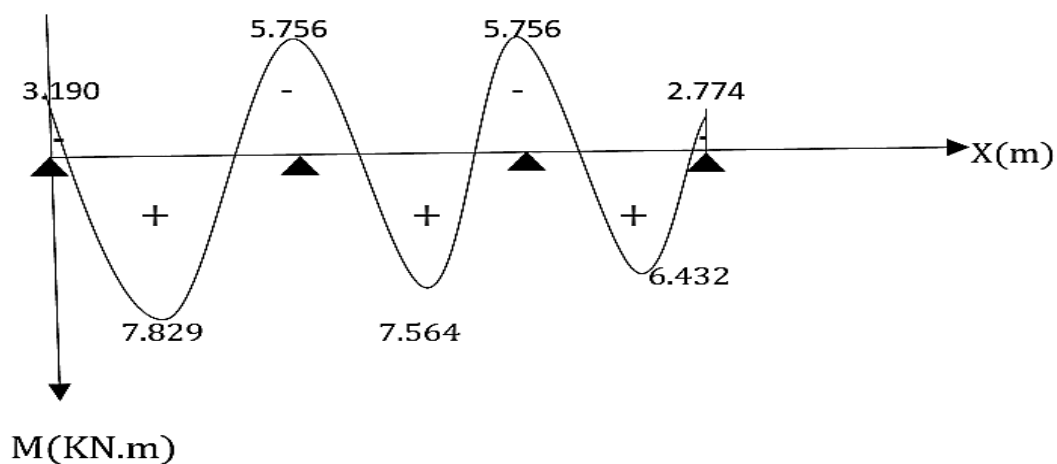


Figure III. 1.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

4. Calcul des efforts tranchants

- Travée 1-2

$$- T_1 = \frac{M_1 - M_2}{l_{1-2}} + \frac{q_u \times l_{1-2}}{2}$$

$$T_1 = \frac{3.19 - 5.756}{3.7} + \frac{6.214 \times 3.7}{2}$$

$$T_1 = 10.802 \text{ KN}$$

$$- T_2 = \frac{M_1 - M_2}{l_{1-2}} - \frac{q_u \times l_{1-2}}{2}$$

$$T_2 = \frac{3.19 - 5.756}{3.7} - \frac{6.214 \times 3.7}{2}$$

$$T_2 = -12.189 \text{ KN}$$

- Travée 2-3

$$- T_2 = \frac{M_2 - M_3}{l_{2-3}} + \frac{q_u \times l_{2-3}}{2}$$

$$T_2 = \frac{5.756 - 5.756}{3.85} + \frac{6.214 \times 3.85}{2}$$

$$T_2 = 11.962 \text{ KN}$$

$$- T_3 = \frac{M_2 - M_3}{l_{2-3}} - \frac{q_u \times l_{2-3}}{2}$$

$$T_3 = \frac{5.756 - 5.756}{3.85} - \frac{6.214 \times 3.85}{2}$$

$$T_3 = -11.962 \text{ KN}$$

- Travée 3-4 :

$$- T_3 = \frac{M_3 - M_4}{l_{3-4}} + \frac{q_u \times l_{3-4}}{2}$$

$$T_3 = \frac{5.756 - 2.774}{3.45} + \frac{6.214 \times 3.45}{2}$$

$$T_3 = 11.583 \text{ KN}$$

$$- T_4 = \frac{M_3 - M_4}{l_{3-4}} - \frac{q_u \times l_{3-4}}{2}$$

$$T_4 = \frac{5.756 - 2.774}{3.45} - \frac{6.214 \times 3.45}{2}$$

$$T_4 = -9.855 \text{ KN}$$

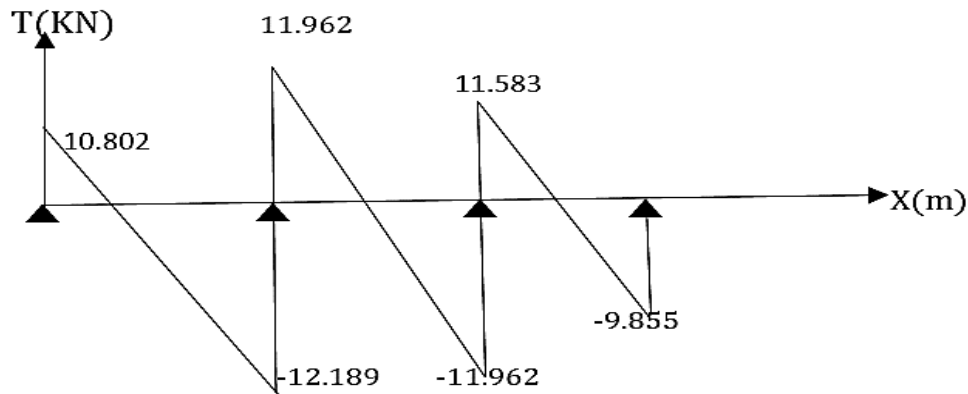
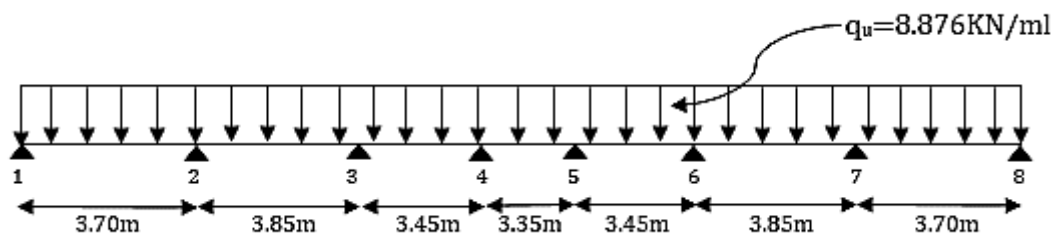


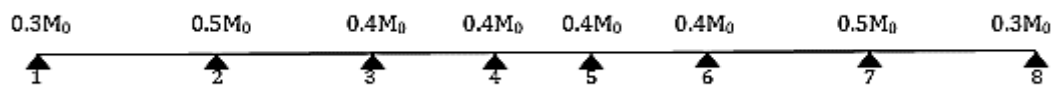
Figure III. 1.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Cas N°2 :

- Calcul à l'ELU ($q_u=8.876\text{KN/ml}$)



1. Calcul du moment aux appuis :



2. Moments en travée :

Tableau III. 1.4: Moments fléchissant à l'ELU.

Travée	L (m)	qu (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	α	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN/ml)
1-2	3.70	8.876	15.189	0.523	8.222	4.556	11.185
2-3	3.85	8.876	16.445	0.523	6.578	8.222	11.627
3-4	3.45	8.876	13.206	0.523	5.282	6.578	9.349
4-5	3.35	8.876	12.451	0.523	5.282	5.282	9.124
5-6	3.45	8.876	13.206	0.523	6.578	5.282	9.349
6-7	3.85	8.876	16.445	0.523	8.222	6.578	11.627
7-8	3.70	8.876	15.189	0.523	4.556	8.222	11.185

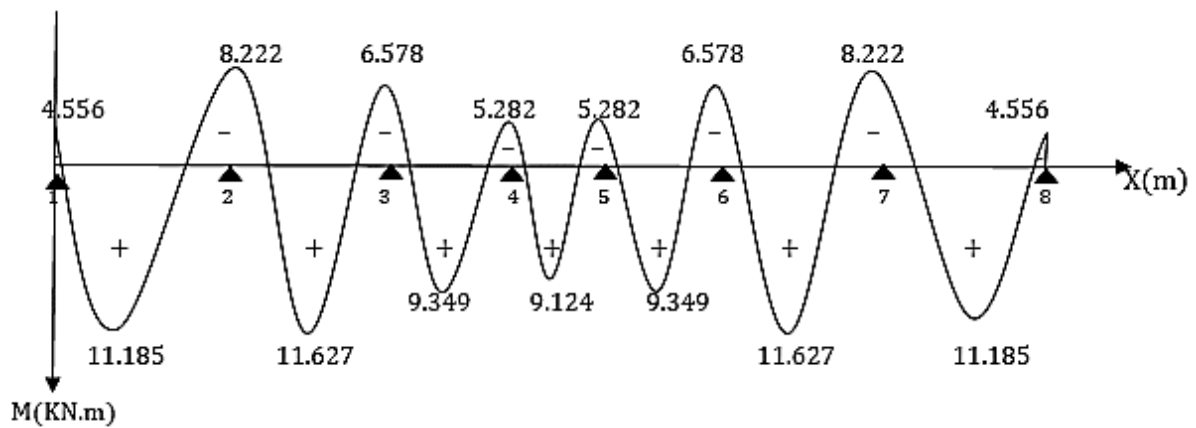


Figure III. 1.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

3. Calcul des efforts tranchants a l'ELU :

Tableau III. 1.5: Efforts tranchants à l'ELU.

Travée 1-2	Travée 2- 3	Travée 3-4	Travée 4-5	Travée 5-6	Travée 6-7	Travée 7-8
$T_1=15.429$	$T_2=17.513$	$T_3=15.686$	$T_4=14.867$	$T_5=14.935$	$T_6=16.659$	$T_7=17.411$
$T_2=-17.411$	$T_3=-16.659$	$T_4=-14.935$	$T_5=-14.867$	$T_6=-15.686$	$T_7=-17.513$	$T_8=-15.429$

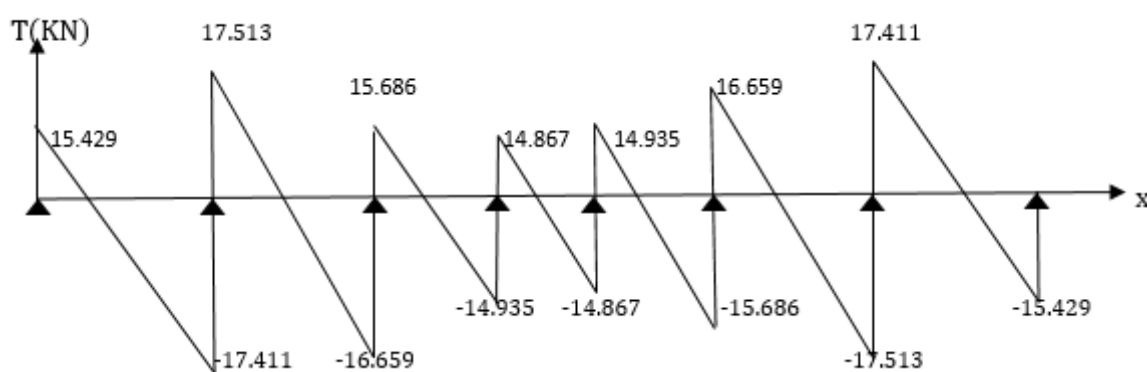


Figure III. 1.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

• Calcul à l'ELS ($q_s=6.214\text{KN/ml}$) :

1. Moments en travée :

Tableau III. 1.6: Moments fléchissant à l'ELS.

Travée	L (m)	q_s (KN/ml)	M_0 (KN.m)	α	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN/ml)
1-2	3.70	6.214	10.633	0.523	5.756	3.190	7.829
2-3	3.85	6.214	11.513	0.523	4.605	5.756	8.140
3-4	3.45	6.214	9.245	0.523	3.698	4.605	6.545
4-5	3.35	6.214	8.717	0.523	3.698	3.698	6.388
5-6	3.45	6.214	9.245	0.523	4.605	3.698	6.545
6-7	3.85	6.214	11.513	0.523	5.756	4.605	8.140
7-8	3.70	6.214	10.633	0.523	3.190	5.756	7.829

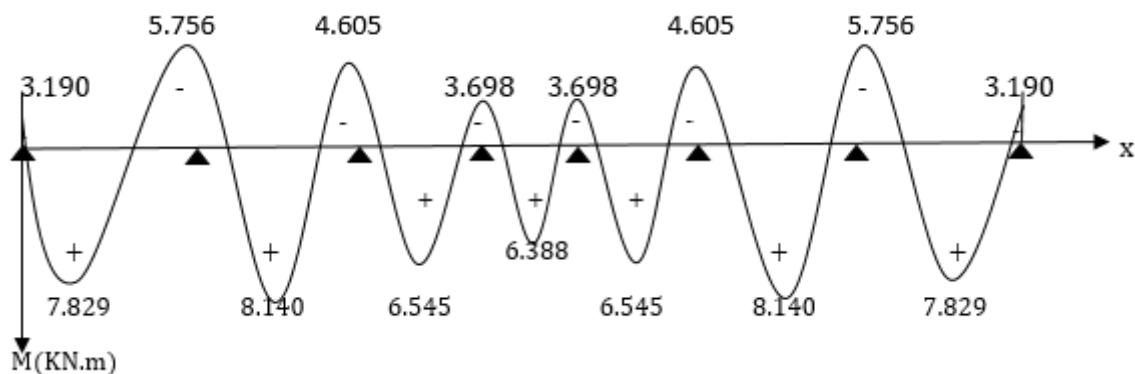


Figure III. 1.15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

2. Calcul des efforts tranchants a l'ELS :

Tableau III. 1.7: Efforts tranchants à l'ELU.

Travée 1-2	Travée 2- 3	Travée 3-4	Travée 4-5	Travée 5-6	Travée 6-7	Travée 7-8
$T_1=10.802$	$T_2=12.261$	$T_3=10.982$	$T_4=10.408$	$T_5=10.145$	$T_6=11.663$	$T_7=12.189$
$T_2=-12.189$	$T_3=-11.663$	$T_4=-10.456$	$T_5=-10.408$	$T_6=-10.671$	$T_7=-12.261$	$T_8=-10.802$

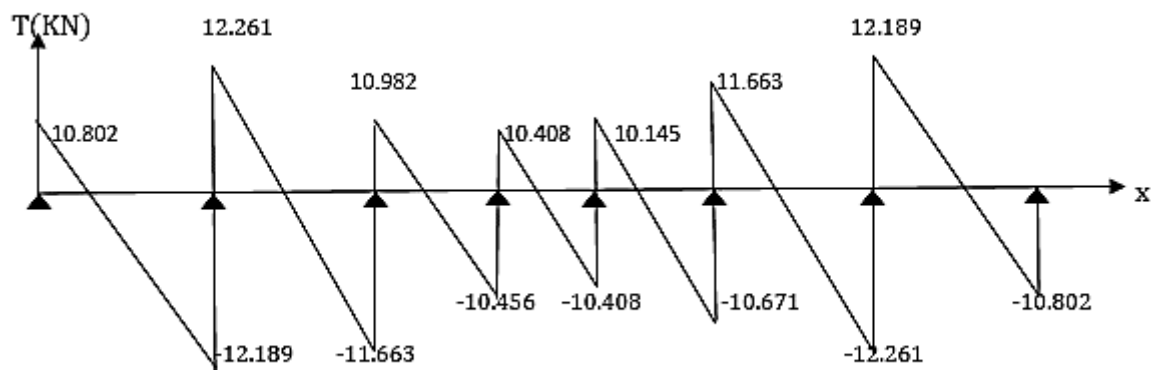


Figure III. 1.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.1.4 Ferrailage à l'ELU :

Cas N°1 :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{t \max} = 11.627 \text{ KN.m}$
- $M_{a \max} = 8.222 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des armatures :**A. Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

1. En travée :

$$M_{t \max} = 11.627 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.04 \times 0.65 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

▪ 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.

D'où :

$$M_{t \max} = 11.627 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire

$$(b \times h) = (65 \times 20).$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.627 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.039 \Rightarrow \beta = 0.980 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.627 \times 10^6}{0.980 \times 180 \times 348} = 189.40 \text{ mm}^2 = 1.90 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

2. Aux appuis

$$M_{a \max} = 8.222 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 8.222 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (65 \times 20).$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.222 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.150$$

$$\mu = 0.150 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.150 \Rightarrow \beta = 0.918 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.222 \times 10^6}{0.918 \times 180 \times 348} = 142.98 \text{ mm}^2 = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

B. Armatures transversales : (BAEL91modifie99, article.7.2.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varnothing_l \right\} = \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0.571 \text{ cm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm} \\ \varnothing_l = 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

\varnothing_l : Diamètre longitudinale des barres ;

$$\varnothing_l = \min\{0.571; 1.2; 1\}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers $\varnothing 8$ avec $A_t = 2\varnothing 8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

A. Espacement des armatures (BAEL91modifie99 article A.5.1, 22)

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

\Rightarrow On prend **St = 15 cm.**

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91modifie99, article A.4.2, 1})$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELU :**

A. Condition de non fragilité (BAEL91modifie99, article A.4.2, 1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

1. En travée

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Aux appuis

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

B. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

(BAEL91modifie99 article A.6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum u_i: \text{ Somme des périmètres utiles.}$$

En travée

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \cdot \pi \cdot 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.513 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.72$$

$$\tau_{se} = 1.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Aux appuis

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \cdot \pi \cdot 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.513 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.72$$

$$\tau_{se} = 1.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

C. Ancrage des barres : (BAEL91modifie99, article 6.1 ,221)

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.12 \text{ cm.}$$

Finalement : La longueur $L_c = 15$ cm.

D. Vérification au cisaillement : (BAEL91modifié99, article A.5.1, 322).

pour une fissuration peut nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{17.513 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.810 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.810 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Donc : pas de risque de cisaillement.

E. Influence de l'effort tranchant :

- **Au niveau des appuis de rive : (BAEL91modifié99, article. 5.1, 312)**

$$A_{\text{adopté}} > A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e}$$

$$A_s = \frac{\gamma_s \times V_u^{\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 17.513 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_s = 0.503 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Au niveau des appuis intermédiaires : (BAEL91modifié99, article. 5.1, 321).**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_u}{0.9d}$ ».

D'où :

$$0.9V_u d = 0.9 \times 17.513 \times 0.18 = 2.837 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 8.222 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$0.9V_u d = 2.837 \text{ kN.m} < M_u = 8.222 \text{ kN.m}$$

Condition est vérifiée.

Donc : les armatures calculées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL91modifié99, article A.5.1, 313)**

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 17.513 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.80 \text{MPa}$$

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

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 1.80 \text{MPa} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

• **Vérification à l'ELS :**

A. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91modifié99, article.5.3, 2)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

B. Etat limite de compression de béton (BAEL91modifié99 article A.4.5, 2)

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

1. En travée : $A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$; $M_{st} = 8.140 \text{KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.35}{12 \times 18} \times 100 = 1.05$$

$$\rho_1 = 1.05 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.0495 \\ \beta = 0.858 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.140 \times 10^6}{0.858 \times 180 \times 235} = 233.215 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.0495 \times 233.215 = 11.544 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

Condition vérifiée.

2. Aux appuis : $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$; $M_{as} = 5.756 \text{KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.039 \\ \beta = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.756 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 232.511 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.039 \times 232.511 = 9.068 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

C. Etat limite de déformation : (BAEL91 modifié 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.

Lorsque il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois condition suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01046 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.052 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{8.14}{15 \times 11.513} = 0.047 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

b) Plancher étage courant et dernier étage :

Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad ; \quad (0 \leq \alpha \leq 2/3)$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.65}{0.65+3.679} = 0.15 \quad (0 \leq \alpha \leq 2/3) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- $\alpha = 0.15$

- $1 + 0.3\alpha = 1.045$

- $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.5225$ (Travée intermédiaire).

- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.6225$ (Travée de rive).

- Calcul à l'ELU ($q_u=5.942\text{KN/ml}$)

Cas N°1 :

- 1) Calcul des moments fléchissant a l'ELU :

Tableau III. 1.8: Moments fléchissant à l'ELU.

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	α	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN/ml)
1-2	3.70	5.942	10.168	0.15	5.505	3.051	6.398
2-3	3.85	5.942	11.009	0.15	5.505	5.505	6.055
3-4	3.45	5.942	8.841	0.15	2.652	5.505	5.504

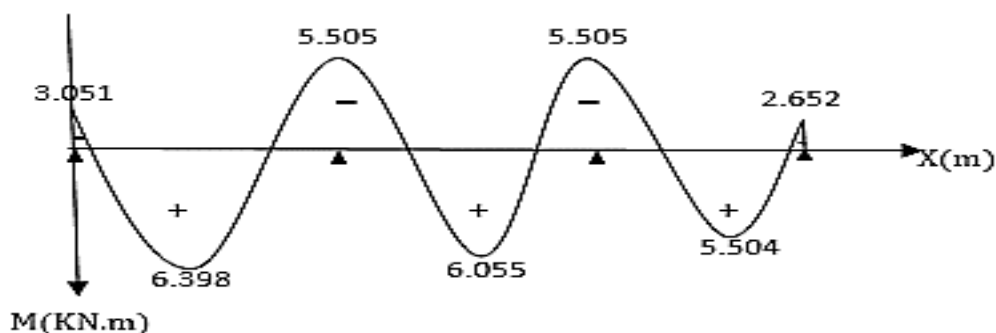


Figure III. 1.17: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

- 2) Calcul des efforts tranchants a l'ELU :

Tableau III. 1.9: Efforts tranchants à l'ELU.

Travée 1-2	Travée 2- 3	Travée 3-4
$T_1=10.329$	$T_2=11.438$	$T_3=10.077$
$T_2=-11.656$	$T_3=-11.438$	$T_4=-9.423$

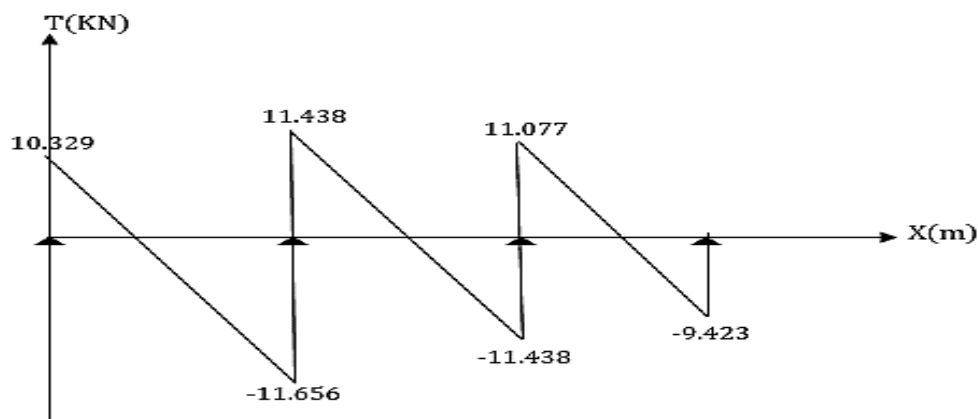


Figure III. 1.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- Calcul à l'ELS ($q_s=4.329\text{KN/ml}$)

1) Calcul des moments fléchissant a l'ELS :

Tableau III. 1.10: Moments fléchissant à l'ELS.

Travée	L (m)	q_s (KN/ml)	M_0 (KN.m)	α	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN/ml)
1-2	3.70	4.329	7.408	0.15	4.011	2.222	4.662
2-3	3.85	4.329	8.021	0.15	4.011	4.011	4.411
3-4	3.45	4.329	6.441	0.15	1.932	4.011	4.009

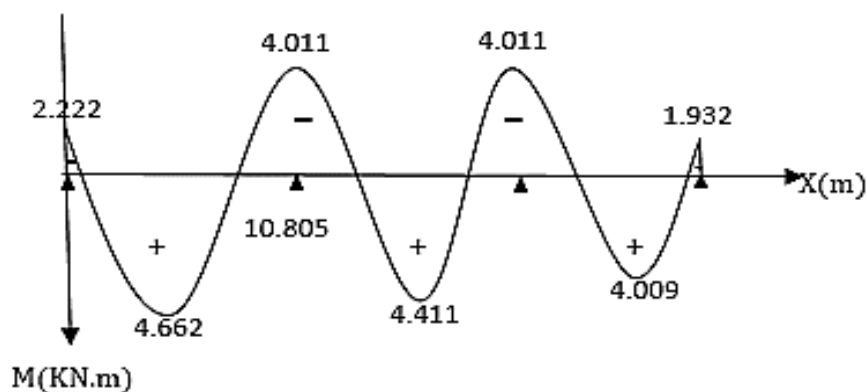


Figure III. 1.19: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

2) Calcul des efforts tranchants a l'ELS :

Tableau III. 1.11: Efforts tranchants à l'ELS.

Travée 1-2	Travée 2- 3	Travée 3-4
$T_1=7.525$	$T_2=8.333$	$T_3=8.070$
$T_2=-8.492$	$T_3=-8.333$	$T_4=-6.865$

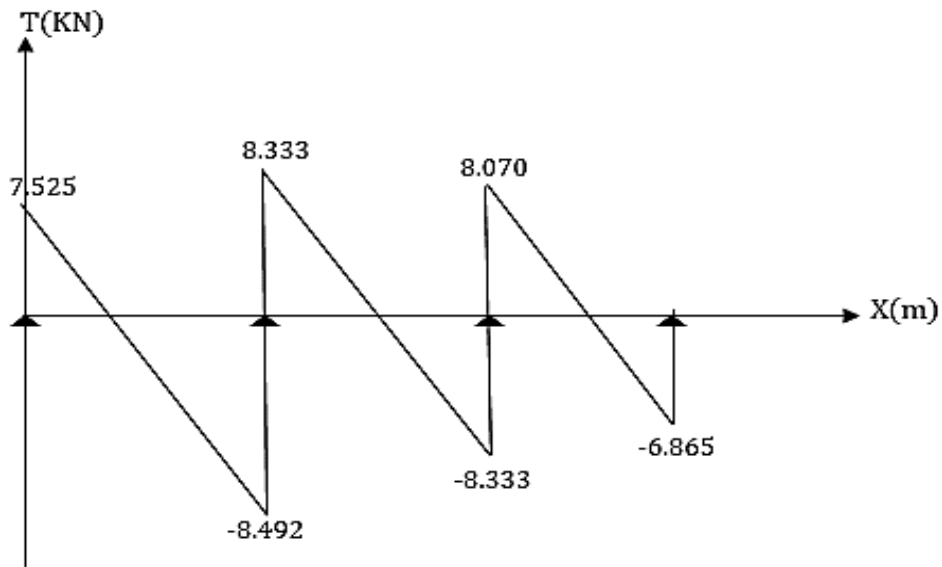


Figure III. 1.20: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Cas N°2 :

- **Calcul à l'ELU ($q_u=5.942\text{KN/ml}$) :**

1) Calcul des moments fléchissant a l'ELU :

Tableau III. 1.12 : Moments fléchissant à l'ELU.

Travée	L (m)	q_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	α	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN/ml)
1-2	3.70	5.942	10.168	0.15	5.505	3.051	6.398
2-3	3.85	5.942	11.009	0.15	4.404	5.505	6.605
3-4	3.45	5.942	8.841	0.15	3.536	4.404	5.313
4-5	3.35	5.942	8.336	0.15	3.536	3.536	5.217
5-6	3.45	5.942	8.841	0.15	4.404	3.536	5.313
6-7	3.85	5.942	11.009	0.15	5.505	4.404	6.605
7-8	3.70	5.942	10.168	0.15	3.051	5.505	6.398

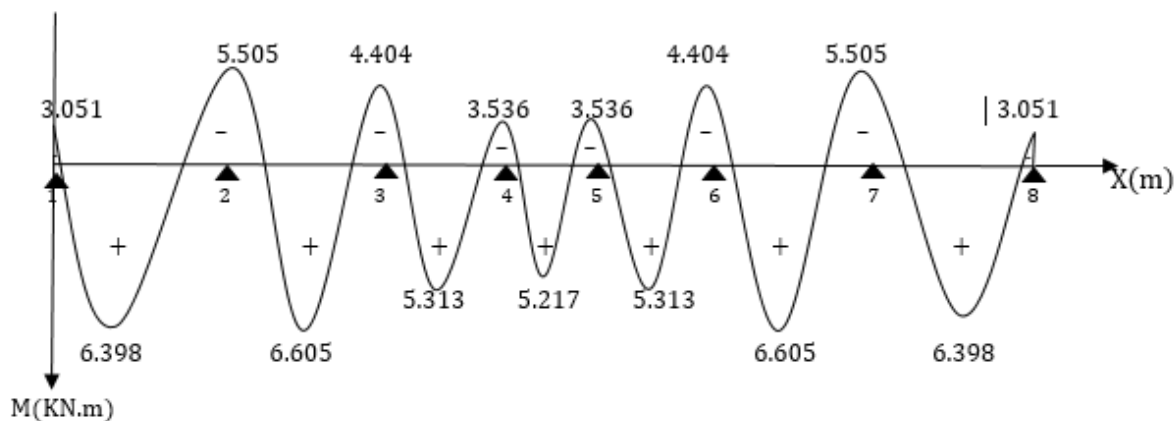


Figure III. 1.21: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

2) Calcul des efforts tranchants a l'ELU :

Tableau III. 1.13: Efforts tranchants à l'ELU.

Travée 1-2	Travée 2- 3	Travée 3-4	Travée 4-5	Travée 5-6	Travée 6-7	Travée7-8
$T_1=11.329$	$T_2=11.724$	$T_3=10.502$	$T_4=9.953$	$T_5=9.998$	$T_6=11.152$	$T_7=11.656$
$T_2=-11.656$	$T_3=-11.152$	$T_4=-9.998$	$T_5=-9.953$	$T_6=-10.502$	$T_7=-11.724$	$T_8=-10.329$

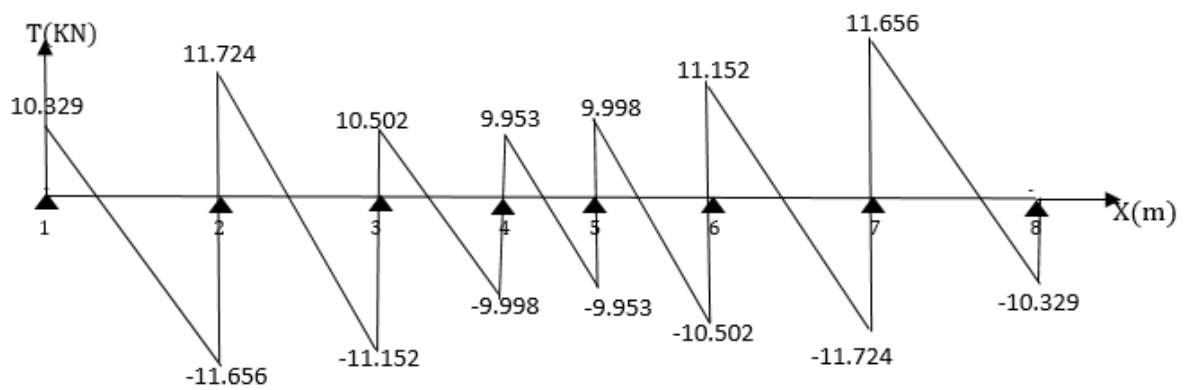


Figure III. 1.22: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- Calcul à l'ELS ($q_s=4.329\text{KN/ml}$)

1) Calcul des moments fléchissant a l'ELS :

Tableau III. 1.14: Moments fléchissant à l'ELS.

Travée	L(m)	q_s (KN/ml)	M_0 (KN.m)	α	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN/ml)
1-2	3.70	4.329	7.408	0.15	4.011	2.222	4.662
2-3	3.85	4.329	8.021	0.15	3.208	4.011	4.813
3-4	3.45	4.329	6.441	0.15	2.576	3.208	3.871
4-5	3.35	4.329	6.073	0.15	2.576	2.576	3.801
5-6	3.45	4.329	6.441	0.15	3.208	2.576	3.871
6-7	3.85	4.329	8.021	0.15	4.011	3.208	4.813
7-8	3.70	4.329	7.408	0.15	2.222	4.011	4.662

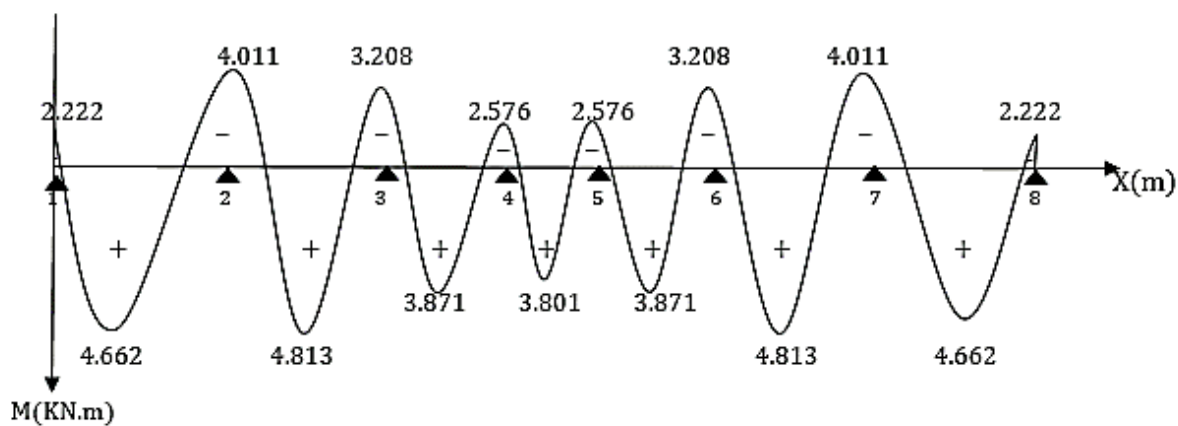


Figure III. 1.23: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

2) Calcul des efforts tranchants a l'ELS :

Tableau III. 1.15: Efforts tranchants à l'ELS.

Travée 1-2	Travée 2- 3	Travée 3-4	Travée 4-5	Travée 5-6	Travée 6-7	Travée 7-8
$T_1=7.525$	$T_2=8.542$	$T_3=7.651$	$T_4=7.251$	$T_5=7.284$	$T_6=8.125$	$T_7=8.492$
$T_2=-8.492$	$T_3=-8.125$	$T_4=-7.284$	$T_5=-7.251$	$T_6=-7.651$	$T_7=-8.542$	$T_8=-7.525$

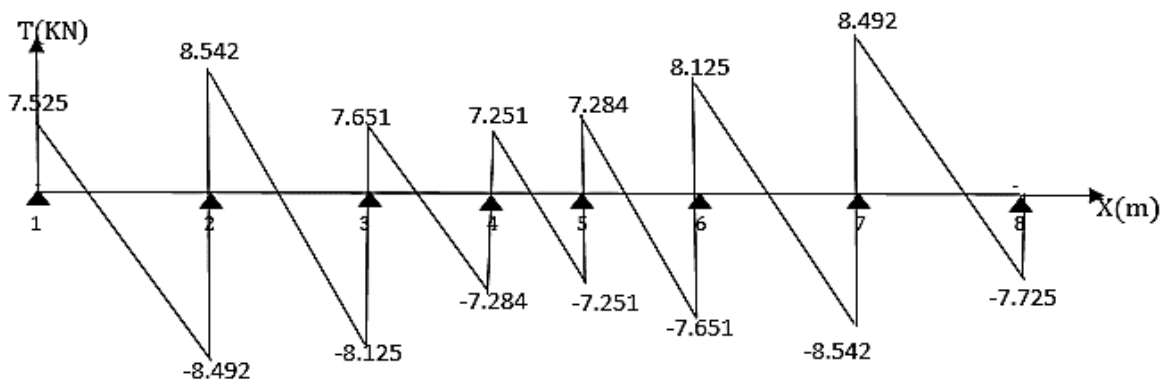


Figure III. 1.24: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Cas N °2 :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{t \max}=6.605\text{KN.m}$
- $M_{a \max}=5.505\text{KN.m}$

Calcul des armatures :

B. Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$.

1- En travée :

$M_{t \max}=6.605\text{KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.04 \times 0.65 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

• **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.

D'où :

$$M_{t \max} = 6.605 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire

$$(b \times h) = (65 \times 20).$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.605 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.605 \times 10^6}{0.989 \times 180 \times 348} = 106.62 \text{ mm}^2 = 1.066 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

2- Aux appuis :

$$M_{a \max} = 5.505 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 5.505 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (65 \times 20).$$

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.505 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.10$$

$$\mu = 0.10 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.10 \Rightarrow \beta = 0.947 \text{ (donnée par le tableau).}$$

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.505 \times 10^6}{0.947 \times 180 \times 348} = 92.80 \text{ mm}^2 = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

1- Armatures transversales (BAEL91 modifié 99, article 7.2.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varnothing_l \right\} = \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0.571 \text{ cm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm} \\ \varnothing_l = 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

\varnothing_l : Diamètre longitudinale des barres ;

$$\varnothing_l = \min\{0.571; 1.2; 1\}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers $\varnothing 8$ avec $A_t = 2\varnothing 8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

2- Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99, article A.5.1, 22)

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

\Rightarrow On prend **St = 15 cm.**

La section des armatures doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times St} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 modifié 99, article A.4.2, 1})$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5 Vérification à l'ELU :

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

1- En travée

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2- Aux appuis

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**
(BAEL91modifié99, article A6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u^{\text{max}}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{Somme des périmètres utiles.}$$

En travée

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \cdot \pi \cdot 8 = 50.24 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.724 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 50.24} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 2 \cdot \pi \cdot 10 = 62.8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.724 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.15$$

$$\tau_{se} = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres :** (BAEL91 modifié 99, article 6.1, 221).

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.12 \text{ cm.}$$

Finalement : La longueur $L_c = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement :** (BAEL91 modifié 99, article A.5.1, 322)

pour une fissuration peut nuisibles :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{11.724 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.543 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.543 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque de cisaillement.

• **Influence de l'effort tranchant :**

- **Au niveau des appuis de rive (BAEL91modifie99, article. 5.1, 312)**

$$A_{\text{adopté}} > A_S = \frac{\gamma_S \times V_u^{\text{max}}}{f_e}$$

$$A_S = \frac{\gamma_S \times V_u^{\text{max}}}{f_e} = \frac{1.15 \times 11.724 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.337 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_S = 0.337 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL91modifie99, article. 5.1, 321).**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0.9 V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : $V_u + \frac{M_u}{0.9d}$ ».

D'où :

$$0.9V_u d = 0.9 \times 11.724 \times 0.18 = 1.899 \text{ kN.m.}$$

$$M_u = 5.505 \text{ kN.m.}$$

Donc :

$$0.9V_u d = 1.899 \text{ kN.m} < M_u = 5.505 \text{ kN.m} \quad \text{Condition est vérifié.}$$

Donc : les armatures calculées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL91modifie99 article, A.5.1, 313)**

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 11.724 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.206 \text{ MPa}$$

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

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 1.206 \text{ MPa} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.6 Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures** (BAEL91modifié99 article.5.3, 2)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de compression de béton** (BAEL91modifié99 article A.4.5, 2)

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2$; $M_{st} = 4.813 \text{ KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.51}{12 \times 18} \times 100 = 0.69$$

$$\rho_1 = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.038 \\ \beta = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.813 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.51} = 202.144 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.038 \times 202.144 = 7.681 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$; $M_{as} = 4.011 \text{ KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.039 \\ \beta = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4.011 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57} = 162.023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.039 \times 232.511 = 6.319 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

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.

b- Etat limite de déformation (BAEL91 modifié 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.

Lorsque il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois condition suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044.$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.00699 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition non vérifiée

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.052 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{4.813}{15 \times 8.021} = 0.040$$

Condition non vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte deux types de ferrailage

▪ **Sous-sol et RDC**

Armatures principales :

Aux appuis : **A_{sa}=2HA10**

En travée : **A_{st}=3HA10**

Armatures transversales :

A_t=2HA8 (cadre+ étrier) ;

S_t=15cm.

▪ **Etage courant et dernier étage**

Armatures principales :

Aux appuis : **A_{sa}=2HA10**

En travée : **A_{st}=3HA8**

Armatures transversales :

A_t=2HA8 (cadre+ étrier) ;

S_t=15cm.

Les dalles pleines

III.2 Introduction :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire elle peut aussi bien prendre d'autre forme. Elle repose sur des appuis qui peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Une dalle pleine peut être encastree totalement ou partiellement sur leur contour :

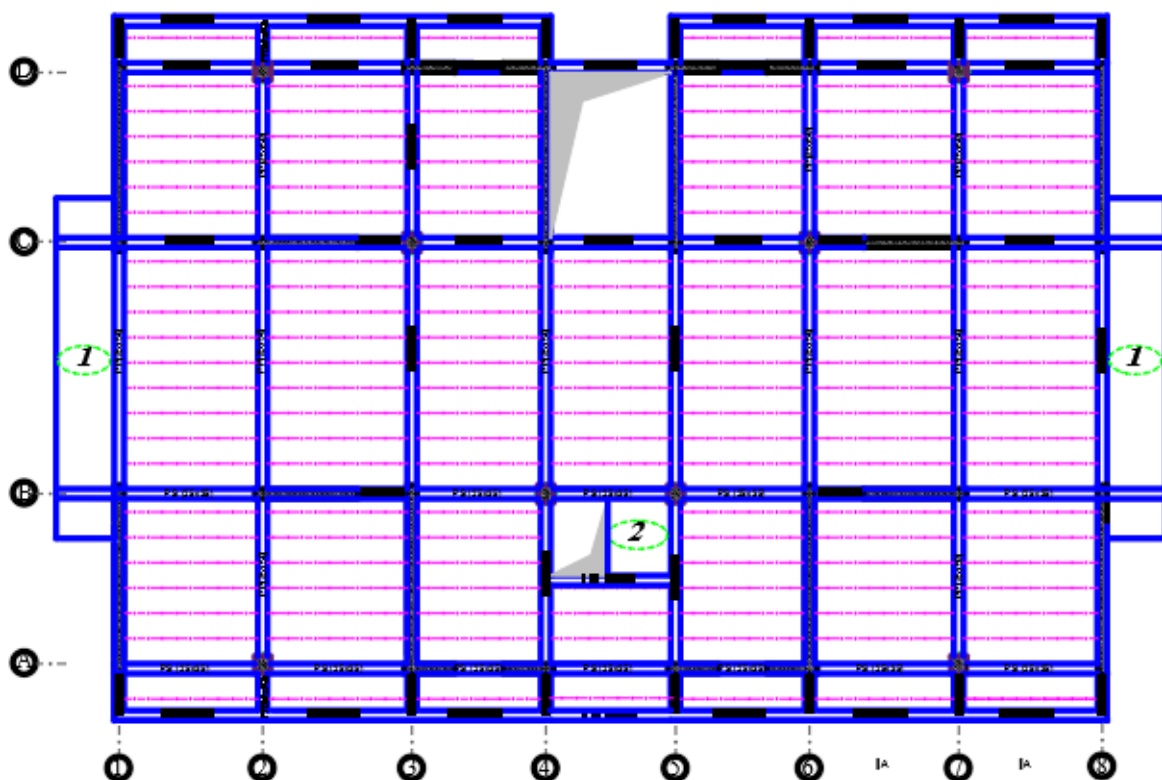


Figure III.2.1 : Schéma des types des dalles pleines.

- Appuyée sur deux ou plusieurs appuis.
- Assimilée à une console.

Dans ce projet on va étudier deux types de dalle pleine en console et trois appuis.

III.2.1 Console :

Notre bâtiment est constitué d'une console en dalle pleine, réalisée et coulée sur place est assimilé à une console encastree à une de ses extrémités.

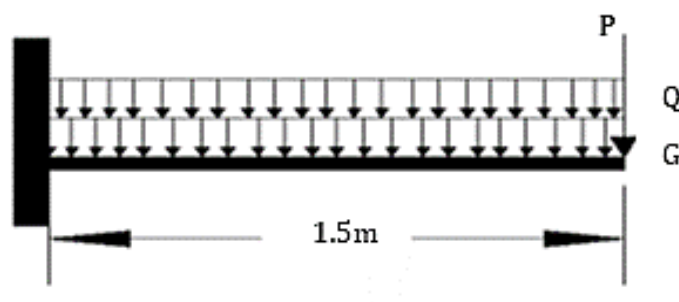


Figure III.2 2: Schéma de la console.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

- G: charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.
- Q : surcharge d'exploitation verticale revenant à la console.
- P : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1. Dimensionnement de la console :

- largeur $L = 1.5$ m
- longueur $l = 8.75$ m
- épaisseur $e = 15$ cm (voir chapitre II)
- un garde de corps de hauteur $h = 1$ m en briques pleines de 10,5cm d'épaisseur

2. Détermination des charges et surcharges de la console :

- Charge permanente : $G_1 = 5.43 \text{ KN/m}^2$ (chapitre II)
- Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (d'après le DTR)

Tableau III.2.1 : Charges permanente de garde-corps

Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m^3]	Charge [KN/m^2]
Brique ($e_p = 0.1\text{m}$)	0.1	9	0.90
Enduit de ciment	0.02×2	22	0.88
$G_T = 1.78$			

- Charge permanente de garde-corps : $G_2 = 1.78\text{KN/m}^2$

a) Combinaisons de charges

Pour une bonde 1m de largeur

- La dalle : $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = [(1.35 \times 5.43) + (1.5 \times 3.5)] \times 1\text{m}$
 $\Rightarrow q_{u1} = 12.581\text{KN/ml}$.
- Le garde-corps : $q_{u2} = (1.35 \times G_2) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.78) \times 1\text{m}$
 $\Rightarrow q_{u2} = 2.403\text{KN/ml}$.

b) Calcul des efforts internes

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

❖ Calcul du moment d'encastrement

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.581 \times (1.50)^2}{2} + 2.403 \times 1.50 \Rightarrow M_u = 17.758\text{KN.m}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.581 \times 1.50 + 2.403 \Rightarrow T_u = 21.275\text{KN}$$

III.2.1.1 Ferrailage à L'ELU

Le calcul du ferrailage se fera pour une bonde de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

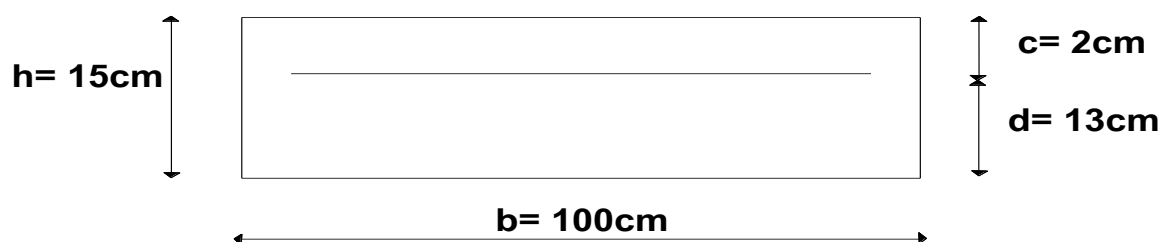


Figure III.2 3: schéma statique de la console.

a) Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.758 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.074$$

$$\mu = 0.074 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armé (SSA)}$$

$$\mu = 0.074 \Rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.758 \times 10^3}{0.962 \times 13 \times 348} = 4.08 \text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{cm}$

b) Armatures de répartition

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

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{cm}$

III.2.1.2 Vérifications à L'ELU

- **Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifier 99 (Art A.4.2.1))**

On doit vérifier que $A > A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des armatures (BAEL 91 modifier 99 (Art A.8.2.42))**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales** : $S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{cm})$

$$S_t = 20 \text{cm} < 33 \text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures répartition** : $S_t \leq \text{Min} (4h; 45 \text{cm})$

$$S_t = 20 \text{cm} < 45 \text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **contrainte de cisaillement (BAEL 91 modifier 99 (A.5.1. 211))**

pour une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5 \text{MPa}; 4 \text{MPa} \right)$$

Avec : $T_u = 21.275 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{21.275 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.164 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.164 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Vérification de la condition d'adhérence (BAEL 91 modifier 99 (Art 6.13))**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \Rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 14 = 5 \times 3.14 \times 14 = 219.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.275 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 219.8} = 0.827 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.827 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 (Art 5.1.221))**

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

$$l_s = 35\phi$$

- Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$.

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesuré hors crochets est de : $L_c = 0,4 l_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

Enfinement : La longueur **$L_c = 18 \text{ cm}$** .

III.2.1.3 Calcul à l'ELS

a) Combinaisons de charges.

- La dalle : $q_{s1} = (G + 3.5) \times 1 \text{ m} = [5.43 + 3.5] \times 1 \text{ m} \Rightarrow q_{s1} = 8.93 \text{ KN/ml}$.

- Le garde-corps : $q_{s2} = (G_2) \times 1m = (1.78) \times 1m \Rightarrow q_{s2} = 1.78KN/ml.$

b) Calcul des efforts internes.

- **Calcul du moment d'encastrement**

$$M_s = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8.93 \times (1.50)^2}{2} + 1.78 \times 1.50 \Rightarrow M_s = 12.716KN.m$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8.93 \times 1.50 + 1.78 \Rightarrow T_u = 15.175KN$$

III.2.1.4 Vérification à l'ELS

- **contrainte de compression dans l'acier et le béton**

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- **La contrainte dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (BAEL91 modifié 99 (A.4.5.32))**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(0.5f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) = \min(0.5 \times 400 ; 90\sqrt{1.6 \times 2.1}) = 164.972MPa$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{12.716 \times 10^3}{0.962 \times 13 \times 5.65} = 179.963MPa$$

$$\sigma_s = 179.963 < \bar{\sigma}_s = 164.972 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ ((BAEL91 modifié 99 (A.4.5.2))**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

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

$$\text{On à : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \Rightarrow \beta = 0.899 \Rightarrow k_1 = 34.50 \Rightarrow K = \frac{1}{k_1} = 0.029$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 0.029 \times 179.963 = 5.219MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.219 < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche (BAEL91 modifié 99 (B.6.5, 1))**

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{15 \cdot M_0} \right\rangle$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5.65}{13 \times 100} = 0.00434 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0.10 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{12.716}{15 \times 12.716} = 0.067 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

La console sera ferrillée comme suit :

Armatures principales: **5HA12** (St= 20 cm).

Armatures répartition: **5HA 10** (St= 20 cm).

III.2.2 Dalle sur plusieurs appuis :

Dans ce cas on' a des dalles plaines qui servent de hall d'ascenseur, elle repose sur 3 appuis.

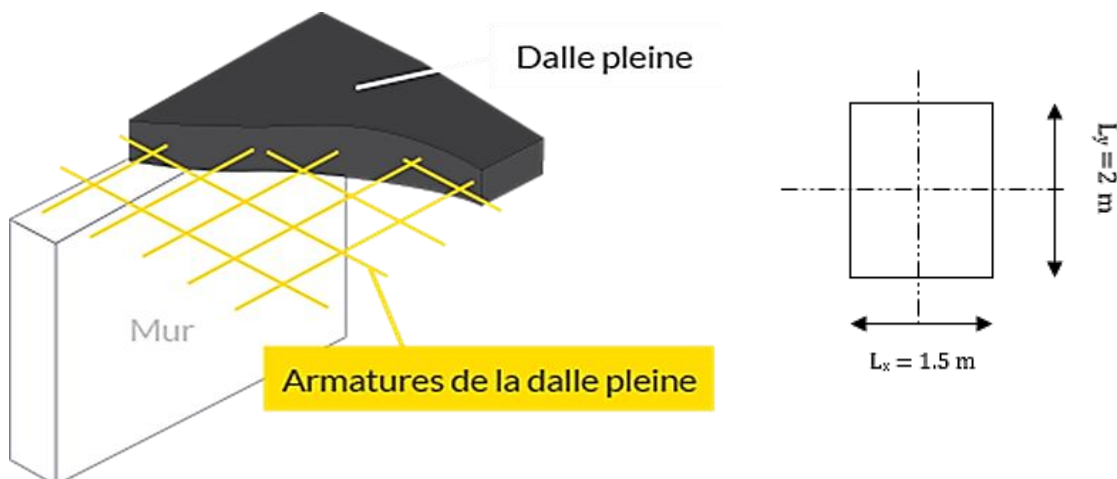


Figure III.2 4: dalles pleines.

1. Dimensionnement :

Pour les panneaux de dalles rectangulaires les portées mesurées entre nus d'appuis :

Avec $I_x \leq L_y$ (I_x la plus petite dimension du panneau, L_y la plus grande dimension du panneau)

- largeur $L_x = 1.5$ m
- longueur $L_y = 2$ m
- épaisseur $e = 15$ cm (voir chapitre II)

2. Calcul des sollicitations :

On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{Le panneau de dalle travaille dans les deux sens}$$

Lorsque : $0,4 < \rho < 1$

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- Dans le sens de la petite portée: $M_x = u_x \cdot q_u \cdot l^2$
- Dans le sens de la grande portée: $M_y = u_y \cdot M_x$

Les valeurs des coefficients U_x et U_y , sont répertoriées dans un tableau et sont fonction du rapport et ρ du coefficient de poisson ν du béton.

On prend $\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime.} \\ \nu = 0,2 \text{ l'état limite de service.} \end{array} \right.$

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le **BAEL 91 modifié 99**.

3. Détermination des charges et surcharges :

- **Charge permanente** : $G_1 = 5,43 \text{ KN/m}^2$ (chapitre II)
- **Surcharge d'exploitation** : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ (d'après le DTR)

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\Rightarrow q_u = (1,35 \times 5,43 + 1,5 \times 1,5) \times 1 \text{ m} = 9,58 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,75 \\ \nu = 0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0622 \\ \mu_y = 0,509 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\left[\begin{array}{lll} M_x = u_x \cdot q_u \cdot L_x^2 & M_x = 0,0622 \times 9,58 \times 1,5^2 & M_x = 1,341 \text{ KN.m} \\ M_y = u_y \cdot M_x & M_y = 1,341 \times 0,509 & M_y = 0,728 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.2.2.1 Ferrailage a l'état limite ultime ELU :

A. Dans le sens de la petite portée (X-X)

En travée :

On a: $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$$M_x^t = 0,85 \times 1,343 = 1,141 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,141 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,004$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,141 \times 10^3}{0,998 \times 13 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.1 cm²** avec **St = 25cm.**

Aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 \times 1,141 = -0,342 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,342 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0014$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0014 \Rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,342 \times 10^3}{0,999 \times 13 \times 348} = 0,07 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

B. Dans le sens de la grande portée (Y-Y)

En travée :

$$M_y^t = 0,85 \times 0,728 = 0,619 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,619 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,002$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,002 \Rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,619 \times 10^3}{0,999 \times 13 \times 348} = 0,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

Aux appuis :

$$M_y^a = -0,3 \times 0,619 = -0,1857 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,1857 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0007$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0007 \Rightarrow \beta = 1$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,1857 \times 10^3}{1 \times 13 \times 348} = 0,041 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

III.2.2.2 Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

➤ **Condition de non-fragilité BAEL91 modifié 99 (Art B.7.4)**

$$p_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq p_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \quad \text{et} \quad p_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq p_0$$

▪ **Sens (X-X)**

$$p_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq p_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec : $p_0 = 0,0008$ il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400.

$$A_{\min}^x \geq 0,0008 \times \frac{1}{2} \times [3 - 0,75] \times 100 \times 15 = 1,35 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{\min}^x = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min}^x = 1,35 \text{ cm}^2 < A_a = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens (Y-Y)**

$$W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0 \Rightarrow A_{\min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{cm}^2$$

En travée :

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min}^x = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacements des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures en travée :

- **Sens (X-X) :** $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens (Y-Y) :** $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm}, 45\text{cm}\} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures aux appuis :

- **Sens (X-X) :** $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens (Y-Y) :** $St \leq \min \{3h ; 45\text{cm}\}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm}, 45\text{cm}\} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Diamètre maximal des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.7.2.1) :**

⇒ Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments.

On doit vérifier que : $\varnothing_{\max} \leq \frac{ht}{10}$

$$\varnothing_{\max} = 8\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91modifié 99(Art A.5.2.2) :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$b = 1\text{m} \quad d = 0,9 \quad h_t = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm.}$$

▪ **Sollicitation d'efforts tranchants :**

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sont données par :

- **Au milieu de L_y :**

$$T_1^U = \frac{p}{(2lx + ly)}$$

$$\text{Avec } P = q l_x l_y = 9,58 \times 1,5 \times 2 = 28,74 \text{ KN}$$

$$T_1^U = \frac{28,74}{2 \times 1,5 + 2} = 5,748 \text{ KN}$$

- **Au milieu de L_x :**

$$T_2^u = \frac{p}{3ly}$$

$$T_2^u = \frac{28,74}{3 \times 2} = 4,79 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } T_U \text{ max : } (T_1^U ; T_2^u) \quad T_1^u = 5,748 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{5,748 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,042 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,042 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3) :**

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq (\tau_{se} = \Psi_s f_{t28})$

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$ ($\Psi_s=1.5 \Rightarrow$ HA)

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

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i}$ Avec : ($\sum U_i =$ Somme des périmètres utile des armatures).

- $\sum U_i = n \pi \phi$ (n : nombre des barres).

⇒ On a adopté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification est la même.

▪ **Dans le sens x-x**

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4,79 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 100,48} = 0,294 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,294 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa.}$ → **Condition vérifiée.**

▪ **Dans le sens y-y**

$$\tau_{se} = \frac{5,748 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 100,48} = 0,353 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,353 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa.}$ → **Condition vérifiée.**

d. Longueur du scellement droit BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.22).

$$\overline{\tau_{su}} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi$ avec L_s : longueur de scellement droit

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

On prend :

$L_s = 40 \text{ cm.}$ (Acier à haute adhérence Fe E 400)

⇒ on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors-crochet est au moins égale à 0,4 (s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe Fe E 400 ou Fe E 500)

$L_C = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$

III.2.2.3 Vérification à l'Etat ultime de service :

➤ **Détermination des charges et surcharges :**

- **Charge permanente :** $G_1 = 5.43 \text{ KN/m}^2$ (chapitre II)
- **Surcharge d'exploitation :** $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (d'après le DTR)

Els : $q_s = G + Q$

$$\Rightarrow q_s = (5,43 + 1,5) \times 1 \text{ m} = 6,93 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \rho = 0,75 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0685 \\ \mu_y = 0,644 \end{cases}$$

Donc :

$$\left[\begin{array}{lll} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 & M_x = 0,0685 \times 6,583 \times 1,5^2 & M_x = 1,014 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x & M_y = 1,014 \times 0,644 & M_y = 0,653 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Correction des moments

$$M_{xt} = 0,85 M_x = 0,85 \times 1,014 = 0,862 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 M_y = 0,85 \times 0,653 = 0,200 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'Etat limite d'ouverture des fissures BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.3) :**

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

➤ **Etat limite de compression de béton BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.2).**

Sens X-X:

▪ **Contrainte dans l'acier :**

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155$$

$$\rho_1 = 0,155 \quad \Rightarrow \quad K = 61,92 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,935$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0,862 \times 10^6}{201 \times 0,938 \times 130} = 35,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{35,17}{61,92} = 0,568 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,568 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

▪ **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0,2 \times 10^6}{201 \times 0,931 \times 130} = 8,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 8,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{8,22}{61,92} = 0,132 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,132 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2)**

On peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{0,862}{20 \times 1,014} = 0,042 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion

Toutes les vérifications sont satisfaites. La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

- **En travées**

4HA8 (sens x-x) **S_t=25cm**

4HA8 (sens y-y) **S_t=25cm**

- **Aux appuis**

4HA8 (sens x-x) **S_t=25cm**

4HA8 (sens y-y) **S_t=25cm**

Calcul de la salle machine

III.3.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes ou des chargements vers les différents niveaux de la construction, elle est prévue pour les structures de cinq étages et plus. Les ascenseurs sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein
- La cabine
- Le contrepoids

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, pouvant charger huit personnes. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à ($P = 9 \text{ tonnes} = 90 \text{ KN}$), réparti sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

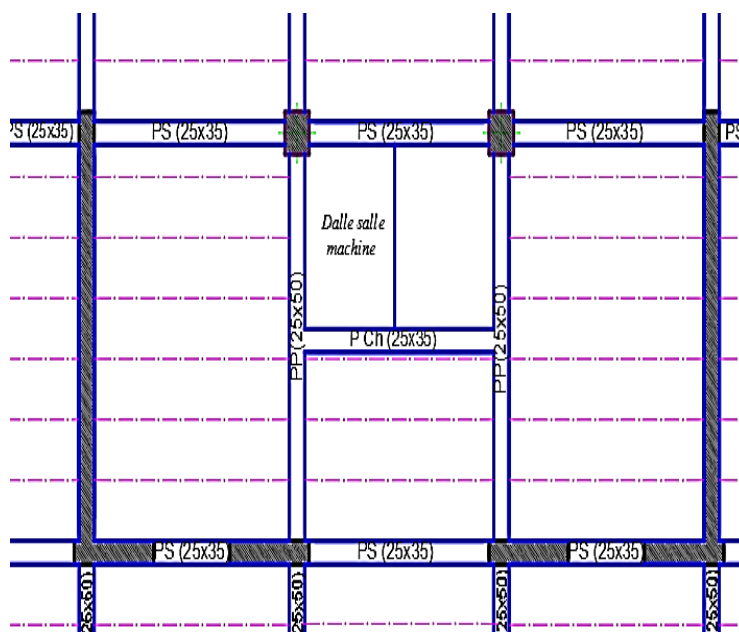


Figure III. 1.1: Dalle salle machine

III.3.2 Calcul de la dalle pleine :

On a :

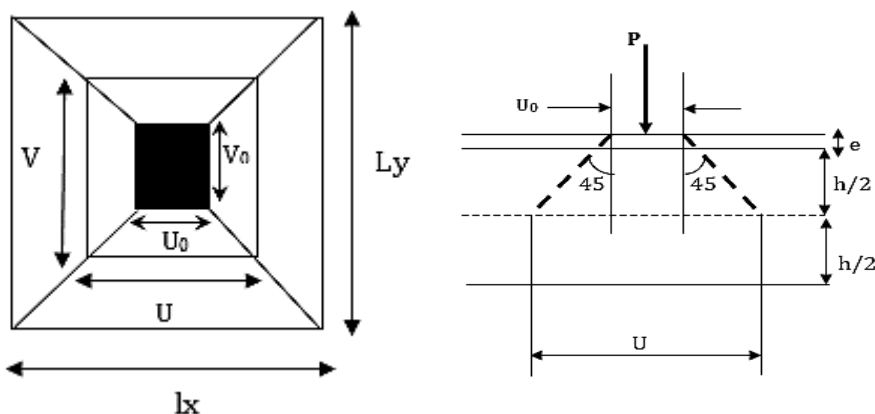
$$L_x = 1.4m \quad ; \quad L_y = 2.0m$$

➤ **Épaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante : $\rho_x = \frac{L_x}{30} = \frac{140}{30} = 4,67cm$.

Remarque :

Le RPA 99 versions 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12cm$, on adopte une hauteur $h_t = 15cm$.



III.3.3 Principe de calcul :

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de **PIGÉAUD** qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge.

➤ **Calcul de U et V :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \\ V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0 \end{cases}$$

- ξ : Coefficient de la nature de revêtement $\Rightarrow \xi = 1$ (car le revêtement est aussi solide que le béton).
- e : épaisseur du revêtement (e= 5cm).
- h_0 : Épaisseur de la dalle.
- $U_0 = V_0 = 80cm$: surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

➤ **Détermination des sollicitations :**

ELU : Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur).

La surcharge : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$$\begin{cases} P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/m} \\ q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Avec : P_u : Charge concentrée du système de levage.

q_u : Charge uniformément répartie.

ELS :

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.3.4 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

➤ **Calcul des moments au centre du panneau :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{200} = 0.7 \quad 0.4 < \rho = 0.70 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \rho = 0.70 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0.75 \Rightarrow M_1 = 0.093; M_2 = 0.054 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0.5 \end{cases}$$

On a $M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2)$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

- M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée P, sont donnés par les abaques en fonction de ρ et des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$.
- ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$
- P : intensité de la charge concentrée

- U et V : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Alors :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = 121.5 \times (0.093 + 0) = 11.30 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1) = 121.5 \times (0.054 + 0) = 6.56 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :**

$0.4 < \rho = 0.7 < 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

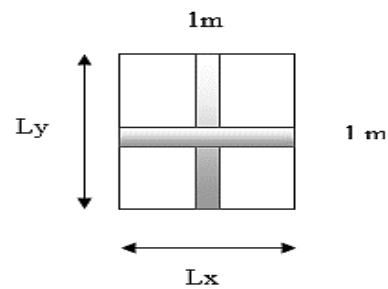
Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans (*BAEL91 modifié 99, annexe E3*).

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

Avec :

- M_{x2} : le moment fléchissant dans le sens de L_X
- M_{y2} : le moment fléchissant dans le sens de L_Y
- μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et ν .



$$\begin{cases} \rho = 0.7 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.436 \end{cases}$$

D'où:

$$M_{x2} = 0.0683 \times 6.563 \times (1.4)^2 = 0.879 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.436 \times 0.879 = 0.383 \text{KN.m}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.30 + 0.879 = 12.179 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.56 + 0.383 = 6.943 \text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

Correction des moments :

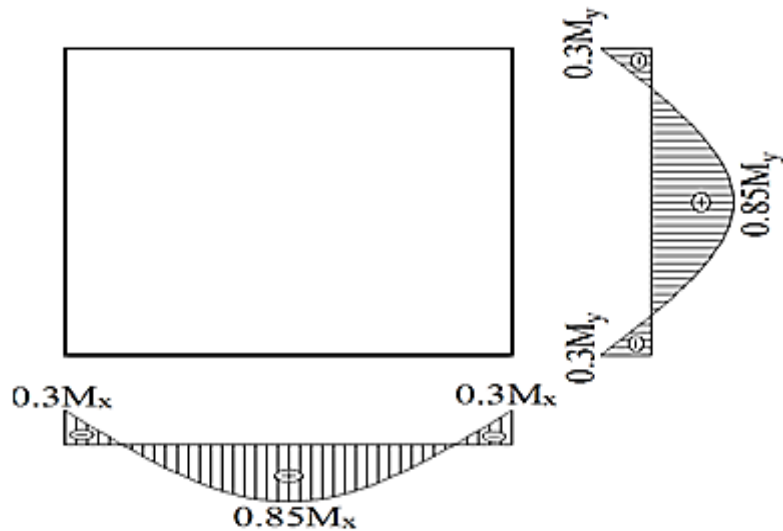


Tableau III. 4.1: Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU.

Sens Lx	Sens Ly
<p>En travées</p> $M_x^t = 0.85 \times 12.179 = 10.352 \text{ KN.m}$ <p>Aux appuis</p> $M_x^a = -0.3 \times 12.179 = -3.654 \text{ KN.m}$	<p>En travées</p> $M_y^t = 0.85 \times 6.943 = 5.902 \text{ KN.m}$ <p>Aux appuis</p> $M_y^a = -0.3 \times 12.179 = -3.654 \text{ KN.m}$
<p style="text-align: center;">-3.654 KN.m -3.654 KN.m</p> <p style="text-align: center;">10.352 KN.m</p> <p style="text-align: center;">1.40m</p>	<p style="text-align: center;">-3.654 KN.m -3.654 KN.m</p> <p style="text-align: center;">5.902 KN.m</p> <p style="text-align: center;">2.00m</p>

III.3.5 Ferrailage à L'ELU :

1) Détermination de la section des armatures

➤ sens de la petite portée (x-x) :

• En travée :

On a: $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $M_x^t = 10.352 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.352 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.044$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.352 \times 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** avec **St = 25cm.**

• Aux appuis :

$$M_x^a = 3.654 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.654 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.654 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

➤ sens de la grande portée (y-y) :

- En travée :

$$M_y^t = 5.902 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.902 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.902 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

- Aux appuis :

$$M_y^a = 3.654 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.654 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.654 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

III.3.6 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non-fragilité :**

(BAEL91 modifié 99, article B.7.4).

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left[\frac{3 - \rho}{2} \right] \text{ et } W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'armatures ;

S : section totale du béton ;

W_x et W_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y)

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe $F_e E400$.

- **Sens (x-x) :**

$$W_x = \frac{A_{\min}^x}{b \cdot h_t} \geq W_0 \left[\frac{3 - \rho}{2} \right]$$

$$\Rightarrow A_{\min}^x \geq 0.0008 \times \left[\frac{3 - 0.7}{2} \right] \times 100 \times 15 = 1.38 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{\min}^x = 1.38 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$A_{\min}^x = 1.38 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

- **Sens (Y-Y) :**

$$W_y = \frac{A_{\min}^y}{b \cdot h_t} \geq W_0 \Rightarrow A_{\min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 < A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

- **Diamètre maximal des armatures :**

(BAEL91modifié 99, article A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\varnothing_{max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$$\varnothing_{max} = 10mm \leq \frac{150}{10} = 15mm$$

Condition vérifiée.

- **Espacements des armatures :**

(BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42).

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

- **Armatures principales**

$$St \leq \min \{2.h; 25cm\}$$

$$St = 25cm \leq \min \{30cm, 25cm\}$$

Condition vérifiée.

- **Armatures de répartitions**

$$St \leq \min \{3.h; 33cm\}$$

$$St = 25cm \leq \min \{45cm, 33cm\}$$

Condition vérifiée

- **Vérification de non-poinçonnement :**

(BAEL91modifié 99, article A.5.2.42).

La condition de non-poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

- q_u : Charge de calcul à L'ELU ;

- μ_c : Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen ;

- h : Épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2 (U+V) = 2 \times (1.05 \times 1.05) = 4.2m.$$

$$\frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35(90) = 121.5 \text{ KN} \leq 472.5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

A. Vérification de la contrainte tangentielle :

(BAEL91 modifié 99, article A.5.2.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$b = 1\text{m}; d = 0.9 h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$

Au milieu de U	Au milieu de V
$V_u = \frac{q_u}{2U + V}$	$V_u = \frac{q_u}{3V}$
$V_u = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 35.57 \text{ KN}$	$V_u = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,296 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{ci}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7 Calcul à l'état limite de service (ELS) :

- **Les moments M_{x1} , M_{y1} engendrée par le système de levage**

$$M_{x1} = P_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + v M_1).$$

$$P_s = 90 \text{ KN/m}^2 \quad v = 0.2 \quad \text{à l'ELS}$$

$$M_1 = 0.093; M_2 = 0.054$$

$$M_{x1} = 90 (0.093 + 0,2 \times 0.054) = 9.342 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.054 + 0,2 \times 0.093) = 6.534 \text{KN.m}$$

- **Calcul de M_{x2} , M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine**

$$\begin{matrix} \rho = 0.7 \\ \nu = 0.2 \end{matrix} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.585 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0743 \times 4.75 \times 1.4^2 = 0.692 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.585 \times 0.692 = 0.405 \text{KN.m}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.342 + 0.692 = 10.034 \text{KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.534 + 0.405 = 6.939 \text{KN.m.}$$

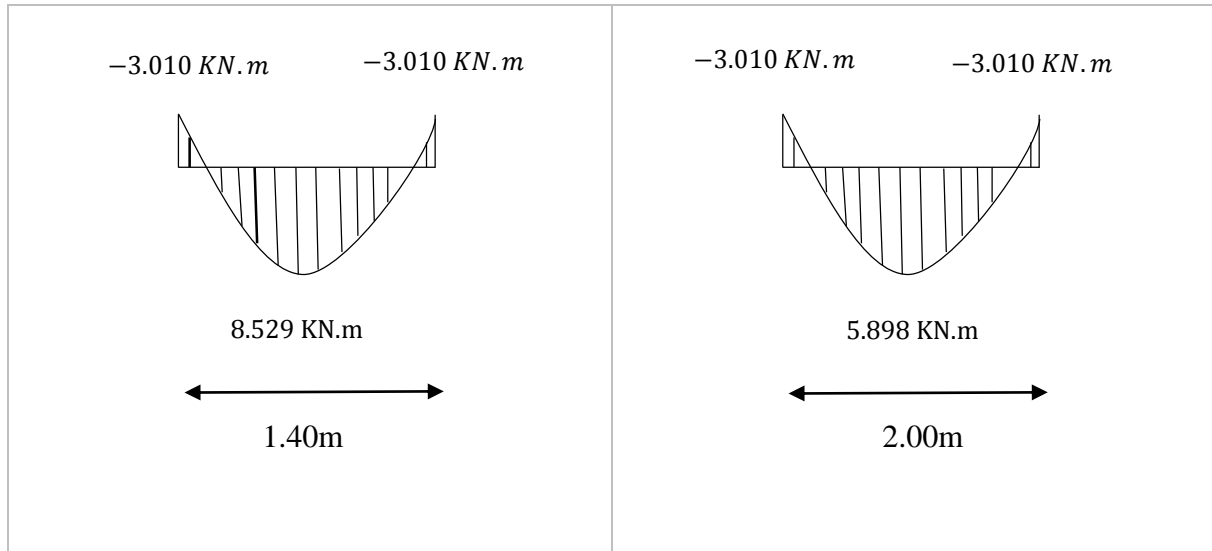
Remarque :

Les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

- **Correction des moments :**

Tableau III. 7.1: Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS.

Sens Lx	Sens Ly
En travées	En travées
$M_x^t = 0.85 \times 10.034 = 8.529 \text{ KN.m}$	$M_y^t = 0.85 \times 6.939 = 5.898 \text{ KN.m}$
Aux appuis	Aux appuis
$M_x^a = -0.3 \times 10.034 = -3.010 \text{ KN.m}$	$M_y^a = -0.3 \times 10.034 = -3.010 \text{ KN.m}$



III.3.8 Vérification a l'ELS :

- **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers**

➤ **Sens (x-x) :**

- **En travée :**

$$M_t = 8.529 \text{ KN.m} \quad A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A^t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.24 \quad k = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{8.529 \times 10^6}{314 \times 0.921 \times 130} = 226.864 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{226.864}{48.29} = 4.698 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 3.010 \text{ KN.m} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad \Rightarrow \quad k = 61.92 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^a}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{3.010 \times 10^6}{201 \times 0.935 \times 130} = 123.201\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{123.201}{61.92} = 1.99\text{MPa} < 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens (y-y) :**

- **En travée :**

$$M_t = 5.898\text{KN.m.} \quad A_t = 2.01\text{cm}^2$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A^t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \quad k = 61.92 \text{ et } \beta = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{5.898 \times 10^6}{201 \times 0.935 \times 130} = 241.409\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{241.409}{61.92} = 3.899\text{MPa} < 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 3.010\text{KN.m} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad \Rightarrow \quad k = 61.92 \text{ et } \beta = 0.935.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^a}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{3.010 \times 10^6}{201 \times 0.935 \times 130} = 123.201\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{123.201}{61.92} = 1.99 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \quad ; \quad \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

- h : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment en travée de la dalle continue dans la direction l_x .
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).
- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).
- d : hauteur utile de la bande.
- b : la largeur de bande égale a (1m).

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{0.85 \times M_x}{20 \times M_x} = 0.0425 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{h \times b} = \frac{3.14}{100 \times 15} = 0.0021 < \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

- **Sens x-x :**

En travée : 4HA10 (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA8 (St= 25 cm).

- **Sens y-y :**

En travée : 4HA8 (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA8 (St= 25 cm).

Escalier

III.4.1 Introduction :

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant des marches et des paliers.

Les différentes fonctions attendues d'un escalier sont les suivantes:

- desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, cette notion de sécurité étant rattachée essentiellement aux aspects de confort d'utilisation, stabilité de la cadence de Marche, protections latérales, etc. ;
- Être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation.
- Résister aux diverses contraintes (climat, usure, etc.) auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité);

Il existe plusieurs types d'escaliers, notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place (escalier à deux volées avec un palier intermédiaire), ces caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, *DTU*, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III.4.2 Les caractéristiques dimensionnelles des escaliers :

- Emmarchement : Largeur praticable de l'escalier qui correspond en général à la grande dimension de la marche (dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l'escalier).
- Hauteur de marche : Distance verticale séparant le dessus de deux marches successives. Cette hauteur varie généralement entre 16 et 21 cm. Sa détermination relève de considérations relatives à l'ergonomie et au confort d'utilisation de l'escalier, considérations qui seront détaillées dans la suite du présent guide.
- Giron : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives.
Le giron varie généralement entre 25 et 32 cm pour un escalier intérieur et peut aller au-delà pour un escalier extérieur. Le giron et la hauteur de marche sont reliés par une équation (formule de Blondel, vue plus loin) permettant une bonne praticabilité de l'escalier.

- Profondeur de marche : Distance horizontale entre le nez de marche et la contremarche (correspond au giron auquel on rajoute le débord du nez de marche). Cette dimension est parallèle au sens du déplacement dans l'escalier.
- Marche : Surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.
- Contremarche : Surface verticale reliant, quand elle existe, deux marches successives.

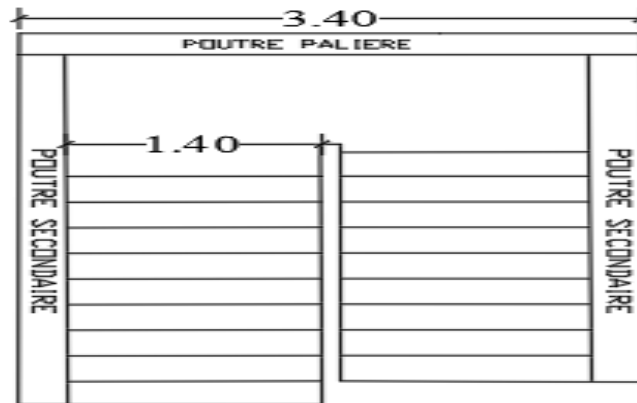


Figure III.4 1 : Escalier a deux volées.

Les deux volets sont identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

$$H = 1.53 \text{ m.}$$

Pour un bâtiment à usage commerciale, la hauteur des marches est selon la

Lois de BLONDEL.

$$h : (14\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}).$$

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

- Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :
 - Le nombre des marches (**n**).
 - La hauteur de la marche (**h**).
 - le giron(**g**).
 - L'épaisseur de la paillasse (**e**).

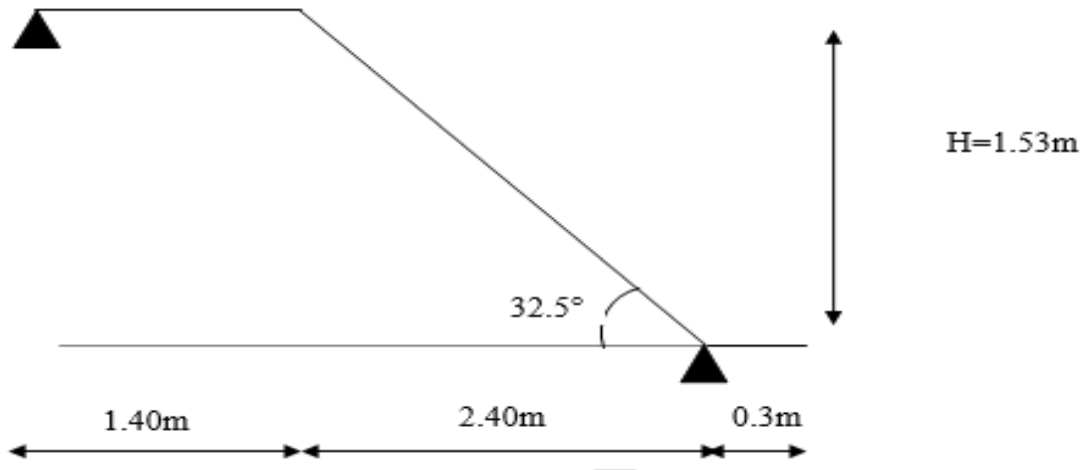


Figure III.4 2: Schéma statique d'escalier.

Les dimensions d'escalier :

$$n \times h = 153 \quad h = \frac{H}{N}$$

$$(n-1) \times g = L = 240 \text{ cm} \quad g = \frac{L}{(n-1)}$$

$$59 \leq 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{(n-1)} \leq 64 \quad \text{on prend} \quad 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{(n-1)} = 64$$

$$64n^2 - (64 + L + 2H)n + 2H = 0 \quad \sqrt{\Delta} = 561.06 \quad \text{Donc } (n = 9 \text{ on a } 9 \text{ contre marches et } 8 \text{ marches}).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{N} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \\ g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{240}{(9-1)} = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

III.4.3 Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm.} \quad 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.} \quad 59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Donc : L'escalier est confort

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

$$L = g(n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm.} \quad \text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.566 \quad \alpha = 32.52^\circ$$

III.4.4 Calcul de la longueur de la volée :

$$l_o = \frac{l_m}{\cos\alpha} = \frac{2.40}{\cos 32,52^\circ} = 2.846\text{m}$$

$$L = l_1 + l_o + l_2 = 0.30 + 2.846 + 1.40 = 4,546\text{m.}$$

- Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{4.546}{30} \leq e_p \leq \frac{4.546}{20} \quad 15.15\text{cm} \leq e_p \leq 22.73\text{cm} \quad e_p = 17 \text{ cm.}$$

III.4.5 Détermination des charges de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l’escalier est horizontal et d’une longueur totale $L = 0.30 + 2.40 + 1.40 = 4.10\text{m}$. On considère que l’escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

- Détermination des sollicitations de calcul :
 - Charge permanente :

a) La volée :

Tableau 1.III.4.5: Charge permanente volée et palier.

Poids propre de la paillasse :	5,04 KN/ml
Poids propre des marches :	2,125 KN/ml
Revêtements :	1.36 KN/ml
- Sable ($\varphi = 18 \text{ kn/m}^2, e=0.02$)	0.36 KN/ml
- (Mortiers ($\varphi = 20 \text{ kn/m}^2, e=0.02$))	0.4 KN/ml
- Calage ($\varphi = 20 \text{ kn/m}^2, e=0.02$)	0.4 KN/ml
- Enduit	0.2 KN/ml
Poids de garde –corps	0.2 KN/ml
Total :	8,725 KN/ml

b) Palier :

Poids propre de la dalle pleine :	5 KN/ml
Revêtements :	1.36 KN/ml
- Sable ($\varphi = 18 \text{ kn/m}^2, e=0.02$)	0.36 KN/ml
- Mortiers ($\varphi = 20 \text{ kn/m}^2, e=0.02$)	0.4 KN/ml
- Calage ($\varphi = 20 \text{ kn/m}^2, e=0.02$)	0.4 KN/ml
- Enduit	0.2 KN/ml
Total :	6.36 KN/ml

❖ **État limite ultime ELU :**

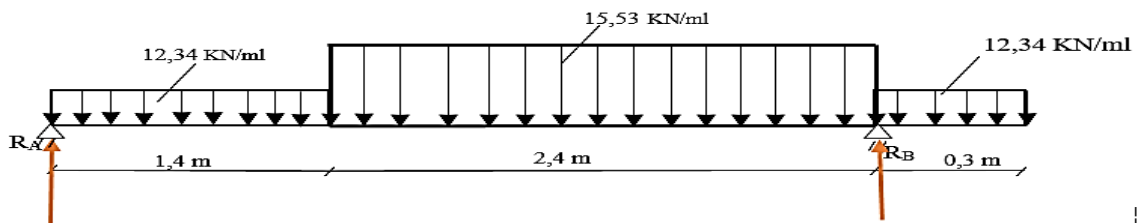


Figure III.4 3: Schéma statique ELU.

- Surcharge d'exploitation :

$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$ (DTR charges et surcharges)

❖ Combinaison des charges et surcharges :

- **Volée :** $q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.725 + 1.5 \times 2.5 = 15.53 \text{ KN/ml}$
- **Palier :** $q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.36 + 1.5 \times 2.5 = 12,34 \text{ KN/ml}$

Les réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 58,25 \text{ KN/ml} \quad \left[\begin{array}{l} R_A = 25,807 \text{ KN/ml} \\ R_B = 32,5 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- Calcul des efforts internes :

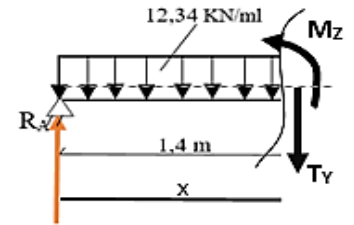
- Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,4$

➤ Effort tranchant :

$$T_y = 25,807 - 12,34x \begin{cases} X=0 & T_y = 25,807 \text{ KN} \\ X=1,4 & T_y = 8,531 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment fléchissant :

$$M_z = -12,34 \frac{x^2}{2} + 25,807x \begin{cases} X=0 & M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=1,4 & M_z = 24,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- Tronçon 2 : $1,4 \leq x \leq 3,8$

➤ Effort tranchant :

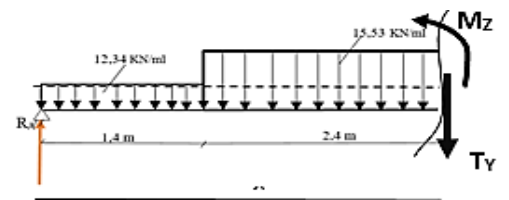
$$T_y - 25,807 + 17,276 + 15,53 \times (x - 1,4) = 0$$

$$T_y = 8,531 - 15,53 \times (x - 1,4)$$

➤ Moment fléchissant :

$$\begin{cases} X=1,4 & T_y = 8,531 \text{ KN} \\ X=3,8 & T_y = -28,741 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = -7,765x^2 + 30,273x - 3,126 \begin{cases} X=1,4 & M_z = 24,0466 \text{ KN.m} \\ X=3,8 & M_z = -0,2152 \text{ KN.m} \end{cases}$$



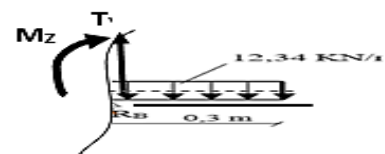
- Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,3$

➤ Effort tranchant :

$$T_y = 12,34x \begin{cases} X=0 & T_y = 0 \text{ KN} \\ X=0,3 & T_y = 3,702 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment fléchissant :

$$M_z = 12,34 \frac{x^2}{2} \begin{cases} X=0 & M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=0,3 & M_z = 0,50 \text{ KN} \end{cases}$$



➤ Moment Max :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 8,531 - 15,53x + 21,742 = 0$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur . $x = 1,9 \text{ m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -7,765x^2 + 30,273x - 3,126$$

$$M_z^{max} = 26,361 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -7,90 \text{ KN.m}$
- **En travées :** $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 22.40 \text{ KN.m}$

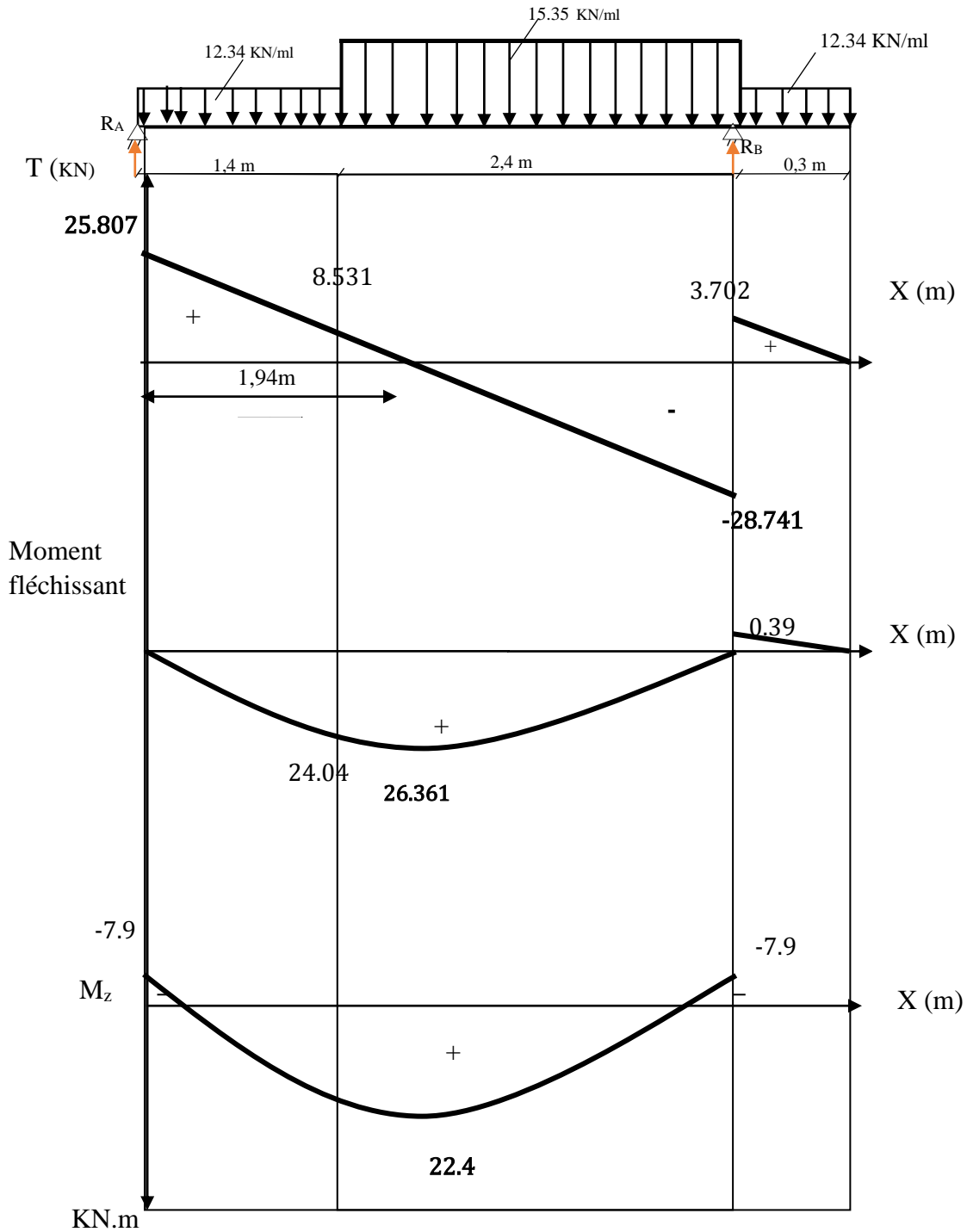


Figure III.4 4: Diagramme des efforts tranchant et des moments à ELU.

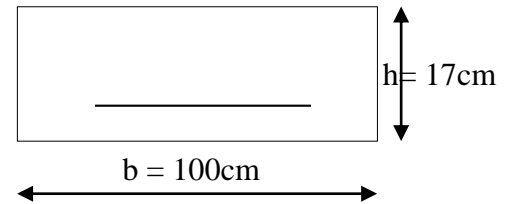
Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

- Aux appuis :

$$M_u = 7,90 \text{KN.m}$$

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



- Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7900}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_r = 0.3 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.024 \Rightarrow \beta_u = 0.988 \quad A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7900}{0.988 \times 15 \times 348} = 1,53 \text{cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 $A_a = 5.65 \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{cm}$.

- En travées :

$$M_t = 22,40 \text{KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26380}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \mu_a = 0.07 \Rightarrow \beta_u = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22400}{0.964 \times 15 \times 348} = 4.45 \text{Cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 $A_t = 5.65 \text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{cm}$

- Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calcule les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{Cm}^2$$

On opte pour **5HA10** $A_{rt} = 3.93 \text{cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 20 \text{cm}$.

III.4.6 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ Cm}^2 \quad (\text{BEAL 91, article. A.4.2.1})$$

- Aux appuis : $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- **Espacement des barres :**

➤ Armatures principales :

- Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$
 - En travées : $e = 20 \text{ cm}$

} $< \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

➤ Armatures de répartition :

- Aux appuis : $e = 20 \text{ cm}$

} **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant :**

$$T_{u \max} = 30.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{30150}{1000 \times 150} = 0.201$$

(BAEL 91, article.5.1.2.1)

- **Fissuration est peu préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.201 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée

- Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{u\max}}{f_{su}} = \frac{30150}{348 \times 100} = 0.866 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL 91, article 5.1.2.1})$$

$$A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > 0.866 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

(BAEL 91, article A.6.1.3)

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30150}{0.9 \times 150 \times 157} = 1.42 \text{ MPA} \quad \tau_{se} = 1.42 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres.

- Ancrage des barres:

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL 91, article A-6-1-23}).$$

23).

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets,

on prend : $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \quad \mathbf{L_a = 16 \text{ cm.}}$$

❖ État limite de service ELS :

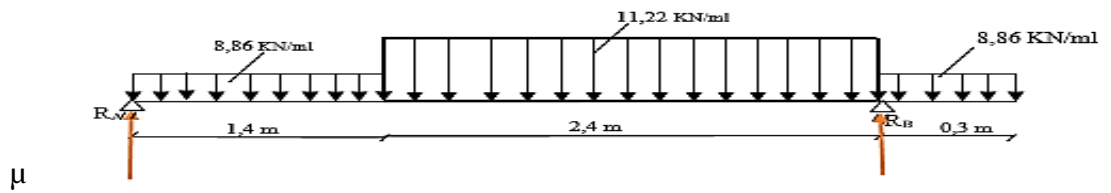


Figure III.4 5: schéma statique.

- Volée : $q_{s1} = G + Q = 11.22 \text{ KN/ml}$
- Palier : $q_{s2} = G + Q = 8.86 \text{ KN/ml}$

Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = 41.99 \text{ KN}$$

$$R_A = 18,52 \text{ KN} \quad R_B = 23,47 \text{ KN}$$

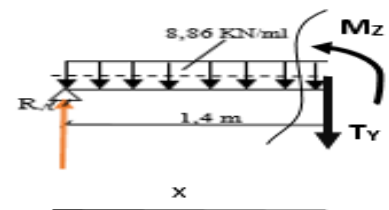
- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :
- Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,4$

➤ Effort tranchant :

$$T_y = 18,52 - 8,86x \quad \begin{cases} X=0 & T_y = 18,52 \text{ KN} \\ X=1,4 & T_y = 6,116 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment fléchissant :

$$M_z = -8,86 \frac{x^2}{2} + 18,52x \quad \begin{cases} X=0 & M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=1,4 & M_z = 17,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$



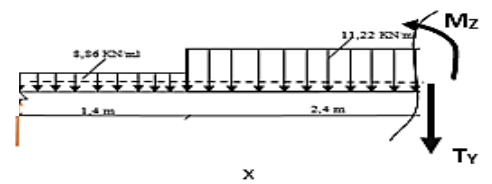
- Tronçon 2 : $1,4 \leq x \leq 3,8$

➤ Effort tranchant :

$$T_y = 6,116 - 11,22 \times (x - 1,4) \quad \begin{cases} X=1,4 & T_y = 6,116 \text{ KN} \\ X=3,8 & T_y = -20,764 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment fléchissant :

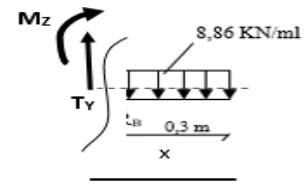
$$M_z = 5,61x^2 + 21,824x - 2,312 \quad \begin{cases} X=1,4 & M_z = 17,246 \text{ KN.m} \\ X=3,8 & M_z = -0,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,3$

➤ Effort tranchant :

$$T_y = 8,86x \quad \left\{ \begin{array}{l} X=0 \quad T_y = 0 \text{ KN} \\ X=0,3 \quad T_y = 2,658 \text{ KN} \end{array} \right.$$



➤ Moment fléchissant :

$$M_z = 8,86 \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} X=0 \quad M_z = 0 \text{ KN.m} \\ X=0,3 \quad M_z = 0,39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Moment Max :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 6,116 - 11,22 \times (x - 1,4) = 0 \quad x = 1,94 \text{ m.}$$

Le moment $M_z(x)$ est Max pour la valeur $x = 1,94 \text{ m.}$

$$\text{Donc : } M_z^{max} = -5,61x^2 + 21,824x - 2,312 \quad M_z^{max} = 18,91 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -5,671 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 16,073 \text{ KN.m}$

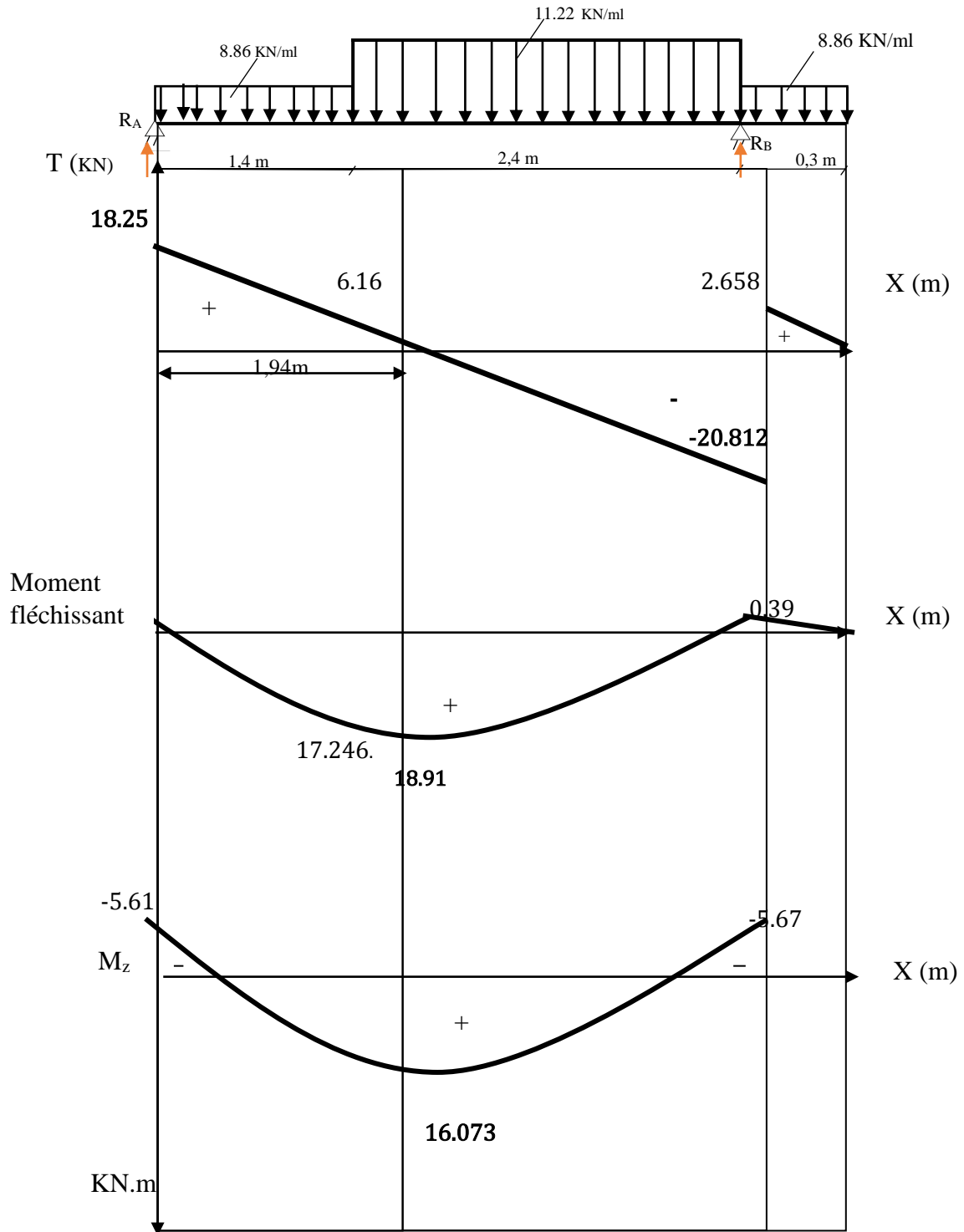


Figure III.4 6: Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à ELS.

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$M_t = 0.85M_z^{\max} = 16,073 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ En travées : $A_{st} = 7,9 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b.d} = \frac{7,9}{100 \times 15} \times 100 = 0,530$$

$$\rho_1 = 0,530 \quad \beta_1 = 0,891 \quad \alpha_1 = 0,327 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,327}{15(1-0,327)} = 0,03239$$

$$\alpha_1 = 0,327 \quad K = 0,03239$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{16,073 \times 10^6}{790 \times 0,891 \times 150} = 152,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,03239 \times 152,23 = 4,93 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ Aux appuis : $A_a = 5,49 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0,3M_z^{\max} = 5,67 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 5,49}{100 \times 15} = 0,369$$

$$\rho_1 = 0,369 \Rightarrow \beta_1 = 0,906 \quad \text{et} \quad \alpha_1 = 0,282 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,282}{15(1-0,282)} = 0,0261$$

$$\alpha_1 = 0,282 \Rightarrow K = 0,0261$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{6710 \times 10^3}{671 \times 0,906 \times 150} = 73,58 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,0261 \times 73,58 = 1,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

• Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{4,10} = 0,0414 < \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition non vérifiée

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,17}{4,10} = 0,0414 < \frac{19,03}{10 \times 22,39} = 0,085$ Condition non

vérifiée

c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,00376 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ Condition vérifiée

(BAEL 91 modifier 99, article 6.5.2),

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \times l}{10E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4100}{500} = 8,2mm$$

Avec :

f_v : Flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$f_v = \frac{M_s \times l}{10E_v \times I_{fv}} \quad ; \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86MPa \quad ; \quad I_{fv} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

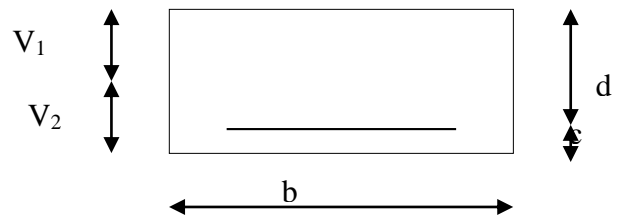
$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad S_{xx} : \text{Moment statique} \quad ; \quad S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée} \quad ; \quad B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 7,9 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 7,9} = 8,923 \text{ cm} ; \quad V_2 = h - V_1 = 17 - 8,923 = 8,077 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left(8,923^3 + 8,077^3 \right) + 15 \times 7,9 (8,077 - 2)^2 \quad I_0 = 45622,04 \text{ cm}^4$$



$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.9}{100 \times 15} = 0.005267 \quad ; \lambda_{v4} = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.005267} = 1.59493$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\} \quad \mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.005267 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.3606$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{19.01 \times 10^6 \times 4100^2}{10 \times 10818.86 \times 45622.04 \times 10^4} = 6.50 \text{ mm}$$

Donc $f < \bar{f} = 8.2 \text{ mm}$

condition vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Remarque : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

(BAEL 91, article A.5.34)

Conclusion

- Aux appuis : 5HA12 $s_t = 20 \text{ cm.}$
- En travée : 5Ha 12 $s_t = 20 \text{ cm.}$
- Armatures de répartition 5HA10 $s_t = 20 \text{ cm.}$

l'acrotère

III.5.1 Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment, elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse, son rôle est d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre,
- Un effort horizontal Q (non pondéré) dû à la main courante engendrant un moment de renversement M



Figure III.5 1: schéma descriptifs de l'acrotère.

Le calcul de l'acrotère se fera sur une bonde de 1m à la flexion composée engendrée par l'effort normal due au poids propre, et le moment fléchissant maximal à la base due aux forces horizontales. Donc la section la plus défavorable est la section de l'encastrement

III.5.2 Chargement :

Poids propre : $G = 1.713 \text{ KN/ml}$. (Chapitre II)

Surcharge : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

III.5.3 Détermination des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.713 \text{ KN}$

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

Moment de renversement : $M = P.h.1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$

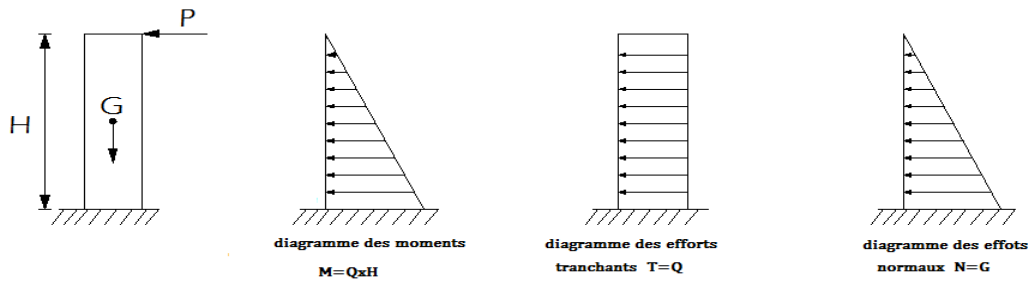


Figure III.5 2: Diagramme des efforts internes de l'acrotère.

III.5.4 Combinaison de charges :

- A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$.
- Effort normal dû à G : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.713 = 2.312 \text{ KN/ml}$;
- Effort tranchant : $T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$;
- Moment de renversement dû à Q : $1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$.
- A l'ELS : $q_s = G + Q$.
- Effort normal dû à G : $N_u = G = 1.713 = 1.713 \text{ KN/ml}$;
- Effort tranchant : $T_u = T = 1 \text{ KN}$;
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$.

III.5.5 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

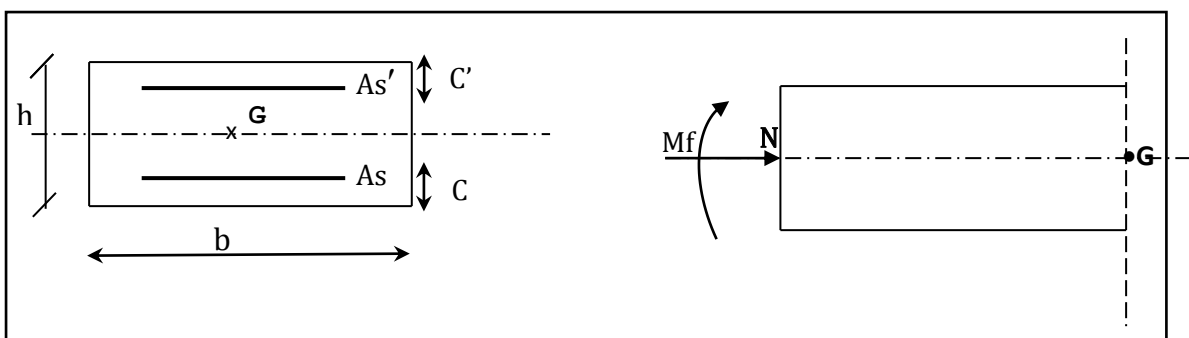


Figure III.5 3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

- $b = 100 \text{ cm}$ $f_s = 400 \text{ MPa}$ Soit : $\left\{ \begin{array}{l} c : \text{centre de pression.} \\ e : \text{excentricité} \end{array} \right.$
- $h = 10 \text{ cm}$ $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- $d=8\text{cm}$ $f_{bc}=14.2\text{MPa}$.
- $c=2\text{cm}$

1) Calcul de centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.389\text{m} = 38.9\text{cm}.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}.$$

$$e = 38.9\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm}.$$

Donc le centre de pression c_p se trouve à l'extérieur de la section, et puisque N_u est un effort de compression, nous pouvons déduire que la **section est partiellement comprimée**.

Le principe de calcul est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »

2) Calcul en flexion simple

➤ Moment fictif (M_f)

$$M_f = N_u \times g.$$

g : distance entre le centre de pression C_p et le CDG des armatures inférieurs.

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$g = 0.389 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.419\text{m}.$$

$$M_f = 2.312 \times 0.419 = 0.969\text{KN.m}$$

➤ Moment réduit

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.969 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.01 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

(S.S.A)

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

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.01$: $\beta = 0.995$

➤ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.969 \times 10^6}{0.995 \times 80 \times 348} = 0.35\text{cm}^2$$

A. Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.312 \times 10}{348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

III.5.6 Vérifications à l'ELU :

A. Condition non fragilité :

(BAEL 91 modifié 99, article A.4.2 ,1)

$$A_s \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.713} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.906 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.906 \text{ cm}^2 > A_s = 0.29 \text{ cm}^2$$

Condition n'est pas vérifiée.

La section d'armatures données par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$$A_s = A_{min} = 0.906 \text{ cm}^2.$$

Soit :

Adopté : **5 HA 8 = 2.51 cm²/ml.** Avec un espacement **St = 20 cm.**

➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.628 \text{ cm}^2$$

Soit : Adopté = **4 HA 8 = 2.01 cm²/ml.** Avec un espacement **St = 25 cm**

B. Espacements des barres :

(BAEL 91 modifié, article. A.8.2, 42) .

Pour des charges concentrées :

- **Armatures principales**

St = 20 cm = min (2h; 25 cm) = 20 cm

Condition vérifiée.

• **Armatures de répartition**

$St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

C. Vérification au cisaillement :

(BAEL 91 modifié 99, article A.5.1 ,211)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 8} = 0.019 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

D. Vérification de l'adhérence des barres :

(BAEL 91 modifié, article A.6.1 ,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad (\Psi_s = 1.5 \text{ H.A})$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9d \sum U_i} \quad (\sum U_i = n\pi\emptyset = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm} = 125.6 \text{ mm})$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.} \quad ; \quad \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.166 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.}$ **Condition vérifiée.**

E. Ancrages des barres :

(BAEL91 modifié 99, article 5.1.221)

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

$$l_s = \emptyset \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \emptyset \frac{f_e}{4(0.6f_{t28}\Psi^2)} = 8 \frac{400}{4(0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 282.186 \text{ mm} \quad l_s = 28.2 \text{ cm.}$$

Donc : la longueur de scellement droit est prise égale à : **$l_s = 30 \text{ cm.}$**

F. Espacements des barres :

(BAEL 91 modifié, article. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

• **Armatures principales**

$St = 20 \text{ cm} = \min(2h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

• **Armatures de répartition**

$St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

G. Vérification de l'acrotère au séisme :

(RPA 99, modifié 2003, article 4-42).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4AC_p W_p \quad (\text{RPA99.modifie, formule.4.18})$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans (RPA 99, tableau 4.1) pour la zone et le groupe d'usage approprié
- C_p : Facteur de force horizontale variante entre 0.3 et 0.8 voir (RPA99, tableau 6.1).
- W_p : Poids de l'élément considéré.

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

$$A = 0,15 \quad C_p = 0,8 \quad W_p = 2.069 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.713 = 0.99$$

$$F_p = 0.82 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN /ml}$$

Condition vérifiée

III.5.7 Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

A. Contraintes dans l'acier $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_s, \max(0.5 f_s, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266.667; \max(200; 201.633)\} = 201.633 \text{ MPa.}$$

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 8} = 0.314 \quad \text{D'ou } \beta_1 = 0.912 \quad \text{et } k_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.912 \times 80 \times 2.51 \times 10^2} = 32.76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 32.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B. Contrainte dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{32.76}{41.82} = 0.783 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.783 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- **Armatures principales** : 5 HA 8 avec : (St= 20 cm).
- **Armatures de répartition** : 4HA 8 avec : (St= 25 cm).

Charpente

III.6.1 Introduction :

La façade principale de notre bâtiment comporte une toiture monopente à versant unique, incliné d'un angle « α » par rapport à l'horizontal. Réaliser on boit et tuile mécanique.

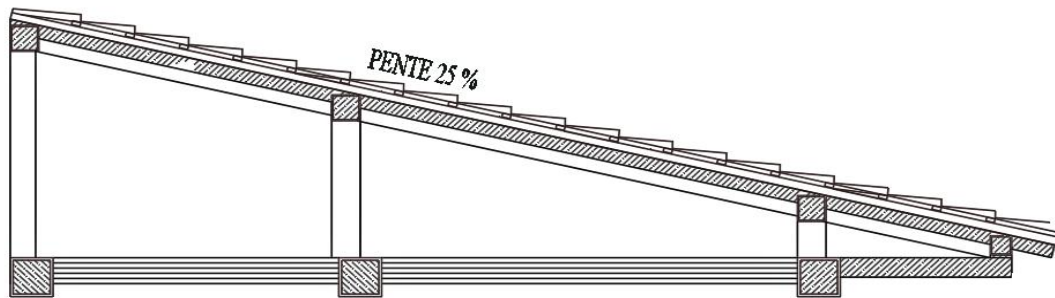


Figure III.6 1: Toiture mono pente

L'étude de la charpente revient à la détermination des efforts revenant à chacun de ces éléments (pannes, chevrons, et linteaux), et à la vérification de leurs résistances aux différentes sollicitations.

On a :

$$\alpha = 13^\circ \begin{cases} \sin \alpha = 0,22 \\ \cos \alpha = 0,97 \end{cases}$$

III.6.2 Détermination des charges et surcharges :

➤ **Charge permanents**

Poids de la tuiles linteaux compris 0,4 KN /m

Poids des pannes et chevrons 0,10KN/m

G = 0,5 Kn /m (selon la gravité).

➤ **Charge d'exploitation :**

Q=1Kn/m

III.6.3 Combinaison d'action :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,5) + 1,5 (1) = 2,175 \text{ KN/m}^2$

ELS : $G + Q = 0,5 + 1 = 1.5 \text{ KN /m}^2$

-

➤ **Détermination des efforts revenant aux différents éléments :**

- **Effort revenant aux pannes :**

Espacement des pannes : 1m

Portée des pannes : 4.3m

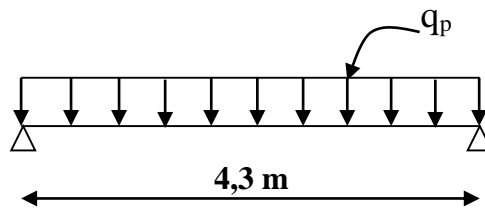


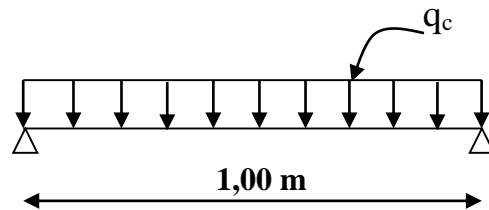
Figure III.6 2: Schéma statique chargement de la panne.

Avec : $q_p = 2,175 \times 1 = 2,175 \text{ KN/ml}$

- **Effort revenant aux chevrons**

Espacement des chevrons : 0,8 m

Portée des chevrons : 1m



Avec : $q_c = 0,8 \times 2,175 = 1,74 \text{ KN/ml}$

Figure III.6 3 : Schéma statique chargement des chevrons.

- **Efforts revenant aux liteaux :**

-Espacement des liteaux : $e_l = 0,30\text{m}$

-Portée des liteaux : $l_l = 0.50 \text{ m}$

$q_l = 2.175 \times 0,30 = 0.652 \text{ KN/ml}$

$q_l = 0.652 \text{ KN/ml}$

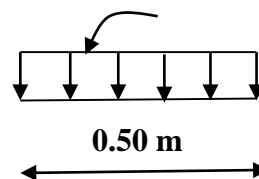


Figure III.6 4 : Schéma de chargement de liteaux

III.6.4 Dimensionnement des éléments de la charpente :

❖ Calcul de la panne :

Sens x-x :

$$q_x = q_p \times \sin \alpha = 2,175 \times \sin (13) = 0,489 \text{ KN/ml}$$

Sens y-y:

$$q_y = q_p \times \cos \alpha = 2,175 \times \cos (13) = 2,119 \text{ KN/ml}$$

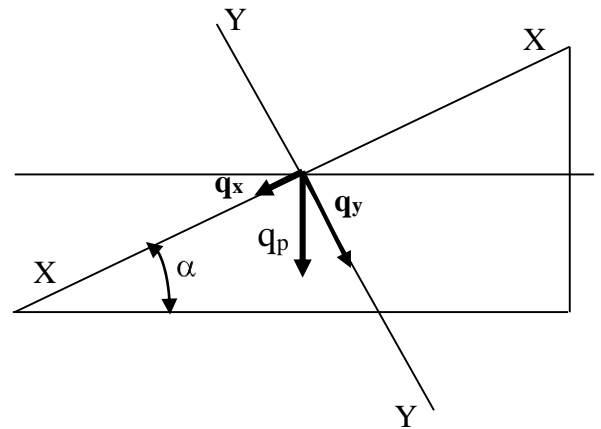


Figure III.6 5: Schéma de la panne.

- Contraintes

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} \leq \overline{\sigma}_f$$

Sachant que le bois utilisé est le bois de sapin de catégorie I, d'après les règles CB 71

$$\overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

- Moment de flexion

$$\begin{cases} M_{fx} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{48,9 \times 4,3^2}{8} = 113,02 \text{ daN.m} \\ M_{fy} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{211,9 \times 4,3^2}{8} = 489,75 \text{ daN.m} \end{cases}$$

• **Vérification de la section de la panne (105 × 225) [mm²]**

- **Module de résistance :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{I_x}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 886 \text{ cm}^3 \\ \frac{I_y}{v} = \frac{hb^2}{6} = \frac{10,5^2 \times 22,5}{6} = 413 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

- **La contrainte :**

$$\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_x}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_y}{v}} = \frac{113,02 \times 10^2}{886} + \frac{489,75 \times 10^2}{413} = 131,34 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}$$

$\sigma \leq \overline{\sigma}_f \Rightarrow$ La section adoptée est admise.

- **Vérification de la flèche :**

$$\overline{f} = \frac{L}{300} \quad \text{Avec : } L : \text{Portée de la panne (Article 4.962 / CB 71).}$$

$$\overline{f} = \frac{430}{300} = 1,43 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \quad \text{Avec : } E_F : 11000 \sqrt{\overline{\sigma}_f} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$$

Par un raisonnement identique à celui développé à l'ELU, on trouve à l'ELS :

$$\sigma_s = 90,34 \text{ daN/m}^2.$$

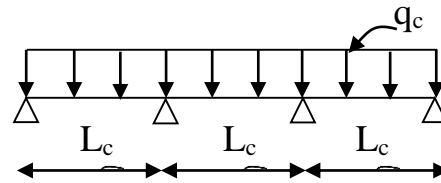
$$f = \frac{5 \times 90,34 \times 430^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{22,5}{2}} = 1,17 \text{ cm} < \overline{f} = 1,43 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est inférieure à la flèche admissible Notre section est bonne.

❖ **Calcul des chevrons :**

Aux appuis : $M_a = \frac{4}{5} M_0$

En travée : $M_t = \frac{2}{3} M_0$



Avec $M_0 = \frac{q_c L_c^2}{8}$ avec : $L_c = 1\text{m}$

Figure III.6 6: Schéma de chargement du chevron.

- **La contrainte** $\sigma = \frac{M_f}{I/V} < 142\text{daN/cm}^2$

- **Le moment de flexion** $M_0 = \frac{174 \times 1^2}{8} = 21,75\text{daN.m}$

$$\begin{cases} M_a = \frac{4}{5} \times (21,75) = 17,4\text{daN.m} \\ M_t = \frac{2}{3} \times (21,75) = 14,5\text{daN.m} \end{cases}$$

- **Vérification de la section du chevron (50 × 70) [mm²]**

- **Module de résistance**

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40,83\text{cm}^3$$

- **Les contraintes**

Aux appuis : $\sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{17,4 \times 10^2}{40,83} = 42,61\text{daN/cm}^2$

$$\text{En travée} : \sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{14,5 \times 10^2}{40,83} = 35,51 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = (\sigma_a; \sigma_t) = (42,61 ; 35,51) \langle \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Donc la section adoptée est bonne.

- Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fait à l'ELS.

La valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevrons, linteaux) est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} \quad (\text{DTR.C.246, article 4.3.1})$$

L : Portée du chevron

$$\bar{f} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$$

$$\text{La valeur de la flèche réelle est : } f = \frac{5 \cdot \sigma \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} \quad (\text{CB 71})$$

$$\text{Aux appuis : } f = \frac{5 \cdot \sigma_a \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 42,61 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}} = 0,097 \text{ cm} \langle \bar{f}$$

$$\text{En travée : } f = \frac{5 \cdot \sigma_t \cdot L^2}{48 \cdot E_F \cdot \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 35,51 \times 100^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}} = 0,0806 \text{ cm} \langle \bar{f}$$

Donc la section choisie est bonne.

❖ Dimensionnement des linteaux :

Le dimensionnement et l'étude des linteaux se fait de la même manière que la panne.

On choisit une section de (3×3) cm².

$$\alpha = 13^\circ$$

• **Vérification des contraintes :**

Suivant xx' : $q_{lx} = q_L \cdot \sin\alpha = 0.652 \times 0.22 = 0.14344 \text{ KN/ml}$

Suivant yy' : $q_{ly} = q_L \cdot \cos\alpha = 0.652 \times 0.97 = 0.63244 \text{ KN/ml}$

$$M_{fx} = \frac{1}{8} \times 0.14344 \times 0.50^2 = 0.00448 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = \frac{1}{8} \times 0.63244 \times 0.50^2 = 0.019 \text{ KN.m}$$

Calcul des modules des résistances :

$$W_x = \frac{I_{xx'}}{v} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy'}}{v} = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^3$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{0.0044 \times 10^4}{4.5} + \frac{0.019 \times 10^4}{4.5} = 52 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Condition vérifiée.

• **Vérification de la flèche :**

Par un raisonnement identique à celui développé à l'ELU, on trouve à

L'ELS : $\sigma_s = 42.22 \text{ daN/m}^2$

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot \sigma_s \cdot L_c^2}{48 \cdot E_f \cdot h/2} \leq \bar{f}$$

$$f_a = \frac{5 \times 42.22 \times 50^2}{48 \times 131080.13 \times 3/2} = 0.056 \text{ cm} < \bar{f} = 0.25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Donc la section est bonne.

III.6.5 Assemblage de la charpente :

(CB71, article 4.62.12)

Nous avons opté pour un assemblage cloué, utilisé en pratique. Dans l'assemblage des charpentes traditionnelles, les assemblages cloués sont utilisés pour des ouvrages importants à des charges considérables.

A noter que le diamètre des clous est fonction de l'épaisseur du bois.

$$D = \begin{cases} \frac{a}{7}, & \text{si le bois est sapin.} \\ \frac{a}{9}, & \text{si le bois est moyen (pin sec).} \\ \frac{a}{11}, & \text{si le bois est dur (chêne).} \end{cases}$$

Avec : D : diamètre du clou.

A : épaisseur du bois le plus mince,

7 : dans le cas d'un bois tendre qui ne se fond pas (sapin),

9 : dans le cas d'un bois moyen (pin sec),

11 : dans le cas d'un bois dur (chêne).

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide. Le trou s'élargit par dessiccation du bois, mais le clou rouillé et l'adhérence croit, donnant par composition une charge admissible constante.

-Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

-Pour la charpente du bâtiment que nous avons calculé, le bois utilisé est le sapin.

-Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les linteaux aux chevrons est :

$$d = \frac{a}{7} = \frac{2}{7} = 0,3cm \quad (EC 5)$$

Avec :

a : épaisseur du liteau = 2 cm.

Conclusion :

- la panne (105 225) $[mm^2]$ l = 4.3m esp = 1m
- La section du chevron (50 × 70) $[mm^2]$. l = 1m esp = 0.8m
- Linteaux : (3x3) cm² avec l = 0.5 m esp = 0.3 cm

Chapitre IV :

Etude de contreventement

IV. Etude de contreventement

IV.1 Introduction

Le contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinaux et transversaux), est-ce là nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passer par plusieurs étapes.

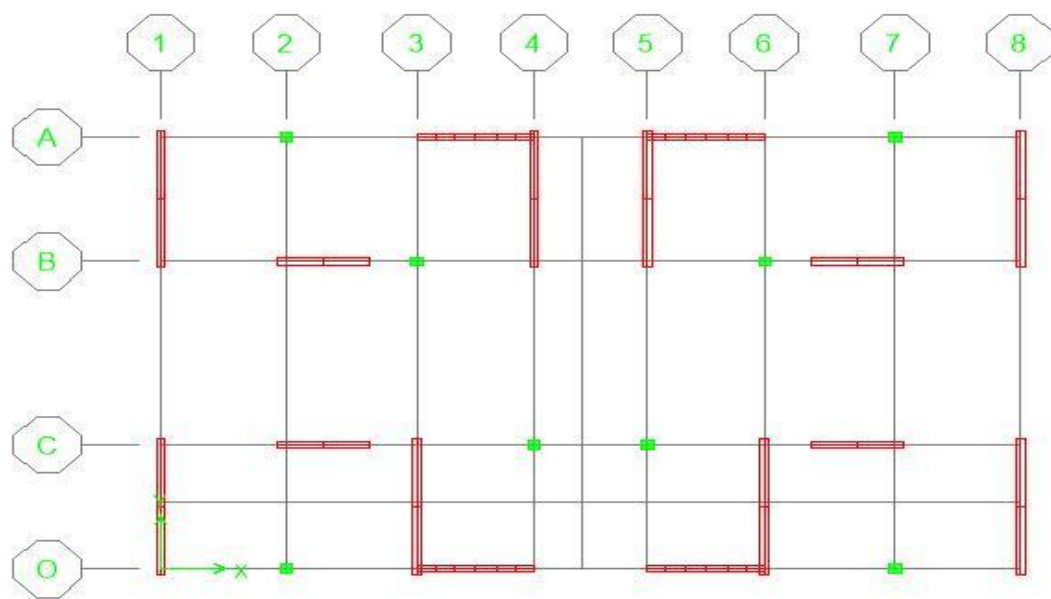


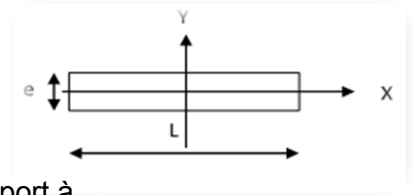
Figure IV. 1: Disposition des voiles.

IV.2 Calcul des inerties des voiles

➤ Refends pleins

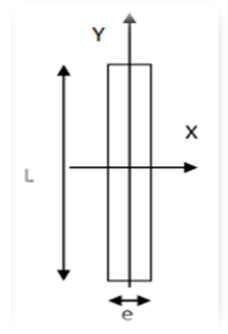
- Les refends longitudinaux

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{e L^3}{12} \\ I_x &= \frac{L e^3}{12} \end{aligned} \right\} \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$



- Les refends transversaux

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{L e^3}{12} \\ I_x &= \frac{e L^3}{12} \end{aligned} \right\} \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y}$$



➤ Refend avec ouverture

Notion d'inertie équivalente : on appelle inertie équivalente I_e du refend considéré (avec ouverture), inertie d'un refend plein fictif qui étant soumis au même effort horizontal présenterait à son sommet une flèche f égale à celle de refend avec ouverture

$$f = \frac{T_0 H^3}{8EI_e}$$

Avec :

T_0 : effort tranchant à la base du refend

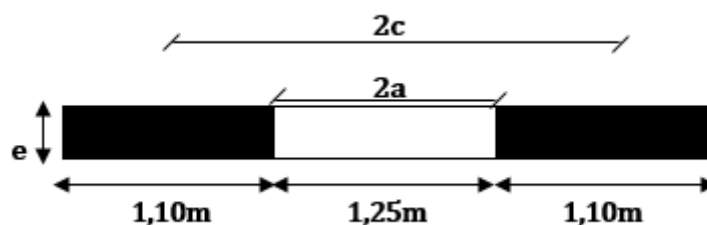
H : hauteur du bâtiment

E : module d'élasticité du matériau constituant l'élément du refend

I_e : moment d'inertie équivalente

- Inertie équivalente du refend a une seule file d'ouverture :

- sous-sol



$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc\Psi_0}{11I_0\alpha^2} + 1}$$

Avec : $I = I_1 + I_2 + 2mc$

$$I_1 = \frac{0.25 \times 1.1^3}{12} = 0.027 \text{m}^4 \quad I_2 = \frac{0.25 \times 1.1^3}{12} = 0.027 \text{m}^4$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 0.055 \text{m}^4$$

- $2c = 2.35 \text{ m}$
- $2a = 1.25 \text{ m}$

- Moment statique

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = \frac{2.35}{\frac{1}{0.275} + \frac{1}{0.275}} = 0.323 \text{m}^3$$

Ω_1, Ω_2 : Aires des trumeaux 1 et 2

$$I = I_0 + 2 mc = 0.055 + 0.323 \times 2.35 = 0.814 \text{m}^4$$

- Inertie de linteau

$$i = \frac{eb^3}{12} = \frac{0.25 \times 0.86^3}{12} = 0.013$$

$$w^2 = \frac{3E'i I C}{EI_0 m a^3 l} = \frac{3 \times 0.013 \times 0.814 \times 1.175}{0.055 \times 0.323 \times 0.825^3 \times 3.06} = 1.222 \Rightarrow w = 1.105$$

E et E' module d'élasticité du matériau constituant le refend et le linteau respectivement.
(Avec $E = E' = 322000 \text{ dan/cm}^2$).

- Degré de concordance (monolithisme(α))

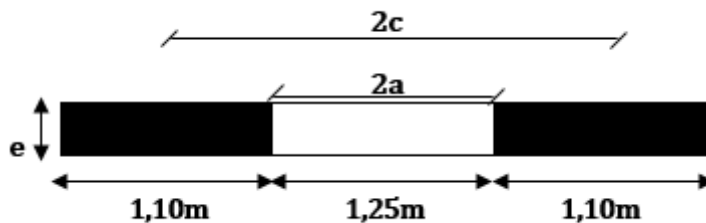
$$\alpha = w.z = 1.105 \times 32.13 = 35.50 \text{rd}$$

$\alpha > 10$ donc le refend se comporte comme refend plein.

$$\Psi_0 = 0.638$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc\Psi_0}{11I_0\alpha^2} + 1} = \frac{0.814}{\frac{60 \times 0.323 \times 2.35 \times 0.638}{11 \times 0.055 \times 35.5^2} + 1} = 0.7841 \text{m}^4$$

- **RDC aux 8^{em} étage**



$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc\Psi_0}{11I_0\alpha^2} + 1}$$

Avec : $I = I_1 + I_2 + 2mc$

$$I_1 = \frac{0.25 \times 1.1^3}{12} = 0.027 \text{m}^4 \quad I_2 = \frac{0.25 \times 1.1^3}{12} = 0.027 \text{m}^4$$

$$I_0 = I_1 + I_2 = 0.055 \text{m}^4$$

- $2c = 2.35 \text{ m}$
- $2a = 1.25 \text{ m}$

- Moment statique

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = \frac{2.35}{\frac{1}{0.275} + \frac{1}{0.275}} = 0.323 \text{m}^3$$

Ω_1, Ω_2 : Aires des trumeaux 1 et 2

$$I = I_0 + 2 mc = 0.055 + 0.323 \times 2.35 = 0.814 \text{m}^4$$

- Inertie de linteau

$$i = \frac{eb^3}{12} = \frac{0.25 \times 1.03^3}{12} = 0.023$$

$$w^2 = \frac{3E'i I C}{EI_0 m a^3 l} = \frac{3 \times 0.023 \times 0.814 \times 1.175}{0.055 \times 0.323 \times 0.825^3 \times 3.23} = 2.048 \Rightarrow w = 1.431$$

E et E' module d'élasticité du matériau constituant le refend et le linteau respectivement.

(Avec $E = E' = 322000 \text{ daN/cm}^2$).

- Degré de concordance (monolithisme(α))

$$\alpha = w.z = 1.431 \times 32.13 = 45.978 \text{rd}$$

$\alpha > 10$ donc le refend se comporte comme refend plein.

$$\Psi_0 = 0.645$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{60 \times 2mc\Psi_0}{11I_0\alpha^2} + 1} = \frac{0.814}{\frac{60 \times 0.323 \times 2.35 \times 0.645}{11 \times 0.055 \times 45.978^2} + 1} = 0.7957 \text{m}^4$$

IV.3 Calcul des rigidités des voiles

$$R_{vx} = \frac{12 \times E \times I_y}{h_e^3} \quad , \quad R_{vy} = \frac{12 \times E \times I_x}{h_e^3}$$

Avec :

- I_x , et I_y : Inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement ;
- h_e : Hauteur d'étage.

Les rigidités des voiles sont résumées dans les tableaux suivants :

A) Rigidité des voiles dans le sens longitudinal (x-x)

Tableau IV.1: La rigidité des voiles dans le sens longitudinal (x-x).

Niveaux	Voiles	e	L	I (cm ⁴)	E (daN/cm ²)	he (cm)	r _x ^j (daN/cm)	R _x ^j =∑ r _x ^j
RDC au 8ème étage	VL1	2,50E+01	345	79570000	3,22E+05	3,23E+02	9.12E+06	5.52E+07
	VL2	2,50E+01	345	79570000	3,22E+05	3,23E+02	9.12E+06	
	VL3	2,50E+01	270	41006250	3,22E+05	3,23E+02	4.70E+06	
	VL4	2,50E+01	270	41006250	3,22E+05	3,23E+02	4.70E+06	
	VL5	2,50E+01	270	41006250	3,22E+05	3,23E+02	4.70E+06	
	VL6	2,50E+01	270	41006250	3,22E+05	3,23E+02	4.70E+06	
	VL7	2,50E+01	345	79570000	3,22E+05	3,23E+02	9.12E+06	
	VL8	2,50E+01	345	79570000	3,22E+05	3,23E+02	9.12E+06	
Sous-sol	VL1	2,50E+01	345	78410000	3,22E+05	3,06E+02	1.06E+07	6.44E+07
	VL2	2,50E+01	345	78410000	3,22E+05	3,06E+02	1.06E+07	
	VL3	2,50E+01	270	41006250	3,22E+05	3,06E+02	0.55E+07	
	VL4	2,50E+01	270	41006250	3,22E+05	3,06E+02	0.55E+07	
	VL5	2,50E+01	270	41006250	3,22E+05	3,06E+02	0.55E+07	
	VL6	2,50E+01	270	41006250	3,22E+05	3,06E+02	0.55E+07	
	VL7	2,50E+01	345	78410000	3,22E+05	3,06E+02	1.06E+07	
	VL8	2,50E+01	345	78410000	3,22E+05	3,06E+02	1.06E+07	

B) Rigidité des voiles dans le sens transversal

Tableau IV. 2: La rigidité des voiles dans le sens transversal (y-y).

Niveaux	Voiles	E	L	I	E (daN/cm ²)	he	r _x ^j (daN/cm)	R _x ^j =∑ r _x ^j
RDC au 8ème étage	VT1	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,23E+02	2.67E+07	2.14E+08
	VT2	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,23E+02	2.67E+07	
	VT3	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,23E+02	2.67E+07	
	VT4	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,23E+02	2.67E+07	
	VT5	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,23E+02	2.67E+07	
	VT6	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,23E+02	2.67E+07	
	VT7	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,23E+02	2.67E+07	
	VT8	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,23E+02	2.67E+07	

Sous-sol	VT1	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,06E+02	3.15E+07	2.52E+08
	VT2	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,06E+02	3.15E+07	
	VT3	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,06E+02	3.15E+07	
	VT4	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,06E+02	3.15E+07	
	VT5	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,06E+02	3.15E+07	
	VT6	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,06E+02	3.15E+07	
	VT7	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,06E+02	3.15E+07	
	VT8	2,50E+01	4.82	233292016.666	3,22E+05	3,06E+02	3.15E+07	

IV.4 Rigidités relatives des portiques et des voiles

A. Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres

➤ **Rigidité linéaire d'un poteau**

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{calculée}} = \frac{I_p}{h_c}$$

➤ **Rigidité linéaire d'une poutre :**

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{calculée}} = \frac{I_{pt}}{L_c}$$

Avec :

- I : moment d'inertie de l'élément.
- hc : hauteur calculée du poteau
- Lc : longueur calculée de la poutre.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \cdot e_{poteau} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \cdot h_{poutre}$$

B. Calcul des coefficients (\bar{k}) relatifs aux portiques

⇒ **1^{er} Cas :** étage courant et terrasse : $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2K_{poteau}}$

Avec :

$\sum K_{Poutre}$: La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau et des deux poutres inférieures encadrant le poteau)

⇒ **2^{ème} Cas :** Premier niveau : $\bar{K} = \frac{\sum K_{POUTRE}}{K_{poteau}}$

$\sum K_{poutre}$: La somme (des deux poutres supérieures encadrant le poteau).

C. Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a_jⁱ »

⇒ **1^{er} Cas** : étage courant et terrasse : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

⇒ **2^{ème} Cas** : Premier niveau : $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

D. Calcule des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j »

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot\ j}^i$$

E: module de déformations instantanées du béton.

Les résultats des rigidités linéaires, sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Rigidités des poutres dans le sens longitudinal (x-x)**

Tableau IV. 3: Rigidité des poutres dans le sens longitudinal(x-x).

étage	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	h _{poutre} (cm)	\bar{L} (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
Sous-sol et	A-B	25	35	89322.917	370	50	35	320	337.5	264.660
	B-C	25	35	89322.917	385	50	35	335	352.5	253.398
	C-D	25	35	89322.917	345	50	35	295	312.5	285.833
	D-E	25	35	89322.917	335	50	35	285	302.5	295.282
	E-F	25	35	89322.917	345	50	35	295	312.5	285.833
	F-G	25	35	89322.917	385	50	35	335	352.5	253.398
	G-H	25	35	89322.917	370	50	35	320	337.5	264.660
RDC et 1 ^{er} étages	A-B	25	35	89322.917	370	45	35	325	342.5	260.797
	B-C	25	35	89322.917	385	45	35	340	357.5	249.854
	C-D	25	35	89322.917	345	45	35	300	317.5	281.332
	D-E	25	35	89322.917	335	45	35	290	307.5	290.481
	E-F	25	35	89322.917	345	45	35	300	317.5	281.332

	F-G	25	35	89322.917	385	45	35	340	357.5	249.854
	G-H	25	35	89322.917	370	45	35	325	342.5	260.797
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages	A-B	25	35	89322.917	370	40	35	330	347.5	257.044
	B-C	25	35	89322.917	385	40	35	345	362.5	246.408
	C-D	25	35	89322.917	345	40	35	305	322.5	276.970
	D-E	25	35	89322.917	335	40	35	295	312.5	285.833
	E-F	25	35	89322.917	345	40	35	305	322.5	276.970
	F-G	25	35	89322.917	385	40	35	345	362.5	246.408
	G-H	25	35	89322.917	370	40	35	330	347.5	257.044
4 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	A-B	25	35	89322.917	370	35	35	335	352.5	253.398
	B-C	25	35	89322.917	385	35	35	350	367.5	243.055
	C-D	25	35	89322.917	345	35	35	310	327.5	272.741
	D-E	25	35	89322.917	335	35	35	300	317.5	281.332
	E-F	25	35	89322.917	345	35	35	310	327.5	272.741
	F-G	25	35	89322.917	385	35	35	350	367.5	243.055
	G-H	25	35	89322.917	370	35	35	335	352.5	253.398
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	A-B	25	35	89322.917	370	30	35	340	357.5	249.854
	B-C	25	35	89322.917	385	30	35	355	372.5	239.793
	C-D	25	35	89322.917	345	30	35	315	332.5	268.640
	D-E	25	35	89322.917	335	30	35	305	322.5	276.970
	E-F	25	35	89322.917	345	30	35	315	332.5	268.640
	F-G	25	35	89322.917	385	30	35	355	372.5	239.793
	G-H	25	35	89322.917	370	30	35	340	357.5	249.854

➤ **Rigidité des poutres dans le sens transversal (y-y)**

Tableau IV. 4: Rigidité des poutres dans le sens transversal y-y.

Etage	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	h _{poutre} (cm)	\bar{L} (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
Sous-sol	1-2	25	50	260416.666	437	50	50	387	412	632.079
	2-3	25	50	260416.666	646	50	50	596	621	419.350
	3-4	25	50	260416.666	437	50	50	387	412	632.079
RDC et 1 ^{er} étages	1-2	25	50	260416.666	437	45	50	392	417	624.500
	2-3	25	50	260416.666	646	45	50	601	626	416.001
	3-4	25	50	260416.666	437	45	50	392	417	624.500
2 ^{em} et 3 ^{eme} étage	1-2	25	50	260416.666	437	40	50	397	422	617.101
	2-3	25	50	260416.666	646	40	50	606	631	412.705
	3-4	25	50	260416.666	437	40	50	397	422	617.101
4 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	1-2	25	50	260416.666	437	35	50	402	427	609.875
	2-3	25	50	260416.666	646	35	50	611	636	409.460
	3-4	25	50	260416.666	437	35	50	402	427	609.875
7 ^{em} et 8 ^{eme} étage	1-2	25	50	260416.666	437	30	50	407	432	602.816
	2-3	25	50	260416.666	646	30	50	616	641	406.266
	3-4	25	50	260416.666	437	30	50	407	432	602.816

➤ **Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal (x-x)**

Tableau IV.5: Rigidité des poteaux dans le sens longitudinal (x-x).

Étage	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _{poutre} (cm)	e _{pot} (cm)	\bar{h} (cm)	h _c (cm)	K (cm ³)
étage 8	25	30	56250	323	35	30	288	303	185,64356
étage 7	25	30	56250	323	35	30	288	303	185,64356
étage 6	30	35	107187,5	323	35	35	288	305,5	350,85925
étage 5	30	35	107187,5	323	35	35	288	305,5	350,85925
étage 4	30	35	107187,5	323	35	35	288	305,5	350,85925
étage 3	35	40	186666,67	323	35	40	288	308	606,06061
étage 2	35	40	186666,67	323	35	40	288	308	606,06061
étage 1	40	45	303750	323	35	45	288	310,5	978,26087
RDC	40	45	303750	323	35	45	288	310,5	978,26087
Sous-sol	45	50	468750	306	35	50	271	296	1583,6149

➤ **Rigidités des poteaux dans le sens transversal (y-y)**

Tableau IV. 6 : Rigidité des poteaux dans le sens transversal (y-y).

Étage	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _{poutre} (cm)	e _{pot} (cm)	\bar{h} (cm)	h _c (cm)	K (cm ³)
étage 8	25	30	39062,5	323	50	30	273	288	135,63368
étage 7	25	30	39062,5	323	50	30	273	288	135,63368
étage 6	30	35	78750	323	50	35	273	290,5	271,08434
étage 5	30	35	78750	323	50	35	273	290,5	271,08434
étage 4	30	35	78750	323	50	35	273	290,5	271,08434
étage 3	35	40	142916,67	323	50	40	273	293	487,77019
étage 2	35	40	142916,67	323	50	40	273	293	487,77019
étage 1	40	45	240000	323	50	45	273	295,5	812,18274
RDC	40	45	240000	323	50	45	273	295,5	812,18274
Sous-sol	45	50	379687,5	306	50	50	256	281	1351,2011

IV.5 Rigidités des portiques

➤ **Rigidités des portiques suivants (x-x)**

Tableau IV. 7: Rigidité des portiques dans le sens (x-x).

Niveau	Poteaux	h (m)	I_{pot} (cm ⁴)	K_{pot} (cm ³)	K_{Ptr} (cm ³)	K	a_{ij}	r_{jx} (KN/cm)	R_{jx} (KN/cm)
7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	4	303	56250	185,64	276,97	1,4919451	0,43	33,35	79.79
	5	303	56250	185,64	268,64	2,93901927	0,60	46,44	
4 ^{eme} , 5 ^{eme} 6 ^{eme} étage	4	305,5	107187,5	350,86	281,332	0,80183549	0,29	41,52	105.54
	5	305,5	107187,5	350,86	272,741	1,57918543	0,44	64,02	
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	4	308	186666,67	606,06	285,833	0,47162492	0,19	47,05	125.24
	5	308	186666,67	606,06	276,97	0,92862588	0,32	78,19	
RDC et 1 ^{er} étage	4	310,5	303750	978,26	290,481	0,2969364	0,13	50,63	139.20
	5	310,5	303750	978,26	281,332	0,58452048	0,23	88,57	
Sous-sol	4	296	468750	1583,61	295,282	0,18646131	0,31	219,02	474.54
	5	296	468750	1583,61	285,833	0,36695588	0,37	255,52	

IV.6 Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre les portiques et les refends

1) Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successive

Dans le but de comparer l’inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l’ouvrage d’Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME », qui consiste à attribuer une Inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l’effet d’une série de forces horizontales égales à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l’ouvrage, sous l’effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau). En fixant l’inertie du refend à 1 m⁴, il sera alors possible d’attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l’hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

A) Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1[m^4]$, 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». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

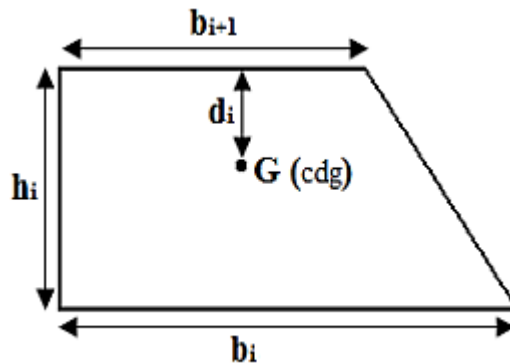


Figure IV. 2 : Trapèze de calcul

S_i : Surface de trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité de trapèze et le niveau considéré.

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2} \\ d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i \end{array} \right.$$

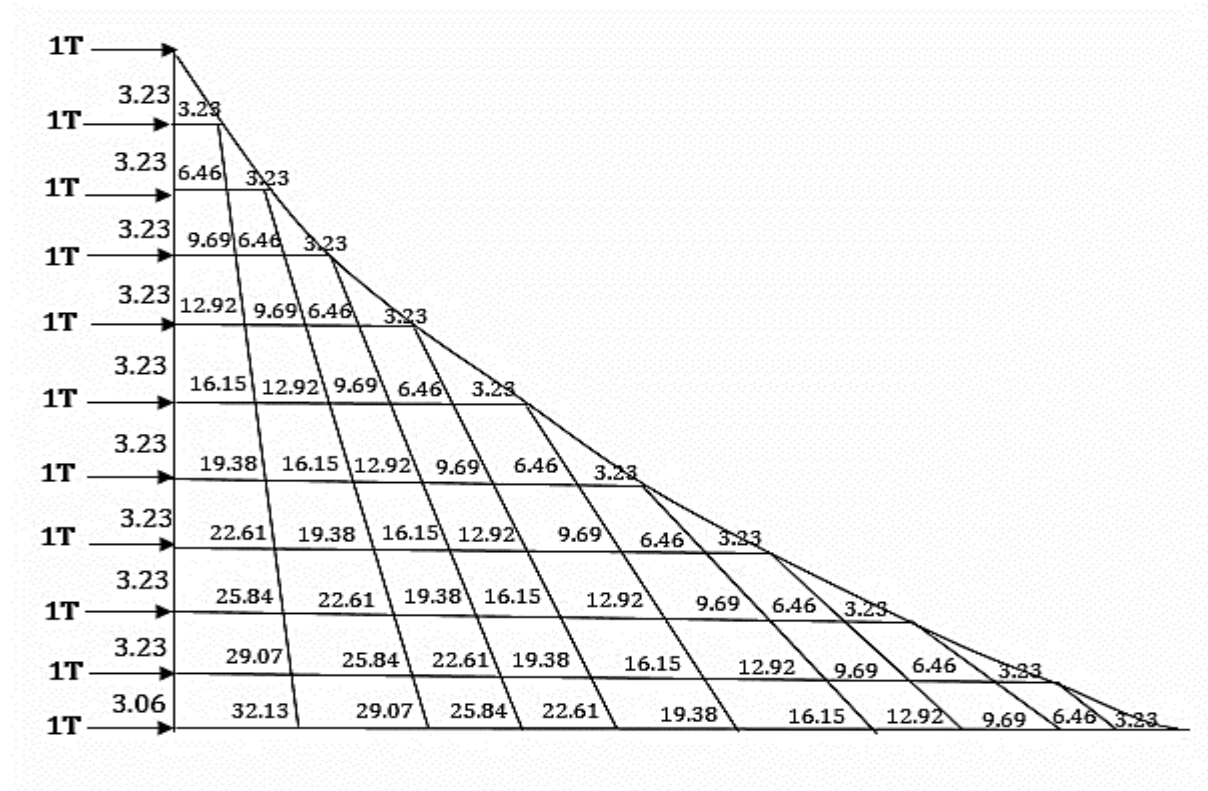


Figure IV. 3: Diagramme des moments des aires.

Nous aurons donc :

Tableau IV.8: Calcul des flèches dans les refends.

Niveau	b_{i+1}	B_i	H_e	d_i	S_i	$S_i \times d_i$	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
étage 8	0	3,23	3,23	2,153333	4,9419	10,64156	3307.562
étage 7	3,23	9,69	3,23	1,884167	20,8658	39,31464	3296.921
étage 6	9,69	19,38	3,23	1,794444	46,94805	84,24567	3257.606
étage 5	19,38	32,3	3,23	1,749583	83,4632	146,0258	3173.360
étage 4	32,3	48,45	3,23	1,722667	130,4113	224,6551	3027.335
étage 3	48,45	67,83	3,23	1,704722	187,7922	320,1335	2802.679
étage 2	67,83	90,44	3,23	1,691905	255,6061	432,4611	2482.5461
étage 1	90,44	116,28	3,23	1,682292	333,8528	561,6378	2050.085
RDC	116,28	145.35	3,23	1,674815	422,5325	707,6636	1488.447
Sous-sol	145.35	177.48	3,06	1,580758	493.9299	780.7836	780.784

A) Calcul des déplacements des portiques

➤ **Le déplacement de chaque niveau**

$$E\Delta_n = E\Psi_n \times h_e$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2} ; \\ h_c : \text{Hauteur d'étage ;} \\ \sum K_{pn} : \text{Somme des raideurs des poteaux au niveau n.} \end{array} \right.$$

Pour les poteaux d'étages courants

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

Pour les poteaux encastrés à la base

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Avec : $M_n = T_n \times h_n$

- T_n : effort tranchant de niveau « n ».
- K_{tn} : raideur des poutres. $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$
- K_{pn} : raideur des poteaux. $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$
- h : hauteur d'étage.
- L : longueur libre de la poutre.

Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X)

Tableau IV.9: Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (x-x).

Niveau	raideurs et moments					rotation et déplacement				Flèche	Inerties fictives	
	Portique	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$		E_{fn}	I_{en}
étage 8	4-5	0,0001856	0,0002769	6,46	3,23	1458,11	3629,56	11723,47	11723,47	3307.562	0.37	0.37
étage 7	4-5	0,0003508	0,0002813	9,69	6,46	2392,17	3497,97	11298,43	11298,43	3296.921	0.38	0.38
étage 6	4-5	0,000358	0,0002813	12,92	9,69	3349,03	4681,97	15122,75	15122,75	3257.606	0.28	0.28
étage 5	4-5	0,000358	0,0002813	16,15	12,92	4305,90	5912,26	19096,60	19096,60	3173.360	0.21	0.21
étage 4	4-5	0,0006061	0,0002858	19,38	16,15	5179,90	5254,53	16972,13	16972,13	3027.335	0.23	0.23
étage 3	4-5	0,0006061	0,0002858	22,61	19,38	6121,71	6169,53	19927,57	19927,57	2802.679	0.18	0.18
étage 2	4-5	0,0009782	0,0002904	25,84	22,61	6951,62	5677,13	18337,13	18337,13	2482.5461	0.17	0.17
étage 1	4-5	0,0009782	0,0002904	29,07	25,84	7878,50	6415,74	20722,83	20722,83	2050.085	0.12	0.12
RDC	4-5	0,0014976	0,0002952	32,3	29,07	8662,21	6128,42	19794,81	19794,81	1488.447	0.09	0.09
Sous-sol	4-5	0,0015836	0,0002952	35,36	32,3	9550,02	6635,75	20305,40	20305,40	780.784	0.05	0.05

Comparaison des rigidités des voiles à celles des portiques

Tableau IV.10: Résumé des inerties fictives des portiques.

Niveaux	Sous-sol	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	Moyen
Sens longitudinal	0.05	0.09	0.12	0.17	0.18	0.23	0.21	0.28	0.38	0.37	0.208

➤ **Sens longitudinal**

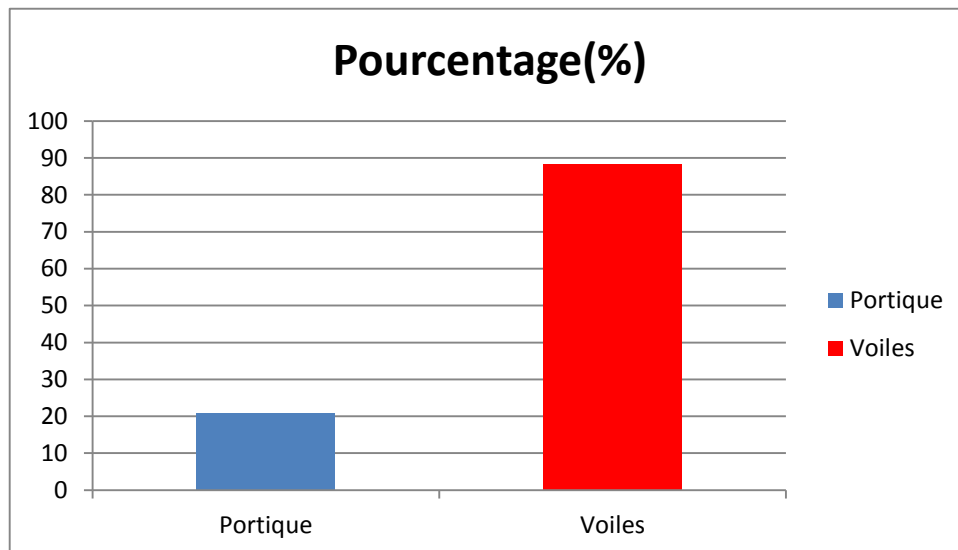
	Inertie [m ⁴]	Pourcentage %
Portiques	0.208	20.714
Voiles	1.111	88.174
Portique + voiles	1.26	100

➤ **Sens transversal**

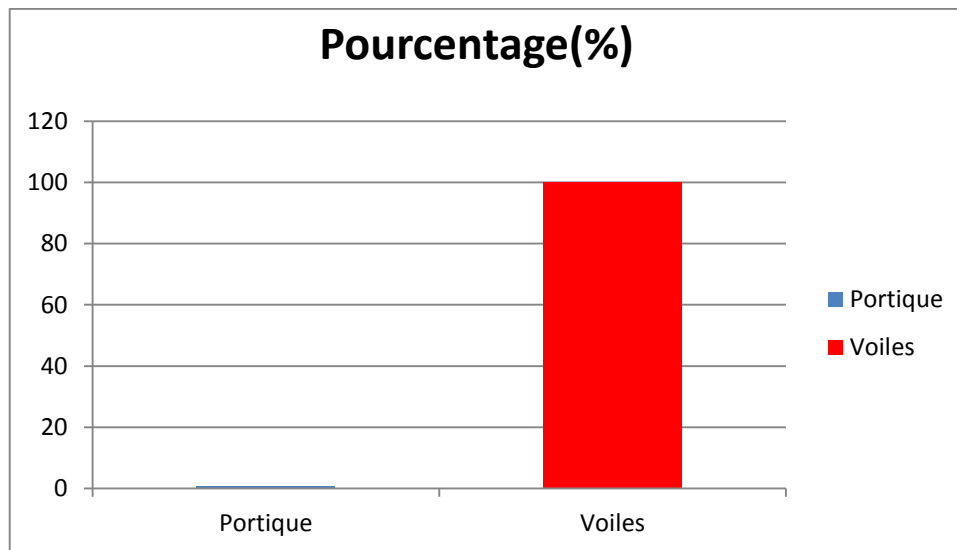
Pourcentage % ⇒ 100% Voiles

Conclusion

Le pourcentage des charges verticales reprises par les portiques et les voiles le sens longitudinal



Le pourcentage des charges verticales reprises par les portiques et les voiles le sens transversal



Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations horizontales, nous avons adopté un coefficient de comportement $R = 3.5$ (contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

Après avoir défini le système de contreventement, nous passons à la modélisation et aux vérifications selon les exigences de **RPA 99 version 2003**.

Chapitre V :

**Modélisation et vérifications
des exigences RPA**

V. Modélisation et vérifications des exigences RPA

V.1 Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumise pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps, des charges verticales (charge permanente G, des charges d'exploitation Q) et des charges horizontales (séisme E). D'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamique d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement, effort et période.....).

Cette méthode, nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit un logiciel destiné à modéliser et dimensionner les éléments spécifique de la structure à partir des plans d'architecture, une fois le modèle obtenue le logiciel nous permet d'analyser et calculer les efforts interne et réactions des éléments structuraux, afin de procéder aux vérifications des exigences du **RPA**, ainsi qu'au ferrailage à partir des résultats obtenus. Plusieurs programmes de calcul sont basés sur la méthode des éléments finis (**MEF**), La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux, elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments. Permettant le calcul automatique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé le logiciel **ETABS**.

L'objectif de ce chapitre est de modélisé notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

V.2 Description d'ETABS :

(EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS)

Est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propre de vibration etc.

V.3 Les étapes de la modélisation :

En général La modélisation sur ETABS consiste les étapes suivantes :

- Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS) ;
- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...) ;
- Dessin du modèle ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Définition de la charge dynamique E ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme) ;

Model ETABS :

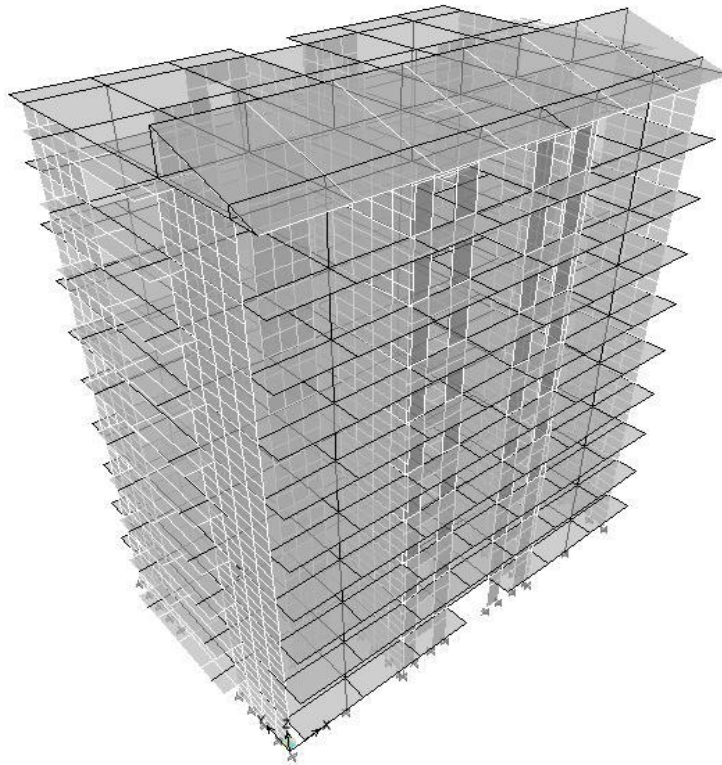


Figure V. 3.1: vue de la structure en 3 D

V.4 L'analyse dynamique et Visualisation des résultat :

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes on les prennent égale à 20 mode , comme suite :

- ⇒ Analyze → Set Analysis Options → Set Dynamic Parameters
- entrer le nombre de modes dans la case « Number of Modes ».
 - « Analysis Options » cocher « Full 3D » pour une analyse en trois dimensions .
 - « Include P-Delta » pour l'analyse du second ordre P-Delta.

Lancer l'analyse :

⇒ **Analyze** → **Run Analysis.** 

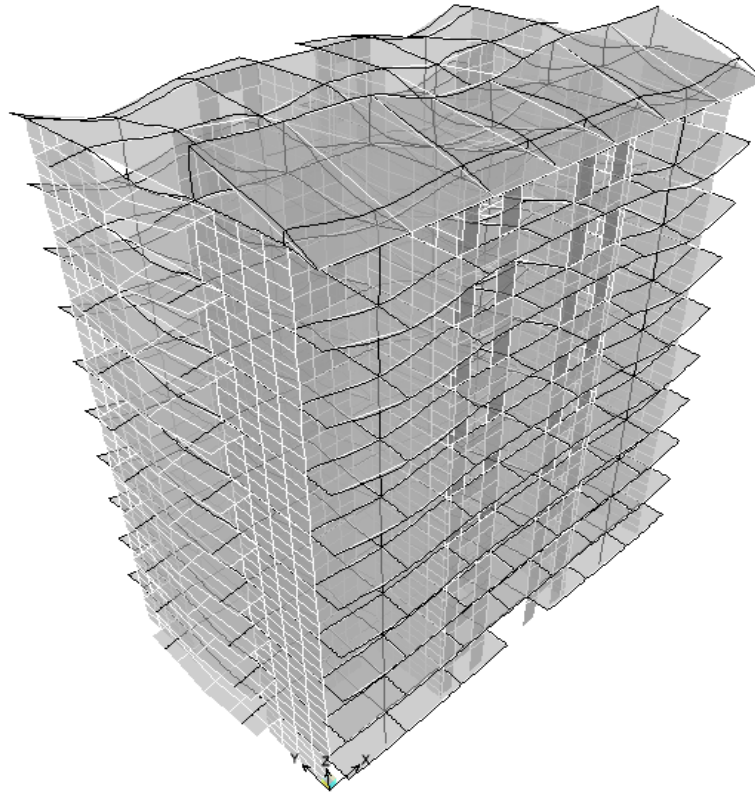


Figure V. 4.1: déformations sous G.

V.5 Visualisation des résultats :

- Période et participation modale :

Display → show tables → Modal Information → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios .

Selection les combinaison modal Select cases/combos .

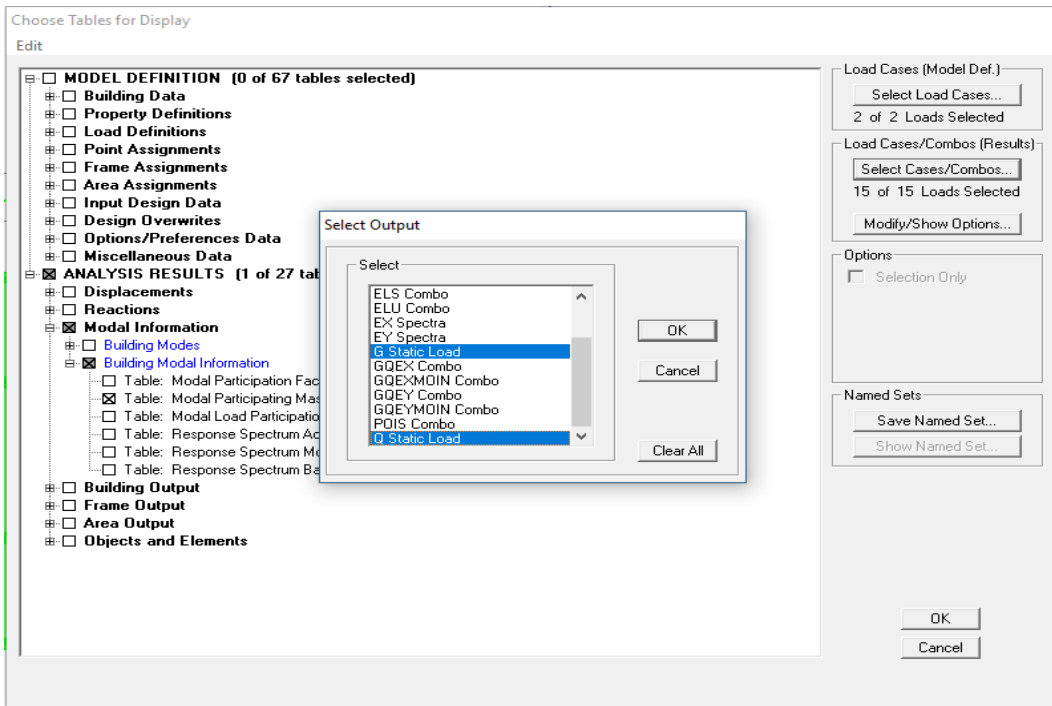


Figure V. 5.1: Exploitation des résultats.


- Déformation de la structure :

L'icône Show Deformed Shape  .

On sélectionne une combinaison d'actions.

- Diagramme des efforts internes :

- On se positionne sur un portique.

- L'icône Show Member forces/Stresses Diagram  .

- **Efforts internes dans les éléments barres :**

1. Les poutres :

Extraire les efforts max :

- ⇒ Select → By Frame Section → les poutres → OK.
- ⇒ Display → Show Tables → Select Case/comb (ELU+ 8RPA).
- ⇒ Frame Output → Frame Forces → Beam Force →OK.

2. Les poteaux :

Extraire les efforts max :

- ⇒ Select → By Frame Section → les poteaux → OK.
- ⇒ Display → Show Tables → Select Case/comb (ELU+ 8RPA).
- ⇒ Frame Output → Frame Forces → Beam Force →OK.

3. Efforts internes dans les voiles :

Extraire les contraintes :

- ⇒ Area Output → Area forces and Stresses.
- ⇒ Sélectionne une combinaison d'actions.

4. Déplacements :

Extraire les déplacements sous formes de tableaux :

- ⇒ sélectionne tout le plancher.
- ⇒ Select All → Display Show Table → Displacements Data, → Diaphragm CM Displacement.
- ⇒ Exporte le tableau sur Excel.

5. Effort tranchant

- ⇒ Extraire les efforts à la base:
- ⇒ Display → Show Table → Modal Information → Building Modal Information → Reponse Spectrum → Base Reactions.
- ⇒ Select Cases/comb → RPA spectraet →OK

All F1 correspond au Vx dynamique.

All F2 correspond au Vy dynamique.

6. Le poids total de la structure W_t :

⇒ Display → show table → Select Case/comb (poids) → Building Output
→ Building Output → Story Shears → OK.

7. Les centres de masse et les centres de rigidité pour les différents étages :

⇒ Display Show Table → Building Output → Center Mass Rigidity → OK

8. Efforts normaux pour les poteaux :

⇒ Select → By Frame Sections Pot RDC Display Show Table Select Case/Comb
(8RPA) Frame Output Frame Force Column Force.

9. L'effet P- Δ :

⇒ Display → show table → select case/comb → poids → building output story
shears

⇒ Edit → copy entire table → coller dans Excel → filterer.

V.6 Vérifications selon les exigences du RPA :

Le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

1. Détermination de la période empirique T et Pourcentage de masse participante.
2. Vérification de l'effort tranchant à la base.
3. Vérification de l'effort normal réduit.
4. Vérification des déplacements inter étages.
5. Vérification des effets du second ordre (l'effet P- Δ).

1. Détermination de la période empirique T et pourcentage de la masse participante :

• Calcul de la période fondamentale (T)

peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Chapitre V : Modélisation et vérifications des exigences RPA

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. *(RPA99/ V2003, article 4.2.4).*

$$T = 0,05 \times (34,13)^{3/4} = 0,7 \text{ s.}$$

10. Dans les cas contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$T_x = 0,09 h_N / \sqrt{L_x} \quad T_x = 0,57 \quad \text{Donc} \quad T_x = 0,57 \text{ s.}$$

$$T_y = 0,09 h_N / \sqrt{L_y} \quad T_y = 0,72 \quad \text{Donc} \quad T_y = 0,7 \text{ s.}$$

- **Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

⇒ **Display** → show tables → Analysis Results → Modal Information → Building Modal Information

⇒ **Select cases/combo** → OK

Tableau V. 6.1: Période et nombre de mode à considérer.

Mode	Période	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.844841	64.6637	0	4.8829	64.6637	0	4.8829
2	0.683961	0	66.4898	0	64.6637	66.4898	4.883
3	0.635355	5.5867	0	62.4909	70.2504	66.4898	67.3739
4	0.213055	16.0248	0	0.4659	86.2752	66.4898	67.8398
5	0.141964	0.159	9.2616	9.332	86.4342	75.7514	77.1718
6	0.14193	0.146	10.0593	8.5935	86.5802	85.8107	85.7653
7	0.096401	6.0047	0	0.0871	92.5849	85.8107	85.8524

Chapitre V : Modélisation et vérifications des exigences RPA

8	0.059919	0.2834	0.0007	6.3104	92.8683	85.8114	92.1628
9	0.05907	0.0001	6.8546	0.0006	92.8684	92.666	92.1634
10	0.057994	2.8003	0	0.4326	95.6687	92.666	92.596
11	0.04045	1.7837	0	0.0001	97.4524	92.666	92.5961

La période ETABS $T_{etabs} = 0,84s$.

- **Pourcentage de masse participante :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

(RPA99/ V2003, article 4.3.4).

D'après le tableau, Le pourcentage de la participation massique a atteint les 90% dans

Le **mode 7**.

- **Vérification des modes de vibrations :**

Tableau V. 6.2: Vérification de vibration des modes.

Mode	Période	UX	UY	RZ
1	0,84486	64,5669	0	4,8483
2	0,683904	0	66,3872	0
3	0,635272	5,5733	0	62,4957

- Le premier mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **64,5669%**.
- Le deuxième mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **66,3872%**.
- Le troisième mode de vibration est une **torsion**.

2. Effort tranchants à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

(RPA99modifiée2003, article.4.3.6).

Il faut vérifier que : $V_t < 0.80 V$.

- V_t : l'effort tranchant a la base calculé par logiciel ETABS.
- Pour le calcul de V on va se baser sur la méthode statique équivalente.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \qquad \text{RPA modifiée 2003 (Formule 4.1).}$$

- Définir des coefficients selon *RPA modifiée 2003 (article 4.2.3)* :

a) Coefficient d'accélération de zone "A" :

- Zone de sismicité II.a
- Groupe d'usage 2
- A = 0,15 *RPA modifiée 2003 (tableau 4.1).*

b) Facteur d'amplification dynamique moyen "D" :

-fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \end{cases}$$

Chapitre V : Modélisation et vérifications des exigences RPA

$$2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \quad T \geq 3,0 \text{ s} \quad \text{RPA modifiée 2003 (Formule 4.2).}$$

- Site S_2 d'où $T_1 = 0,15$
 $T_2 = 0,4$ *RPA modifiée 2003 (tableau 4.7).*
- Logiciel ETABS $T_x = 0,57$ et $T_y = 0,72$

$$\text{Alors : } D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad 0,4 \leq 0,57 \leq 3,0 \text{ s.}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad 0,4 \leq 0,57 \leq 3,0 \text{ s.}$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule.
(Quand l'amortissement est différent de 5%).

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

- amortissement critique $\xi \% = 10$. *RPA modifiée 2003 (tableau 4.2).*

$$\eta = 0,76 \geq 0,7$$

$$\text{Donc : } \quad \mathbf{D = 1,74} \quad \mathbf{D = 1,517}$$

- c) coefficient de comportement global de la structure "R" :

$$R = 3,5 \quad \text{RPA modifiée 2003 (tableau 4.3).}$$

- d) Facteur de qualité "Q" :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad \text{RPA modifiée 2003 (Formule 4.4).}$$

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent

avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

(RPA modifiée 200, article.4.3.1).

⇒ Non observer.

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

(RPA modifiée 2003, article.4.3.2).

⇒ Observer

3. Régularité en plan :

La structure étudiée est classée régulière en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés.

(RPA modifiée 2003, article .3.52).

a1 : Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Vérifier.

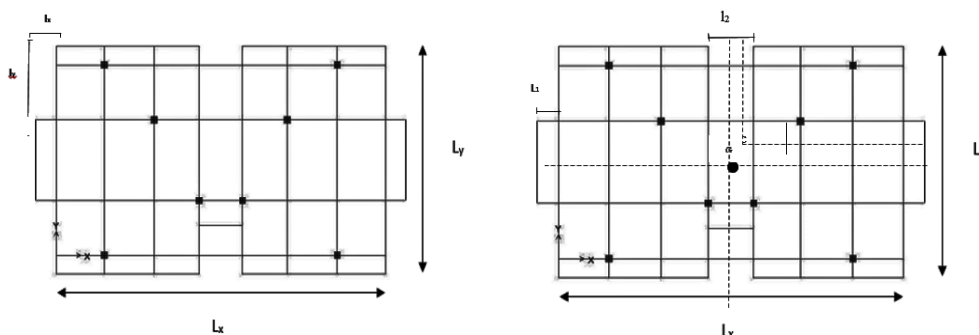
a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

$$e_x \leq 0.15 l_y \qquad 0.03 \leq 2.355 \qquad \text{Vérifier.}$$

$$e_y \leq 0.15 l_x \qquad 2.151 \leq 4.25 \qquad \text{Vérifier.}$$

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.



$$\frac{l_x}{L_x} < 0.25 \quad \text{et} \quad \frac{l_y}{L_y} < 0.25$$

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$$

$$\frac{l_1+l_2}{L} < 0.25$$

Vérifier.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Vérifier.

⇒ Observer.

4. Régularité en élévation :

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment

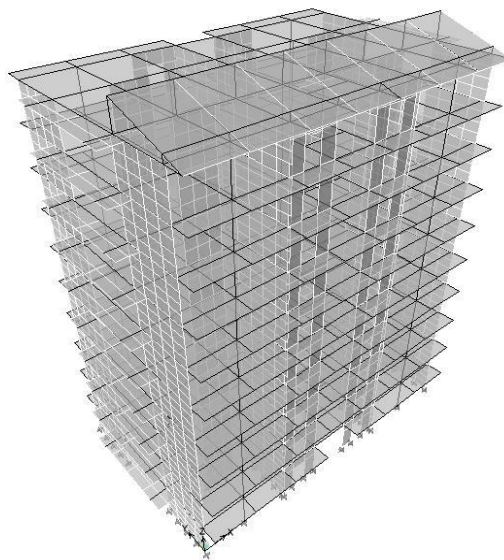


Figure V. 6.1: Plan 3D

Chapitre V : Modélisation et vérifications des exigences RPA

⇒ Observer.

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

⇒ Non observer.

6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

⇒ Non observer.

Tableau V. 6.3: critère q.

Critère q	Observer	Non observer
Conditions minimales sur les files de contreventement		0,05
Redondance en plan	0	
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,1
Somme		$\Sigma=0,2$

$$Q = 1,2$$

e) Poids total de la structure "W" :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

(RPA99 modifiée 2003 Formule.4.5)

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. *(RPA99 modifiée 2003 Tableau.4.5)*

Donc : $\beta=0,2$.

Chapitre V : Modélisation et vérifications des exigences RPA

Tirer logiciel ETABS : $W = 45940,25 \text{ KN}$.

A	0,15
D	1,52
Q	1,2
R	3,5
W	45940,27

Effort tranchant a la base "V" :

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

$$\begin{aligned} V_y &= 3584,2 \text{ kn} & V_x &= 4133,898 \text{ kn} \\ 0.8 V_y &= 2867,37 \text{ Kn} & 0.8 V_x &= 3307,11 \text{ Kn} \end{aligned}$$

Efforts tranchants dynamiques a la base vdx & vdy :

⇒ Tirer du logiciel ETABS.

$$V_{dx} [t] = 3254,55 > 0.8 V_{stat} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{dy} [t] = 3325,38 > 0.8 V_{stat} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3. Déplacement inter étage :

- Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta = R \delta_{ek} \quad \text{RPA modifiée 2003 (Formule 4.19).}$$

- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.
- R : coefficient de comportement $R = 3.5$.

(RPA99 modifiée 2003, article.4.43).

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA modifiée 2003 (Formule 4.19).}$$

- Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

(RPA99 modifiée 2003, article.5.10).

Chapitre V : Modélisation et vérifications des exigences RPA

- Sens longitudinale x-x :

Tableau V. 6.4: Déplacement inter étage sens longitudinale.

Story	Hauteur d'étage	δ_{ek}	R	δ	Δ_k	1%h	Observation
<i>ETAGE8</i>	3,23	0,0209	3.5	0.07315	0.00665	0,0323	Vérifier
<i>ETAGE7</i>	3,23	0,019	3.5	0.0665	0.0084	0,0323	Vérifier
<i>ETAGE6</i>	3,23	0,0166	3.5	0.0581	0.00875	0,0323	Vérifier
<i>ETAGE5</i>	3,23	0,0141	3.5	0.04935	0.00875	0,0323	Vérifier
<i>ETAGE4</i>	3,23	0,0116	3.5	0.0406	0.0091	0,0323	Vérifier
<i>ETAGE3</i>	3,23	0,009	3.5	0.0315	0.00875	0,0323	Vérifier
<i>ETAGE2</i>	3,23	0,0065	3.5	0.02275	0.0084	0,0323	Vérifier
<i>ETAGE1</i>	3,23	0,0041	3.5	0.01435	0.007	0,0323	Vérifier
<i>RDC</i>	3,23	0,0021	3.5	0.00735	0.00525	0,0323	Vérifier

Chapitre V : Modélisation et vérifications des exigences RPA

- Sens transversal y-y :

Tableau V. 6.5: Déplacement inter étage sens transversal.

Story	Hauteur d'étage	δ_{ek}	R	δ	Δ_k	1%h	Observation
ETAGE8	3 ,23	0,017	3.5	0.0595	0.0077	0,0323	Vérifier
ETAGE7	3 ,23	0,0148	3.5	0.0518	0.0077	0,0323	Vérifier
ETAGE6	3 ,23	0,0126	3.5	0.0441	0.00735	0,0323	Vérifier
ETAGE5	3 ,23	0,0105	3.5	0.03675	0.0077	0,0323	Vérifier
ETAGE4	3 ,23	0,0083	3.5	0.02905	0.00735	0,0323	Vérifier
ETAGE3	3 ,23	0,0062	3.5	0.0217	0.00665	0,0323	Vérifier
ETAGE2	3 ,23	0,0043	3.5	0.01505	0.00595	0,0323	Vérifier
ETAGE1	3 ,23	0,0026	3.5	0.0091	0.00455	0,0323	Vérifier
RDC	3 ,23	0,0013	3.5	0.00455	0.00315	0,0323	Vérifier
Sous-sol	3,06	0,0004	3.5	0.0014	0.0014	0,0306	Vérifier

- Vérifications du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500}$$

(BAEL91, article B.6.5.3).

$$f_{adm} = \frac{34.13}{500} = 0,0658.$$

Le déplacement maximal de la structure donnée par ETABS :

- sens longitudinal (x-x) :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → ShowStory Response Plots → Case EX → Display.

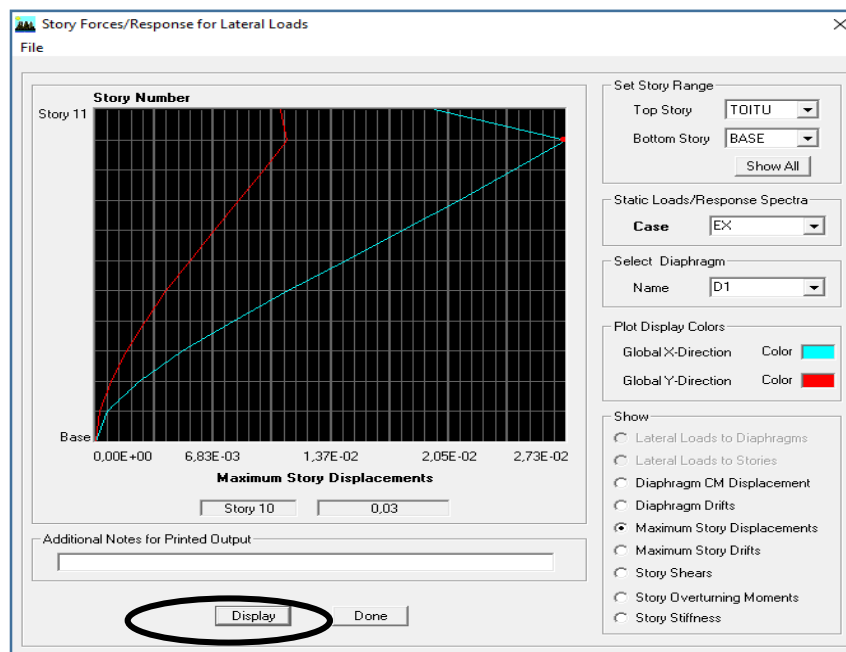


Figure V. 6.2: Déplacement relatif dans le sens longitudinal.

- Sens transversal (y-y) :

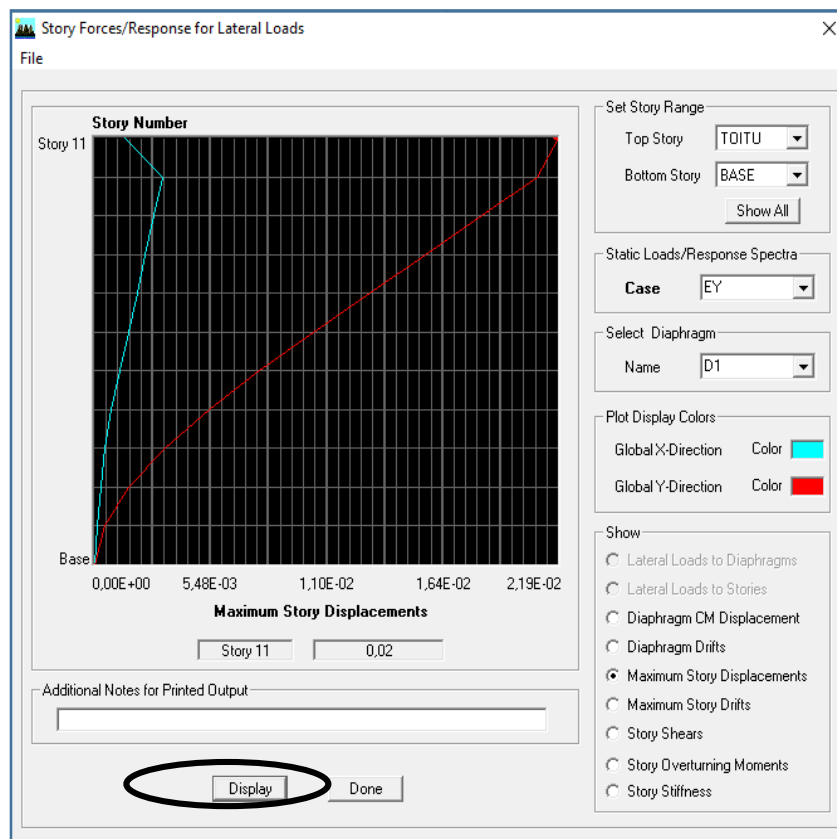


Figure V. 6.3: déplacement relatif dans le sens transversal.

- Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{\max} = 0,03 < f = 0,0658 \text{ m}$$

- Déplacement maximal dans le sens y-y :

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,0658 \text{ m}$$

Condition vérifié.

4. Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \quad (\text{RPA modifiée 2003, Formule 5.9}).$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_k : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "k-1" en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_K : hauteur de l'étage "k".

- Sens longitudinal (x-x):

Tableau V. 6.6: vérification de l'effet P-Δ sens x-x.

Story	P _K	V _{Kx}	Δ _k	h _K	θ		OBSR
TERASSE	5481,44	723,26	0,00665	3,23	0,0156034	0,1	vérifier
ETAGE8	9931,86	1197,06	0,0084	3,23	0,02157702	0,1	vérifier
ETAGE7	14401,65	1573,42	0,00875	3,23	0,02479551	0,1	vérifier
ETAGE6	18871,45	1888,18	0,00875	3,23	0,02707493	0,1	vérifier
ETAGE5	23341,24	2156,03	0,0091	3,23	0,03050057	0,1	vérifier
ETAGE4	27833,65	2385,31	0,00875	3,23	0,03161046	0,1	vérifier
ETAGE3	32326,05	2579,41	0,0084	3,23	0,03259185	0,1	vérifier
ETAGE2	36844,3	2735,9	0,007	3,23	0,0291854	0,1	vérifier
ETAGE1	41362,54	2850,1	0,00525	3,23	0,02358869	0,1	vérifier
RDC	45948,24	2916,21	0,0021	3,06	0,01081304	0,1	vérifier

Chapitre V : Modélisation et vérifications des exigences RPA

- Sens transversal (y-y) :

Tableau V. 6.7: vérification de l'effet P- Δ sens x-x.

Story	P_k	V_{kx}	Δ_k	h_k	θ		OBSR
TERASSE	5481,44	859,95	0,0077	3,23	0,01519531	0,1	vérifier
ETAGE8	9931,86	1412,44	0,0077	3,23	0,01676289	0,1	vérifier
ETAGE7	14401,65	1841,05	0,00735	3,23	0,01780047	0,1	vérifier
ETAGE6	18871,45	2200,96	0,0077	3,23	0,02044002	0,1	vérifier
ETAGE5	23341,24	2499,86	0,00735	3,23	0,02124678	0,1	vérifier
ETAGE4	27833,65	2752,56	0,00665	3,23	0,02081865	0,1	vérifier
ETAGE3	32326,05	2960,68	0,00595	3,23	0,02011294	0,1	vérifier
ETAGE2	36844,3	3124,89	0,00455	3,23	0,01660904	0,1	vérifier
ETAGE1	41362,54	3250,78	0,00315	3,23	0,01240874	0,1	vérifier
RDC	45948,24	3313,27	0,0014	3,06	0,00634481	0,1	vérifier

⇒ L'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de structure étudié.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- Pourcentage de masse participante est vérifié.
- Vérification de l'effort tranchant à la base est vérifiée.
- Vérification des déplacements inter étages est vérifiée.
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P- Δ) est vérifiée.

Les exigences du RPA sont satisfaites simultanément , on peut passer aux ferraillements des éléments structuraux.

VI. Ferrailage des l'éléments structuraux

VI.1 Ferrailage des poteaux

VI.1.1 Introduction

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau VI.1. 1:Caractéristiques mécaniques des matériaux

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ (BAEL 91modifiée 99)
- $G + Q \pm E$ (RPA 99/ modifiée2003)
- $0,8G \pm E$ (RPA 99/ modifiée2003)

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G + Q$ (BAEL 91modifiée 99)

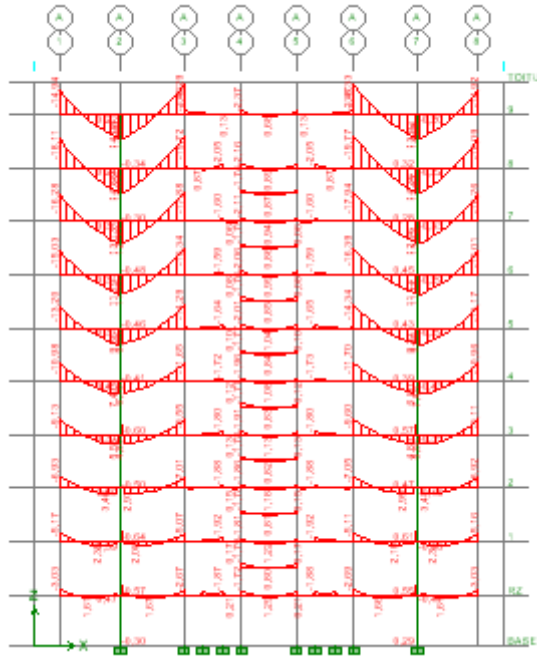


Figure VI.1.1 : Les moments dans les poteaux

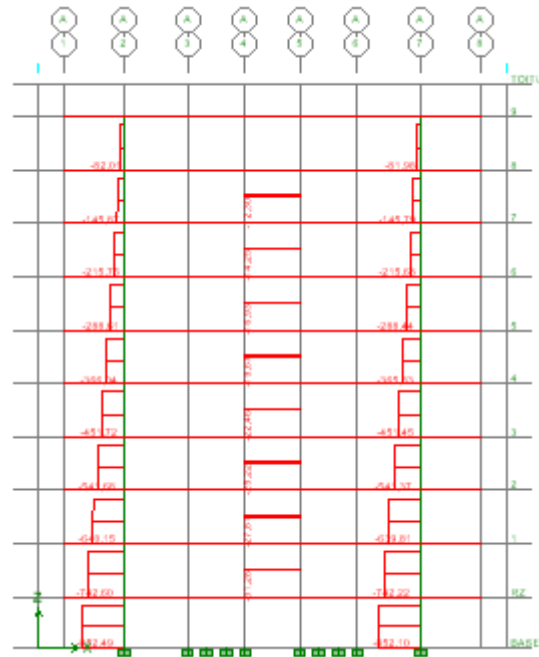


Figure VI.1.2 : Diagramme des efforts normaux

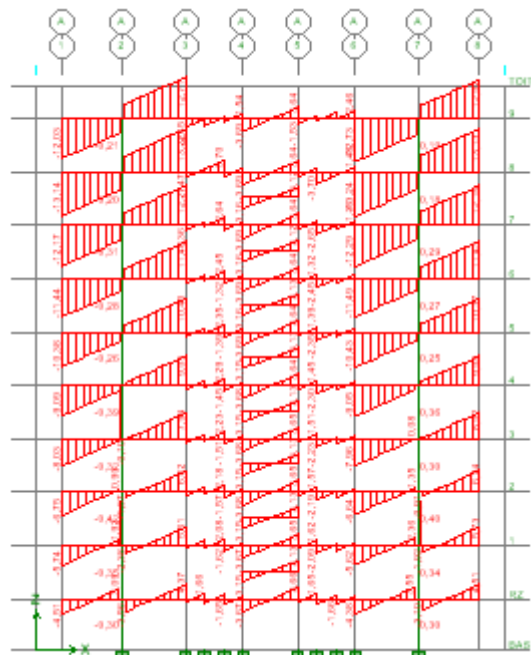


Figure VI.1.3 : Diagramme des efforts Tranchants

VI.1.2 Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU

- Calcul du centre de pression

$$e = \frac{Mu}{Nu}$$

Chaque poteau est soumis à un effort de normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- section partiellement comprimée(**SPC**)
- section entièrement comprimée(**SEC**)
- section entièrement tendue(**SET**)

a) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$

Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) \quad ; \quad (M_f : \text{Moment fictif})$$

a.1.Calcul des armatures :

- **Calcul du moment réduit**

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

$$\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{la section est simplement armée (SSA) (A'=0)}$$

- **Section des armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A'_f = 0$$

- **Section réelle d'armature**

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

$$A' = 0$$

Avec

N : effort de compression(+), effort de traction(-)

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ La section est doublement armée (SDA) ($A' \neq 0$)

- **Armatures en flexion simple**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec M_l : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

- **Armatures en flexion composée**

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$

b-1) Détermination des armatures

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \rightarrow S. D. A$

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bu}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_{bc}} - A'$$

2^{eme} cas: $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \rightarrow S. S. A$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma'_{st}} ; A = 0 \quad \text{avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

VI.1.3 Calcul du ferraillage des poteaux

❖ **Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets (RPA2003(Art.7.4.2.1). Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

* **pourcentage minimal sera de :**

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone II
- 0,9% en zone III

* **pourcentage maximal sera de :**

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

⇒ Dans le cas de la zone II_a

- Pourcentage minimal sera de : **0.8 %**
- Pourcentage maximal sera de : **4%** en zone courante ; **6%** en zone de recouvrement.

Section des poteaux(cm^2)	$A_{min}[cm^2]$	$A_{max}[cm^2]$ (Zone courante)	$A_{max}[cm^2]$ (Zone de recouvrement)
	$A_{min} = 0.8\%b.h$	$A_{max} = 4\%b.h$	$A_{max} = 6\%b.h$
(25x30)	6	30	45
(30x35)	8.4	42	63
(35x40)	11.2	56	84
(40x45)	14.4	72	108
(45x50)	18	90	135

Tableau VI.1. 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

a) **Calcul des armatures longitudinales à l'ELU**

❖ **Les efforts internes dans les poteaux**

Les valeurs des efforts dans les deux sens sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Section des poteaux (cm ²)	Sollicitations	Nu(KN)	M ₂ (KN.m)	M ₃ (KN.m)	Combinaison
45x50	N _{max} – M _{corr}	-1778.45	-12.405	3.082	ELU
	N _{min} – M _{corr}	-562.09	-4.699	0.163	GQEYMIN
	M _{2max} – N _{corr}	-1685.05	22.565	/	ELU
	M _{3max} – N _{corr}	-1685.05	/	3.928	ELU
40x45	N _{max} – M _{corr}	-1489.85	-23.592	6.328	ELU
	N _{min} – M _{corr}	-432.36	-7.837	1.873	GQEYMIN
	M _{2max} – N _{corr}	-1101.6	29.86	/	ELU
	M _{3max} – N _{corr}	-1295.35	/	8.561	ELU
35x40	N _{max} – M _{corr}	-1107.16	-19.174	7.788	ELU
	N _{min} – M _{corr}	-286.14	-7.149	5.943	GQEYMIN
	M _{2max} – N _{corr}	-605.99	25.244	/	ELU
	M _{3max} – N _{corr}	-931.99	/	11.375	ELU
30x35	N _{max} – M _{corr}	-763.72	-17.069	9.044	ELU
	N _{min} – M _{corr}	-126.02	-6.903	4.15	0.8EX
	M _{2max} – N _{corr}	-264.81	20.998	/	ELU
	M _{3max} – N _{corr}	-458.56	/	13.651	ELU
25x30	N _{max} – M _{corr}	-316.58	-14.182	-9.732	ELU
	N _{min} – M _{corr}	35.11	6.669	-0.944	ELU
	M _{2max} – N _{corr}	34.7	17.228	/	ELU
	M _{3max} – N _{corr}	-31.86	/	15.753	ELU

Tableau VI.1.3 : les efforts dans les deux sens

❖ **Exemple de calcul manuel**

Poteaux 45 × 50

$$N = 1778.45KN \quad M_3 = 3.082KN.m$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.0017 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.195 \quad \Rightarrow \quad \text{SEC}$$

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bc}$$

- **Calcul de moment fictif à la flexion simple**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 3.082 + 1778.45 \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 \right) \Rightarrow M_f = 349.879 \text{KN.m}$$

- **Vérification de la 1ère condition :** $N_u(d - c') - M_f < (0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bu}$

$$d = h - c = 0.45 - 0.03 \Rightarrow d = 0.42\text{m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 1778.45 \times (0.42 - 0.03) - 349.879 = 343.716 \text{KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bu} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.03) \times 0.45 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3$$

$$(0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bu} = 406.883 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Donc $A_{sc} = 0 \text{cm}^2$

- **Calcul de A_{st}**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b. d^2. f_{bu}} = \frac{349.879 \times 10^6}{500 \times (420)^2 \times 14.2} = 0.28$$

$$\mu_f = 0.28 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.832$$

- **Les armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta. d. \sigma_{st}} = \frac{349.879 \times 10^5}{0.832 \times 42 \times 348 \times 10^2} = 28.77 \text{cm}^2$$

$$A'_f = 0$$

- **Les armatures réelles**

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 28.77 - \frac{1778.45 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -22.33 \text{cm}^2$$

Donc : $A_{sc} = 0 \text{cm}^2$ et $A_{st} = 0 \text{cm}^2$

On adopte la section d'acier minimale recommandée par le RPA2003 : $A_{min} = 18 \text{cm}^2$

$$A_s = 4HA20 + 4HA14 = 18.69 \text{cm}^2$$

Remarque

Le ferraillage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible d'adopter le même ferraillage pour certains niveaux

- **Zone I :** Sous-sol poteaux (45 × 50) ;

- **Zone II :** RDC et 1^{er} étages poteaux (40 × 45) ;
- **Zone III :** 2^{eme} et 3^{eme} étages poteaux(35 × 40) ;
- **Zone IV :** 4^{eme} au 6^{eme} étages poteaux(30 × 35) .
- **Zone V :** 7^{eme} au dernier niveau poteaux(25 × 30)

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «**Socotec**».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1.4 : Ferraillage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal.

Zone	Niveau	Section	Sollicitations	N(KN)	M_{3x} KN.m	e(m)	$\frac{h}{2} - c$	Nature	A_{sup} cm ²	A_{inf} cm ²	A_{min} cm ²	Choix	$A_{adoptée}$ cm ²
I	Sous-sol	45 × 50	$N_{max} - M_{corr}$	-1778.45	3.082	0.0017	0.195	SEC	0	0	18	4HA16+ 4HA20	20.6
			$N_{min} - M_{corr}$	-562.09	0.163	0.0003	0.195	SEC	0	0			
			$M_{max} - N_{corr}$	-1685.05	3.928	0.0023	0.195	SEC	0	0			
II	RDC et 1 ^{er} et étage	40 × 45	$N_{max} - M_{corr}$	-1489.85	6.328	0.0004	0.170	SEC	0	0	14.4	4HA16+ 4HA20	20.6
			$N_{min} - M_{corr}$	-432.36	1.873	0.0043	0.170	SEC	0	0			
			$M_{max} - N_{corr}$	-1295.35	8.561	0.0066	0.170	SEC	0	0			
II I	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	35 × 40	$N_{max} - M_{corr}$	-1107.16	7.788	0.0070	0.145	SEC	0	0	11.2	4HA14+ 4HA16	14.19
			$N_{min} - M_{corr}$	-286.14	5.943	0.0207	0.145	SEC	0	0			
			$M_{max} - N_{corr}$	-931.99	11.375	0.0122	0.145	SEC	0	0			
I V	4 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	30 × 35	$N_{max} - M_{corr}$	-763.72	9.044	0.0118	0.120	SEC	0	0	8.4	4HA12+ 4HA14	10.67
			$N_{min} - M_{corr}$	-126.02	4.15	0.0329	0.120	SEC	0	0			
			$M_{max} - N_{corr}$	-458.56	13.651	0.0297	0.120	SEC	0	0			

V	7 ^e au dernier niveau.	25 × 30	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-316.58	-9.732	0.0307	0.095	SEC	0	0	6	4HA12+ 4HA14	10.67
			$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	35.11	-0.944	0.0363	0.095	SET	0.65	0.36			
			$M_{3\max} - N_{\text{corr}}$	-31.86	15.753	0.0589	0.095	SPC	0	1.62			

Tableau VI.1.5 : Ferraillage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.

Zone	Niveau	Section	Sollicitations	N(KN)	M_{2x} KN.m	e(m)	$\frac{h}{2} - c$	Nature	A_{sup} cm ²	A_{inf} cm ²	A_{min} cm ²	Choix	$A_{\text{adoptée}}$ cm ²
I	Sous-sol	45 × 50	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-1778.45	-12.405	0.0069	0.25	SEC	0	0	18	4HA16+ 4HA20	20.6
			$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	-562.09	-4.699	0.0084	0.25	SEC	0	0			
			$M_{\max} - N_{\text{corr}}$	-1685.05	22.565	0.1339	0.25	SEC	0	0			
II	RDC et 1 ^{er} étage	40 × 45	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-1489.85	-23.592	0.0158	0.225	SEC	0	0	14.4	4HA16+ 4HA20	20.6
			$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	-432.36	-7.837	0.0181	0.225	SEC	0	0			
			$M_{\max} - N_{\text{corr}}$	-1101.6	29.86	0.0271	0.225	SEC	0	0			
II I	2 ^{eme} et 3 ^{eme}	35 × 40	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-1107.16	-19.174	0.0173	0.200	SEC	0	0	11.2	4HA14+ 4HA16	14.19
			$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	-286.14	-7.149	0.0249	0.200	SEC	0	0			

Chapitre VI :

Ferraillage des l'éléments structuraux

			$M_{\max} - N_{\text{corr}}$	-605.99	25.244	0.0416	0.200	SEC	0	0			
I V	4 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	30 × 35	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-763.72	-17.069	0.0223	0.175	SEC	0	0	8.4	4HA12+ 4HA14	10.67
			$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	-126.02	-6.903	0.0547	0.175	SEC	0	0			
			$M_{\max} - N_{\text{corr}}$	-264.81	20.998	0.0793	0.175	SEC	0	0			
V	7 ^e au dernier niveau.	25 × 30	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-316.58	-14.182	0.0448	0.150	SEC	0	0	6	4HA12+ 4HA14	10.67
			$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	35.11	6.669	0.4095	0.150	SPC	0	1.42			
			$M_{3\max} - N_{\text{corr}}$	34.7	17.228	0.156	0.150	SPC	0	2.82			

VI.1.4 Vérifications à l'ELU (RPA99 versions 2003 (Art.7.4.2.1))

a) Armatures longitudinales

Le diamètre minimum est de **12mm**

➤ **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale des recouvrements est de $40 \varnothing$

Pour les $\varnothing 20$: $L_r = 40 \varnothing = 40 \times 2.0 = 80cm. \Rightarrow L_r = 80cm$

Pour les $\varnothing 16$: $L_r = 40 \varnothing = 40 \times 1.6 = 64cm. \Rightarrow L_r = 70cm$

Pour les $\varnothing 14$: $L_r = 40 \varnothing = 40 \times 1.4 = 56cm. \Rightarrow L_r = 60cm$

Pour les $\varnothing 12$: $L_r = 40 \varnothing = 40 \times 1.2 = 48cm. \Rightarrow L_r = 50cm$

➤ **Délimitation de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

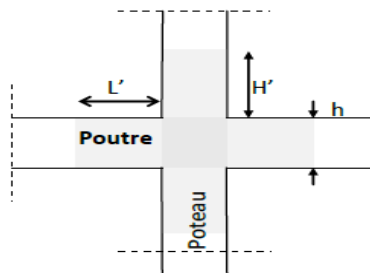


Figure VI.1. 4 : Zone nodale

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec

- h_e : Hauteur de l'étage

- (b_1, h_1) : Dimensions du poteau.

- h : hauteur de la poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale : } L' = 2 \times 50 = 100cm \\ \text{Poutre secondaire : } L' = 2 \times 35 = 70cm \end{array} \right.$$

Niveau	Poteaux	h_e [cm]	$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$	
7 ^{eme} étage au dernier niveau	25x30	3.23	$h' = \max\{54,25,30,60\text{cm}\}$	$h'=60$
4 ^{eme} , au 6 ^{eme} étage	30x35	3.23	$h' = \max\{54,30,35,60\text{cm}\}$	$h'=60$
2 ^{eme} , et 3 ^{eme} étage	35x40	3.23	$h' = \max\{54,35,40,60\text{cm}\}$	$h'=60$
RDC et 1 ^{ere} Etage	40x45	3.23	$h' = \max\{54,40,45,60\text{cm}\}$	$h'=60$
Sous-sol	45x50	3.06	$h' = \max\{51,45,50,60\text{cm}\}$	$h'=60$

Tableau VI.1.6 : Délimitation de la zone nodale

➤ Longueur d'ancrage BAEL91 modifié 99(Art A.6.1.2)

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\psi s^2 f_{t28} \Rightarrow \begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{MPa}. \\ \psi s = 1.5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

Pour les HA20 : $L_s = \frac{2.0 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 70.55\text{cm}.$

Pour les HA16 : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 56.44\text{cm}.$

Pour les HA14 : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 49.38\text{cm}.$

Pour les HA12 : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times [0.6 \times (1.5^2) \times 2.1]} = 42.33\text{cm}.$

b) Armatures transversales selon les recommandations du RPA (Art 7.4.2.2 RPA 99/versions 2003) :

- Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambements, D'après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures

transversales \emptyset_t est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_{l_{max}} = \frac{20}{3} = 6.667mm \Rightarrow \text{soit } \emptyset_t = \mathbf{8mm}$$

\emptyset_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section: $A_t = \mathbf{2,01cm^2 = 4HA8}$.

D'après **RPA2003(Art.7.4.2.2)** Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : est effort tranchant de calcul
- h_1 : Hauteur totale de la section brute
- f_e : Contraintes limite élastique de l'acier d'armature transversale
- S_t : L'espacement des armatures transversales

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\emptyset_l^{min}, 15cm) = \min(10 \times 1.2, 15cm) \Rightarrow \text{soit } S_t =$$

10cm

- **En zone courante**

$$S_t \leq 15\emptyset_l^{min} = 15 \times 1.2 = 18cm \Rightarrow \text{soit } S_t = \mathbf{15cm}$$

- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$\rho_a = 2.5$: Si l'élancement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$: Si l'élancement géométrique dans la direction considérée $\lambda_g < 5$

D'après **RPA2003(Art.7.4.2.2)**, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0,3 \% \times S_t \times a$

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t^{min} = 0,8 \% \times S_t \times a$

Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

λg : L'élancement géométrique du poteau

$$\Rightarrow \lambda g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda g = \frac{I_f}{b}$$

Avec :

I_f : La longueur de flambement des poteaux $\Rightarrow I_f = 0.7h_e$;

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Poteau de 45 × 50 (sous sol): $\lambda g = \frac{0.7 \times 306}{50} = 4.284 \Rightarrow 3 < \lambda g < 5$

Interpolation entre : $A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$ (zone nodale)
 $A_{tmin} = 0.8\% \cdot S_t \cdot a = 0.008 \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$
 $\Rightarrow A_{tmin} = 2.395 \text{ cm}^2$

Interpolation entre : $A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$ (zone courante)
 $A_{tmin} = 0.8\% \cdot S_t \cdot a = 0.008 \times 15 \times 50 = 6 \text{ cm}^2$
 $\Rightarrow A_{tmin} = 3.593 \text{ cm}^2$

Poteau de 40 × 45 : $\lambda g = \frac{0.7 \times 323}{45} = 5.02 \Rightarrow \lambda g > 5$

$$\begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Poteau de 35 × 40 : $\lambda g = \frac{0.7 \times 323}{40} = 5.653 \Rightarrow \lambda g > 5$

$$\begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Poteau de 30 × 35 : $\lambda g = \frac{0.7 \times 323}{35} = 6.46 \Rightarrow \lambda g > 5$

$$\begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Poteau de 25 × 30 : $\lambda g = \frac{0.7 \times 323}{30} = 7.54 \Rightarrow \lambda g > 5$

$$\begin{cases} A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \\ A_{tmin} = 0.3\% \cdot S_t \cdot a = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Calcul des armatures transversales A_t**

Poteau de 45 × 50 : $V_U = 3.09 \text{ KN}$

$$\lambda g = 4.284 \Rightarrow \lambda g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 3.09 \times 10^3}{500 \times 400} \times 100 = 5.793 \text{ mm}^2$$

Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 3.09 \times 10^3}{500 \times 400} \times 150 = 8.690mm^2$$

Poteau de 40 × 45 : $V_U = 5.68KN$

$$\lambda g = 5.02 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $S_t = 10cm$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 5.68 \times 10^3}{450 \times 400} \times 100 = 7.889mm^2$$

Zone nodale : $S_t = 15cm$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 5.68 \times 10^3}{450 \times 400} \times 150 = 9.466mm^2$$

Poteau de 35 × 40 : $V_U = 7.44KN$

$$\lambda g = 5.653 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $S_t = 10cm$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 7.44 \times 10^3}{400 \times 400} \times 100 = 11.625mm^2$$

Zone nodale : $S_t = 15cm$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 7.44 \times 10^3}{400 \times 400} \times 150 = 17.43mm^2$$

Poteau de 30 × 35 : $V_U = 8.84$

$$\lambda g = 6.46 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $S_t = 10cm$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 8.84 \times 10^3}{350 \times 400} \times 100 = 15.785mm^2$$

Zone nodale : $S_t = 15cm$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 8.84 \times 10^3}{350 \times 400} \times 150 = 23.678mm^2$$

Poteau de 25 × 30 : $V_U = 59.39KN$

$$\lambda g = 7.54 \Rightarrow \lambda g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $S_t = 10cm$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 59.39 \times 10^3}{300 \times 400} \times 100 = 123.729mm^2$$

Zone nodale : $S_t = 15cm$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_U}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 59.39 \times 10^3}{300 \times 400} \times 150 = 185.593 \text{mm}^2$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures RPA99 versions 2003 (Art 7.4.2.2)**

Tableau VI.1.7 : Vérification de la quantité d'armatures.

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)		A _{adoptée} (cm ²)	Observation	
		Zone nodale St=10cm	Zone Courante St=15cm		Zone nodale	Zone nodale
RDC au dernier niveau	25 × 30	0.05793	0.08690	2.01	CV	CV
	30 × 35	0.07889	0.09466	2.01	CV	CV
	35 × 40	0.11625	0.1743	2.01	CV	CV
	40 × 45	0.15785	0.23678	2.01	CV	CV
Sous-sol	45 × 50	1.23729	1.85593	2.01	CV	CV

➤ **Vérification au cisaillement (RPA99 versions 2003 (Art.7.4.3.2))**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec

τ: Contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudié

d : la hauteur utile (d = h-c)

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \Rightarrow \lambda g \geq 5 \\ 0.04 \Rightarrow \lambda g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.1.8 : Vérification au cisaillement.

Niveau	Section (cm ²)	V _U (KN)	B (cm)	D (cm)	λg	ρ _d	τ _b (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Sous-sol	45 × 50	3.09	45	47	4.284	0.04	0.014	1	Condition vérifiée
RDC et 1 ^{ère} Etage	40 × 45	5.68	40	42	5.02	0.075	0.033	1.875	Condition vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	35 × 40	7.44	35	37	5.653	0.075	0.057	1.875	Condition vérifiée
4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	30 × 35	8.84	30	32	6.46	0.075	0.092	1.875	Condition vérifiée
7 ^{ème} étage au dernier niveau	25 × 30	59.39	25	27	7.54	0.075	0.879	1.875	Condition vérifiée

VI.1.5 Vérification à l'ELS

1- Condition de non-fragilité

La condition de non-fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \times d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.9 : Vérification des ferraillages à l'ELS

Section des poteaux (cm ²)	Sollicitations	Ns(KN)	M ₂ (KN.m)	M ₃ (KN.m)	A _{min} cm ²	A _{adop} cm ²	observation
45x50	N _{max} - M _{corr}	-1273.34	-5.884	2.184	6.562	20.6	CV
					6.559		CV
	N _{min} - M _{corr}	-940.75	-19.18	1.054	6.570		CV
					6.559		CV
	M _{2max} - N _{corr}	-955.15	11.748	/	6.554		CV

	$M_{3max} - N_{corr}$	-1205.5	/	2.797	6.559		CV
40x45	$N_{max} - M_{corr}$	-1083.61	-13.26	4.517	5.244	20.6	CV
					5.236		CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-656.33	-14.977	3.342	5.248		CV
					5.236		CV
	$M_{2max} - N_{corr}$	-800.83	21.26	/	5.226		CV
	$M_{3max} - N_{corr}$	-942.10	/	6.18	5.235		CV
35x40	$N_{max} - M_{corr}$	-805.23	-13.737	5.622	4.072	14.19	CV
					4.062		CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-430.76	-13.588	5.144	4.077		CV
					4.061		CV
	$M_{2max} - N_{corr}$	-440.76	18.246	/	4.049		CV
	$M_{3max} - N_{corr}$	-617.9	/	8.224	4.070		CV
30x35	$N_{max} - M_{corr}$	-555.58	-12.302	6.545	3.048	10.67	CV
					3.037		CV
	$N_{min} - M_{corr}$	-185.65	-11.22	6.463	3.061		CV
					3.029		CV
	$M_{2max} - N_{corr}$	-192.99	15.183	/	3.014		CV
	$M_{3max} - N_{corr}$	-333.86	/	9.891	3.031		CV
25x30	$N_{max} - M_{corr}$	-230.72	-10.232	-7.053	2.178	10.67	CV
					2.173		CV
	$N_{min} - M_{corr}$	25	4.834	0.681	2.223		CV
					2.172		CV
	$M_{2max} - N_{corr}$	24.7	12.469	/	2.330		CV
	$M_{3max} - N_{corr}$	-22.83	/	11.437	2.033		CV

2. Etat limite de compression du béton BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5, 2)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Nous vérifions que :

$$\sigma_{bsup} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de béton $\bar{\sigma}_{bc} = 15Pa$.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible de l'acier $\bar{\sigma}_{st} = 348MPa$.

Remarque

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel
[SOCOTEC]

Zone	Niveau	Section	Sollicitations	Ns(KN)	M_s KN.m	σ_{bsup} MPa	σ_{binf} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS	σ_{bsup} MPa	σ_{binf} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
I	Sous-sol	45 × 50	$N_{max} - M_{corr}$	-1273.34	2.184	5.13	4.93	15	CV	76.8	74.2	348	CV
			$N_{min} - M_{corr}$	-940.75	1.054	3.77	3.67	15	CV	56.4	55.1	348	CV
			$M_{max} - N_{corr}$	-1205.5	2.797	4.9	4.63	15	CV	73.1	69.8	348	CV
II	RDC et 1 ^{er} étage	40 × 45	$N_{max} - M_{corr}$	-1083.61	4.517	5.49	4.92	15	CV	81.7	74.6	348	CV
			$N_{min} - M_{corr}$	-656.33	3.342	3.37	2.94	15	CV	49.9	44.7	348	CV
			$M_{max} - N_{corr}$	-942.10	6.18	4.92	4.14	15	CV	72.8	63.1	348	CV
III	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	35 × 40	$N_{max} - M_{corr}$	-805.23	5.622	5.53	4.46	15	CV	81.3	68.5	348	CV
			$N_{min} - M_{corr}$	-430.76	5.144	3.16	2.18	15	CV	45.9	34.2	348	CV
			$M_{max} - N_{corr}$	-617.9	8.224	4.61	3.05	15	CV	66.8	48.1	348	CV
IV	4 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	30 × 35	$N_{max} - M_{corr}$	-555.58	6.545	7.68	4.53	15	CV	108.6	74.6	348	CV
			$N_{min} - M_{corr}$	-185.65	6.463	3.59	0.49	15	CV	47.4	13.8	348	CV
			$M_{max} - N_{corr}$	-333.86	9.891	6.05	1.29	15	CV	80.7	29.4	348	CV
V	7 ^è m au dernier	25 × 30	$N_{max} - M_{corr}$	-230.72	-7.053	0.84	4.23	15	CV	19.7	56.3	348	CV
			$N_{min} - M_{corr}$	25	0.681	0	0	15	CV	-16.3	-30.5	348	CV
			$M_{3max} - N_{corr}$	-22.83	11.437	4.15	0	15	CV	36.9	-94.1	348	CV

Tableau VI.1.10 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal

Zone	Niveau	Section	Sollicitations	Ns(KN)	M_s KN.m	σ_{bsup} MPa	σ_{inf} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS	σ_{bsup} MPa	σ_{binf} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
I	Sous-sol	45 × 50	$N_{max} - M_{corr}$	-1273.34	-5.884	4.79	5.28	15	CV	72.3	78.7	348	CV
			$N_{min} - M_{corr}$	-940.75	-19.18	2.92	4.51	15	CV	45.3	66.2	348	CV
			$M_{max} - N_{corr}$	-955.15	11.748	4.26	3.29	15	CV	63	50.2	348	CV
II	RDC et 1 ^{er} étage	40 × 45	$N_{max} - M_{corr}$	-1083.61	-13.26	5.3	7.6	15	CV	82.4	111	348	CV
			$N_{min} - M_{corr}$	-656.33	-14.977	2.33	3.98	15	CV	36.6	58	348	CV
			$M_{max} - N_{corr}$	-800.83	21.26	5.02	2.68	15	CV	72.9	42.6	348	CV
III	2 et 3 ^{eme} étage	35 × 40	$N_{max} - M_{corr}$	-805.23	-13.737	3.89	6.1	15	CV	60.8	89	348	CV
			$N_{min} - M_{corr}$	-430.76	-13.588	1.58	3.77	15	CV	26.1	54	348	CV
			$M_{max} - N_{corr}$	-440.76	18.246	4.2	1.26	15	CV	59.7	22.2	348	CV
IV	4 au 6 ^{eme} étage	30 × 35	$N_{max} - M_{corr}$	-555.58	-12.302	3.04	6.15	15	CV	50.2	87.5	348	CV
			$N_{min} - M_{corr}$	-185.65	-11.22	0.12	2.95	15	CV	6.01	40	348	CV
			$M_{max} - N_{corr}$	-192.99	15.183	3.54	0	15	CV	47.2	0.2	348	CV
V	7 ^{em} au dernier	25 × 30	$N_{max} - M_{corr}$	-230.72	-10.232	0.55	4.52	15	CV	15.2	60.8	348	CV
			$N_{min} - M_{corr}$	25	4.834	0.95	0	15	CV	4.13	-61.9	348	CV

Chapitre VI : Ferraillage des l'éléments structuraux

			$M_{3\max} - N_{\text{corr}}$	24.7	12.469	3.07	0	15	CV	23.8	-122.3	348	CV
--	--	--	-------------------------------	------	--------	------	---	----	----	------	--------	-----	----

Tableau VI.1. 11 : Vérification des contraintes dans le sens transversal.

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Conclusion

Les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Tableau VI.1. 12 : Ferraillage final des poteaux.

Niveaux	Section [cm^2]	$A_{adoptée}$	
		A_{long} [cm^2]	A_{trans} [cm^2]
Sous-sol	45 × 50	4HA16+4HA20=20.6	4HA8=2.01
RDC et 1 ^{er} étage	40 × 45	4HA16+4HA20=20.6	4HA8=2.01
Du 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	35 × 40	4HA14+4HA16=14.19	4HA8=2.01
Du 4 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	30 × 35	4HA12+4HA14=10.67	4HA8=2.01
Du 7 ^{eme} au dernier niveau	25 × 30	4HA12+4HA14=10.67	4HA8=2.01

VI.2 Ferraillage des poutres :**VI.2.1 Introduction**

Le ferraillage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ (BAEL 91 modifiée 99)
- $G + Q \pm E$ (RPA 99/ modifiée 2003)
- $0,8G \pm E$ (RPA 99/ modifiée 2003)

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G + Q$ (BAEL 91 modifiée 99).

VI.2.2 Recommandations du RPA 99 vs 2003 :**a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - \Rightarrow 4% en zone courante.
 - \Rightarrow 6% en zone de recouvrement.

RPA99 modifiée 2003 (L'Art. 7.5.2.1)**- Poutres Principales (50 x 25) :**

Toute la longueur :	$A_{\min} = 0,005 \times 50 \times 25 = 6,25 \text{ cm}^2$
En zone courante :	$A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 25 = 50 \text{ cm}^2$
En zone de recouvrement :	$A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 25 = 75 \text{ cm}^2$

- Poutres Secondaire (35 x 25) :

Tout la longueur :	$A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 25 = 4,375 \text{ cm}^2$
En zone courante :	$A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 25 = 35 \text{ cm}^2$
En zone de recouvrement :	$A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 25 = 52,5 \text{ cm}^2$

- Poutre de chaînage (35 x 25) :

Tout la longueur :	$A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 25 = 4,375 \text{ cm}^2$
--------------------	---

En zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 25 = 35 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 25 = 52.5 \text{ cm}^2$

- **Poutre palière (30 x25) :**

Tout la longueur : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 25 = 45 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40 en zone I et II.
 - 50 en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à avec des crochets à 90°.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud. (*RPA99modifiée2003, article .7.5.2.1*)

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée :

Si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de **(h/4, 12Ø)**.

- En dehors de la zone nodale: $S \leq h/2$

La valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement. *(RPA99 modifiée 2003, article.7.5.2.2).*

VI.2.3 Etapes de calcul du ferrailage à L'ELU :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

1) Etapes de calcul en flexion simple :

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \implies$ la section est simplement armée (SSA) ($A' = 0$).

Si $\mu_f \geq \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SSD) ($A' \neq 0$).

- **Section des armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

1^{er} cas :

- **Section simplement armée ($A_{sc} = 0$) :**

Si $\mu < \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

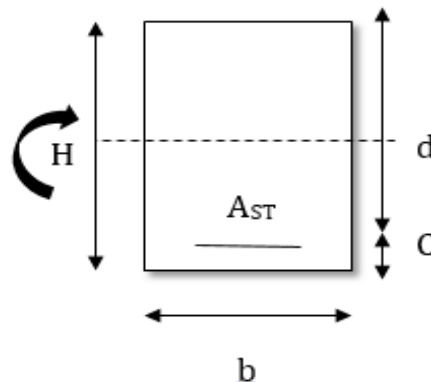


Figure VI.2. 1: section simplement armée

2^{eme} cas :

Section doublement armée (Asc ≠ 0) :

Si $\mu > \mu_l = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$ Avec M_l : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$M_u = M_l + \Delta M \quad \mu_l = \frac{M_l}{\beta d (f_e / \gamma_s)} \quad A'_{sc} = A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{\sigma_{sc} (d - c')}$$

Avec : A_{st} = La section d'acier inférieure tendue.

A'_{sc} = La section d'acier supérieure comprimée.

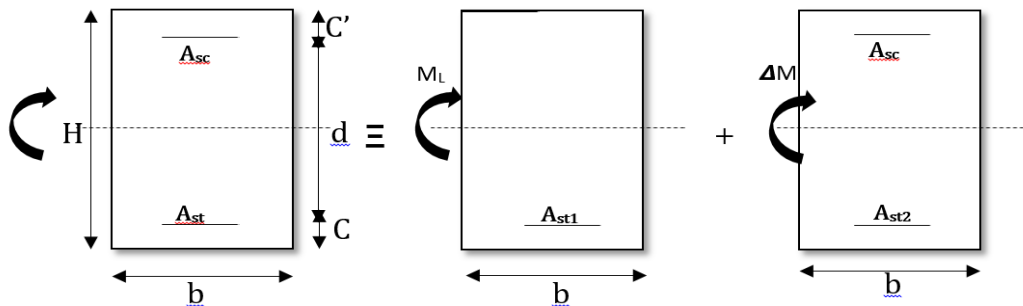


Figure VI.2. 2: Section doublement armée.

VI.2.4 Calcul du ferrailage des poutres :

A. Calcul des armatures longitudinales :

Après avoir extraire les moments, on prend les moments max soit aux appuis soit en travée.

Exemple de calcul :

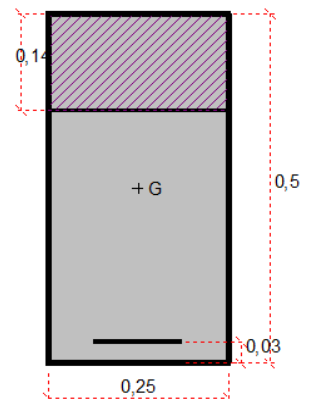
1) Poutre principale :

➤ **Ferrailage de poutres principales:**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \mu = \frac{164,065 \times 10^3}{25 \times 47^2 \times 14,2} = 0,209 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu = 0,209 \rightarrow \beta = 0,881$$



⇒ La section est simplement armée :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad A_{st} = \frac{164,065 \times 10^3}{0,881 \times 47 \times 348} = 11,38 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 3\text{HA14 (filante)} + 5\text{HA14 (chapeau)} = 12,31 \text{ cm}^2.$$

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \mu = \frac{89,556 \times 10^3}{25 \times 47^2 \times 14,2} = 0,114 < \mu_l = 0,392 \mu = 0,114 \rightarrow \beta = 0,939$$

$$\text{La section est simplement armée : } A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad A_{st} = \frac{89,556 \times 10^3}{0,939 \times 47 \times 348} = 5,83 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 3\text{HA14} + 2\text{HA12} = 6,88 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.2. 1: Ferrailage de poutres principales.

Position	combinaison	M (KN.m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Travée	ELU	89,556	0,209	SSA	5,83	6,25	6,88	3HA14 (filante) +2HA12 (chapeau)
Appuis	ELU	-164,065	0,114	SSA	11,38	6,25	12,31	3HA14 (filante) +5HA14 (chapeau)

Armatures de peau :

(BAEL 91, article A.8.3).

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre principale est de 50 cm, la quantité d'armature de peau Nécessaire est donc :

$$A_p = 2\text{HA12} = 2.26 \text{ cm}.$$

2) Poutres secondaires :

➤ **Ferraillage de poutres secondaire non adhérees aux voiles :**

Tableau VI.2. 2: Ferraillage des poutres secondaires non adhérees aux voiles.

Position	combinaison	M (KN.m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Travée	ELU	13,356	0,051	SSA	1,24	4,375	4,62	3HA14
Appuis	ELU	-40,047	0,11	SSA	2,92	4,375	4,62	3HA14

➤ **Ferraillage de poutres secondaire adhérees aux voiles :**

Tableau VI.2. 3: Ferraillage de poutres secondaire adhérees aux voiles.

Position	combinaison	M (KN.m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Travée	ELU	6 ,932	0,006	SSA	0 ,64	4,375	4,62	3HA14
Appuis	ELU	-65,699	0,03	SSA	6,59	4,375	6 ,88	3HA14 (filante) +2HA12 (chapeau)

3) Poutre de chaînage :

Tableau VI.2. 4: Ferraillage de poutres de chaînage.

Position	combinaison	M (KN.m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Travée	ELU	16,299	0,04	SSA	1,52	4,375	4,62	3HA14
Appuis	ELU	-22,947	0,03	SSA	1	4,375	4,62	3HA14

4) Poutre palière :

Tableau VI.2. 5: Ferraillage de poutres palière.

Position	combinaison	M (KN.m)	μ	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Travée	ELU	1,196	0,004	SSA	0,13	3,75	4,62	3HA14
Appuis	ELU	-2,42	0,009	SSA	0,26	3,75	4,62	3HA14

5) Les fermes :

Tableau VI.2. 6: Ferraillage des fermes.

Position	Combinaison	M (KN)	N	A_{cal}	Obs	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des barres
Travée	ELU	-33,402	-1,43	3,14	SSA	3,75	4,62	3HA14
Appuis	ELU	-28.683	0	2.69	SSA	3,75	4,62	3HA14

B. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée :

Si les armatures comprimées sont nécessaires: $S \leq (\frac{h}{4}, 12\phi)$.

- En dehors de la zone nodale: $S \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
(RPA99 modifiée 2003, article.7.5.2.2).

- **Le diamètre des armatures transversales est :**

(BAEL91 révisé 99, article.3.2.1)

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right).$$

Avec :

Φ_l : étant le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min (14 ; 12 ; 25).$$

Soit : $\Phi_t = 8$.

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA 8 = 2.01\text{cm}^2$.

Calcul des espacements :

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_l \right\}$$

- **Poutres principales (50×25):**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{50}{4}; 12 \times 1.4 \right\} \quad S_t \leq \min \{12,5 ; 16,8\} \quad S_t = 10 \text{ cm.}$$

Poutres secondaires (35×25) :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,4 \right\} \quad S_t \leq \min \{8,75; 16,8\} \quad S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Poutres de chainages (35×25):**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2 \right\} \quad S_t \leq \min \{8,75 ; 14,4\} \quad S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Poutres palière (30×25) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right\} \quad S_t \leq \min \{7,5; 14,54\} \quad S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Ferme (35×25) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2 \right\} \quad S_t \leq \min \{8,75; 14,54\} \quad S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

- **Poutres principales (50×25) :**

$$S_t \leq \frac{50}{2} \quad S_t = 20\text{cm.}$$

- **Poutres secondaires (35×25) :**

$$St \leq \frac{35}{2} \quad St = 15 \text{ cm.}$$

- **Poutres de chainages (35x25) :**

$$St \leq \frac{35}{2} \quad St = 15 \text{ cm.}$$

- **Poutres de palière (30x25)**

$$St \leq \frac{30}{2} \quad St = 15 \text{ cm.}$$

- **Ferme (35×25):**

$$St \leq \frac{30}{2} \quad St = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales : $L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm.}$

Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

Poutres de chainages: $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

Poutres de palière : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

Poutre toiture : $L' = 2 \times 35 = 70.$

VI.2.5 Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t \text{ min} = 3\% St \times b \quad A_{\text{min}} = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

• **Condition de non fragilité :**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante : *(BAEL91 modifié 99, article A.4.2).*

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}.$$

- **les poutres principales (25 × 50) :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 47 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

- **les poutres secondaires (25 × 35) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

- **les poutres de chainages (25 × 35) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2.$$

- **Pour la poutre palière (25×30):**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0,8 \text{ cm}^2.$$

- **Les Ferme (25×35):**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 32 \times 2.1}{400} = 1 \text{ cm}^2. \quad A_{\text{adoptée}} > A_{\min}$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

VI.2.6 Vérification à l'ELU :

- **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

(BAEL91 modifié 99 l'art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- **Poutres principales :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad \tau_u = 1,43 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad \tau_u = 1,08 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa.}$$

- **Poutres de chainages :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad \tau_u = 0,28 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa.}$$

- **Poutres palière :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad \tau_u = 0,06 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa.}$$

- **les fermes :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad \tau_u = 0,036 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0 \quad (\text{BAEL91 modifié 99, article. A.5.1.32}).$$

- **Poutres principales (25×50):**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 168,59 - \frac{164,065}{0,9 \times 0,47} = -219,27 < 0$$

- **Poutres secondaires (25×35):**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 86,7 - \frac{65,699}{0,9 \times 0,32} = -141,42 < 0$$

- **Poutres de chaînages (25×35) :**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 23,04 - \frac{22,947}{0,9 \times 0,32} = -56,63 < 0$$

- **Poutres palière (25×30) :**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 4,27 - \frac{2,42}{0,9 \times 0,32} = -4,13 < 0$$

- **les fermes (25×35):**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} = 28,683 - \frac{19,94}{0,9 \times 0,32} = -40,55 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis** (*BAEL91 modifié 99, article A.5.1.313*)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \cdot b d f_{c28}}{\gamma_b} .$$

$$\bar{T}_{u1} = 0.40 \times \frac{0.9 \times 250 \times 470 \times 25}{1.5} = 705 \text{ KN},$$

$$\bar{T}_{u3} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 250 \times 270 \times 25}{1.5} = 405 \text{ KN}.$$

$$\bar{T}_{u2} = 0.40 \times \frac{0.9 \times 250 \times 320 \times 25}{1.5} = 480 \text{ KN}$$

- **Poutres principales (25×50) :**

$$T_u = 168,59 \text{ KN} < \bar{T}_{u1} = 705 \text{ KN}.$$

- **Poutres secondaires (25×35):**

$$T_u = 86,7 \text{ KN} < \bar{T}_{u2} = 480 \text{ KN}.$$

- **Poutres de chaînages (25×35) :**

$$T_u = 23,04 \text{ KN} < \bar{T}_{u1} = 480 \text{ KN}.$$

- **Poutres palière (25×30):**

$$T_u = 4,27 \text{ KN} < \bar{T}_{u3} = 405 \text{ KN} .$$

- **Les fermes (25×35) :**

$$T_u = 28,683 \text{ KN} < \bar{T}_{u2} = 480 \text{ KN} .$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :**

(BAEL91 modifié 99, article A.6.1, 3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad U_i : \text{le périmètre des aciers.}$$

- **Poutres principales (25×50):**

$$3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = (3 \times 14 \times 3,14 + 2 \times 12 \times 3,14) = 207,24$$

$$\tau_{se} = 1,92 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa.}$$

- **Poutres secondaires (25×35):**

$$\tau_{se} = 1,45 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa.}$$

- **Poutres de chaînage (25×35):**

$$\tau_{se} = 0,7 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa.}$$

- **Poutre palière (25×30):**

$$\tau_{se} = 0,15 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa.}$$

- **Les fermes (25×35):**

$$\tau_{se} = 0,88 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa.}$$

⇒ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit des barres :**

(BAEL91 modifié 99, article A.6.1.23)

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre

Pour avoir un bon ancrage droit.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour $\emptyset 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm.}$ \longrightarrow $l_s = 45 \text{ cm ;}$

Pour $\emptyset 14$: $l_s = 46,38 \text{ cm.}$ \longrightarrow $l_s = 50 \text{ cm.}$

Admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

(BAEL91 modifié 99, article .6.A.1).

- Pour $\emptyset 12$: $l_a = 18 \text{ cm.}$

- Pour $\emptyset 14$: $l_a = 20 \text{ cm.}$

VI.2.7 Vérifications à l'ELS :**1) Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de déformation (BAEL91 modifié 99, article B.6.5.3) :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ (Si la portée est au plus égale à 5m)}$$

$$f \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ (si la portée est supérieure à 5 m)}$$

f : Flèche maximale des poutres (Déduite du logiciel ETABS).

On prendra "L" la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions

- Poutres principales (25×50) :

$$L=6,45\text{m} \Rightarrow \bar{f} = 0,5 + \frac{645}{1000} = 1,145\text{cm} \quad f_{\text{ETABS}}=0,2\text{cm} < \bar{f} =$$

1,145cm **condition vérifiée.**

- Poutres secondaires (25×35) :

$$L=3,85\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{385}{500} = 0,77\text{cm} \quad f_{\text{ETABS}}=0,034\text{cm} < \bar{f} = 0,77\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Poutres de chaînages (25×35) :

$$L=3,85\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{385}{1000} = 0,385\text{cm} \quad f_{\text{ETABS}}=0,05\text{cm} < \bar{f} = 0,385\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Poutres de palière (25×30)

$$L=3,35\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{335}{500} = 0,67\text{cm} \quad f_{\text{ETABS}}=0,003\text{cm} < \bar{f} = 0,67\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Les fermes (2535):

$$L=385\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{385}{500} = 0,77\text{cm} \quad f_{\text{ETABS}}=0,032\text{cm} < \bar{f} = 0,77\text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2-Etat limite de compression du béton : (BAEL91 modifié 99, article A.4.5, 2)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100A}{bd} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}.$$

- **A** : Armatures adoptées à l'ELU.
- On extrait les valeurs de β_1 et K_1 et à partir des tableaux.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutre principale (25×50) :**

Tableau VI.2. 7: Vérifications du ferrailage des poutres principales.

Position	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	63,67	6,88	0,585	0,887	29,25	22,19	0,75	400	15	vérifiée
Appuis	-116,069	12,31	1,04	0,858	20,21	23,38	1,15	400	15	vérifiée

- **Poutre secondaire (25×35) :**

Tableau VI.2. 8: Vérification du ferrailage des poutres secondaires non adhérees aux voiles.

Position	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	13,586	4,62	0,577	0,887	29,25	10,36	0,35	400	15	vérifiée
Appuis	-29,135	4,62	0,577	0,887	29,25	22,21	0,75	400	15	vérifiée

Tableau VI.2. 9: Vérification du ferrailage des poutres secondaires adhérees aux voiles.

Position	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	5,031	4,62	0,577	0,887	29,25	3,83	0,13	400	15	vérifiée
Appuis	-47,668	6,88	0,585	0,886	28,86	24,43	0,84	400	15	vérifiée

- **Poutre de chaînage (25×35) :**

Tableau VI.2. 10: Vérification du ferraillage des poutres de chaînage.

Position	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	11,605	4,62	0,577	0,887	29,25	8,27	0,28	400	15	vérifiée
Appuis	-16,676	4,62	0,577	0,887	29,25	12,71	0,43	400	15	vérifiée

- **Poutre palière (25×30):**

Tableau VI.2. 11: Vérification du ferraillage des poutres palière.

Position	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	0,884	4,62	0,616	0,884	29,25	0,72	0,024	400	15	vérifiée
Appuis	-1,792	4,62	0,616	0,884	29,25	1,457	0,049	400	15	vérifiée

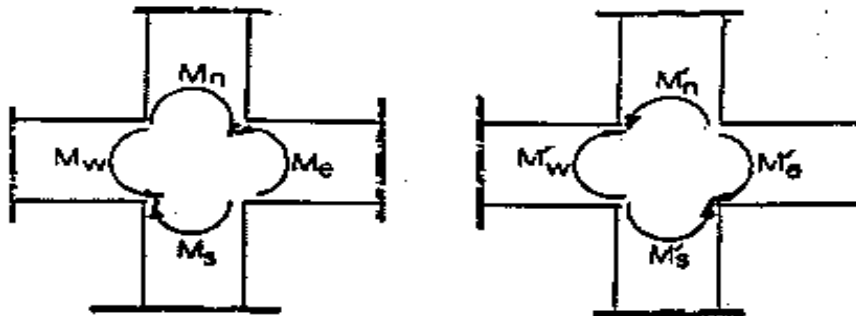
- **Les fermes (25×35) :**

Tableau VI.2. 12: Vérification du ferraillage.

Position	M_s (KN.m)	N	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	-24,253	-1,09	4,62	0,616	0,884	29,25	18,49	0,632	400	15	vérifiée
Appuis	-20,874	0	4,96	0,620	0,884	29,25	15,91	0,543	400	15	vérifiée

VI.2.8 Vérification de la rotule plastique :

(RPA99 modifiée 2003, article.7.6.2)



$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25 (|M'_w| + |M'_e|)$$

$$M_n = 156.06 \text{ KN.m}$$

$$M_w = 71.69 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 172.74 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 185.8 \text{ KN.m}$$

$$(156.06 + 172.74) = 328.8$$

$$1.25 (71.69 + 185.8) = 321.86$$

$$(M_n + M_s) \geq 1.25 (M_w + M_e)$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

	type	Section [cm ²]	<i>A_{adoptée}</i>	
			appuis	travée
Poutres principales		25x50	3HA14 (filante) + 5HA14 (chapeau)	3HA14 (filante) +2HA12 (chapeau)
Poutres secondaires	Non Adhérées aux voiles	25x35	3HA14	3HA14
	adhérées aux voiles	25x35	3HA14+3HA12	3HA14
Poutres palière	/	25x30	3HA14	3HA14
Poutres de chainages	Toiture	25x35	3HA14	3HA14
Les fermes	Toiture	25x35	3HA14	3HA14

VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES :**VI.3.1 Introduction :**

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99/Version 2003**.

Ils sont soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Les voiles sont ferrailés en trois types d'armatures

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales

Note :

Notre ouvrage comprend deux(02) types de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter me même ferraillage pour un certain nombre de niveaux, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- Dans le but de faciliter les calculs, le ferraillage des voiles se fera comme celle des poteaux, par zone, car il possible d'adopter le même ferraillage pour certains niveaux.
 - **Zone I** : Sous-sol au 2^{eme} étage
 - **Zone II** : 3^{eme} au 5^{eme} étage
 - **Zone III** : 6^{eme} au 9^{eme} étage

• Combinaisons d'action

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferraillage des voiles sont :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad (\text{Selon le RPA99 modifié 2003})$$

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \quad (\text{Selon le BAEL 91 modifié 99})$$

VI.3.2 Exposé de la méthode de calcul :*(RPA99 modifié 2003, article 7.7.4)*

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton ;

I : moment d'inertie du voile ;

V et V' : bras de levier $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

1) Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 3 groupes

V₁ : V_{L1}, V_{L2}, V_{L7}, V_{L8} (Voile avec une file d'ouverture)

V₂ : V_{L3} et V_{L4}, V_{L5}, V_{L6}

V₃ : V_{T1}, V_{T2}, V_{T3}, V_{T4}, V_{T5}, V_{T6}; V_{T7} et V_{T8}

Tableau VI.3. 1: Contraintes dues à $N_{max} \Rightarrow M_{correspondants} \Rightarrow T_{correspondants}$.

		e (m)	L (m)	B (m)	I (m ⁴)	N (KN. m)	M (KN)	T (KN)	combinaison	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)
V1	Zone I	0.25	1.10	0.275	0.814	-1198.41	-18.721	-25.19	ELU	- 4345,205221	-4370,50387
	Zone II	0.25	1.10	0.275	0.814	-831.46	-34.328	-49.01	ELU	- 3000,296314	-3046,685504
	Zone III	0.25	1.10	0.275	0.814	-495.34	-51.694	-54.75	ELU	- 1766,307985	-1836,164742
	Zone 'I	0.25	1.10	0.275	0.814	-1195.55	18.374	24.99	ELU	- 4335,039681	-4359,86941
	Zone 'II	0.25	1.10	0.275	0.814	-831.21	33.889	48.71	ELU	- 2999,683845	-3045,479791
	Zone 'III	0.25	1.10	0.275	0.814	-495.11	51.357	54.48	ELU	- 1765,699324	-1835,100676
V2	Zone I	0.25	2.70	0.675	0.410	-3437.16	2.101	35.27	ELU	- 5085,170962	-5099,006816
	Zone II	0.25	2.70	0.675	0.410	-2512.08	73.424	42.35	ELU	- 3479,838049	-3963,361951
	Zone III	0.25	2.70	0.675	0.410	-1491.19	36.608	20.35	ELU	- 2088,631834	-2329,708907

V3	Zone I	0.25	4.82	1.205	2.333	-5657.08	-51.835	-21.28	ELU	-4641,1264	-4748,217999
	Zone II	0.25	4.82	1.205	2.333	-3951.55	-50.207	-52.51	ELU	- 3227,430538	-3331,158674
	Zone III	0.25	4.82	1.205	2.333	-2349.88	-159.664	-49.65	ELU	- 1785,174219	-2115,041549

Tableau VI.3. 2: *Contraintes dues à $N_{min} \Rightarrow M_{correspondants} \Rightarrow T_{correspondants}$*

		e (m)	L (m)	B (m)	I (m ⁴)	N (KN. m)	M (KN)	T (KN)	Combinaison	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)
V1	Zone I	0.25	1.10	0.275	0.814	-318.37	-30.834	7.60	08GEX	- 1136,875307	-1178,542875
	Zone II	0.25	1.10	0.275	0.814	-191.32	-16.649	3.61	08GEX	- 684,4597666	-706,9584152
	Zone III	0.25	1.10	0.275	0.814	-10.95	10.103	-3.47	08GEX	- 32,99183047	-46,64453317
	Zone 'I	0.25	1.10	0.275	0.814	-318.33	30.875	-7.65	08GEX	-1136,70215	-1178,425123
	Zone 'II	0.25	1.10	0.275	0.814	-191.29	16.688	-3.66	08GEX(-)	- 684,3243243	-706,8756757

	Zone III	0.25	1.10	0.275	0.814	-10.98	-10.057	3.41	08GEX	- 33,13200246	-46,722543
V2	Zone I	0.25	2.70	0.675	0.410	-1141.51	51.113	-31.81	08GEX	- 1522,827023	-1859,424828
	Zone II	0.25	2.70	0.675	0.410	-716.42	53.716	-33.18	08GEX	- 884,4932069	-1238,232719
	Zone III	0.25	2.70	0.675	0.410	-151.92	165.202	-69.59	08GEX	318,8911382	-769,0244715
V3	Zone I	0.25	4.82	1.205	2.333	-1666.64	-89.964	33.38	08GEX	- 1290,170498	-1476,036971
	Zone II	0.25	4.82	1.205	2.333	-1029.21	-83.333	31.34	08GEX	- 768,0328007	-940,1995645
	Zone III	0.25	4.82	1.205	2.333	-157.00	-98.469	31.14	08GEX	- 28,57151515	-232,0093977

Tableau VI.3. 3: Contraintes dues à $M_{max} \Rightarrow N_{correspondants} \Rightarrow T_{correspondants}$

	e (m)	L (m)	B (m)	I (m ⁴)	N (KN)	M (KN. m)	T (KN)	Combinaison	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)
Zone I	0.25	1.10	0.275	0.814	-842.72	-132.236	64.27	ELU	- 2975,087715	-3153,785012

Chapitre VI :

Ferraillage des éléments structuraux.

V1	Zone II	0.25	1.10	0.275	0.814	-555.2	119.356	77.61	ELU	- 1938,263145	-2099,555037
	Zone III	0.25	1.10	0.275	0.814	-223.52	-129.545	93.91	ELU	- 725,2695946	-900,3304054
	Zone 'I	0.25	1.10	0.275	0.814	-840.75	132.025	-64.22	ELU	- 2968,066646	-3146,478808
	Zone 'II	0.25	1.10	0.275	0.814	-554.24	-119.646	-77.83	ELU	-1934,57629	-2096,260074
	Zone 'III	0.25	1.10	0.275	0.814	-127.64	-159.302	-129.66	ELU	- 356,5089681	-571,781941
V2	Zone I	0.25	2.70	0.675	0.410	-2681.41	160.527	84.98	ELU	- 3443,894747	-4501,023771
	Zone II	0.25	2.70	0.675	0.410	-1457.73	-115.368	70.73	ELU	- 1779,729756	-2539,470244
	Zone III	0.25	2.70	0.675	0.410	-309.84	333.561	-142.27	ELU	639,2883875	-1557,332832
V3	Zone I	0.25	4.82	1.205	2.333	-4104.02	-276.38	44.34	ELU	- 3120,323883	-3691,327569
	Zone II	0.25	4.82	1.205	2.333	-3145.57	-211.636	-74.91	ELU	- 2391,810549	-2829,052521
	Zone III	0.25	4.82	1.205	2.333	-378.39	-380.847	107.44	ELU	79,40014917	-707,4333442

VI.3.3 Calcul du ferraillage des voiles :

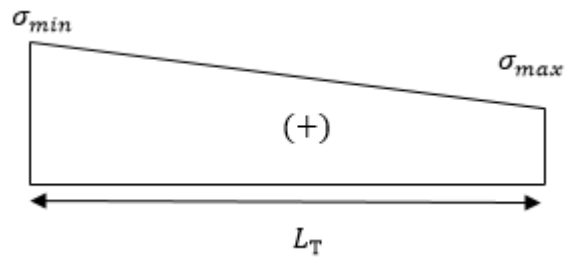
A) Détermination des armatures :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)
- Section partiellement comprimée (SPC)

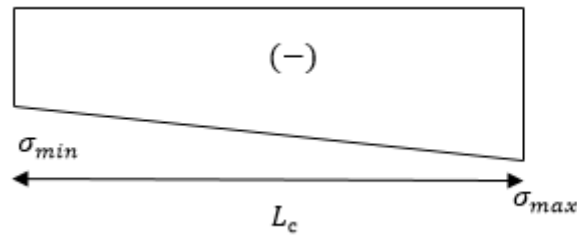
a. Section entièrement tendue (SET)

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



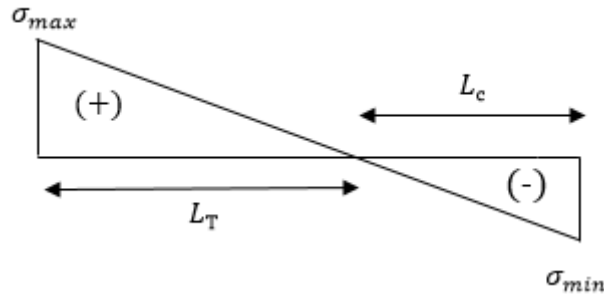
b. Section entièrement comprimée (SEC)

$$A_{Vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$$



c. Section partiellement comprimée (SPC)

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : Longueur du voile

L_t : La longueur de la zone tendue

σ_s : Contrainte de l'acier

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPA} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPA}$

- en situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPA} \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPA}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures vertical doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égal à 15 cm.

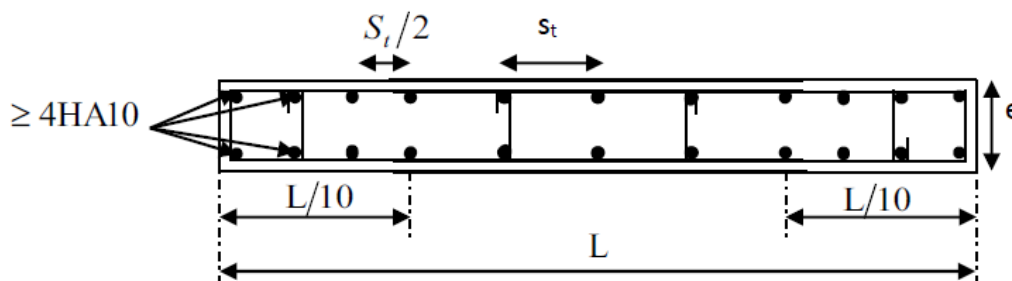


Figure VI.3. 1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

1- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. (*RPA 99 modifié 2003, article 7.7.4.2RPA*)

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

- Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 $A_H > 0.15\% B \Rightarrow$ Globalement dans la section du voile.

$A_H > 0.10\% B \Rightarrow$ en zone courante (*RPA 99 modifié 2003, article 7.7.4.3*).

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

B : Section du béton

A_V : Section d'armature verticale.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

2- Armatures minimales :**a) Compression simple: (BAEL91 modifié 99, article A.8.1; 21)**

- $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0.2\% \leq A_{min}/B \leq 0.5\%$

B : section du béton

b) Traction simple :

(*BAEL91 modifié 99, article A.4.2.1*)

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0,2 %** de la section horizontale du béton tendu (*RPA 99 modifié 2003, article.7.7.4.1*).

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

$$A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b \times d \text{ (La flexion composée)}$$

3- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m²), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

4- Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

5- Armatures des potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

6- Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40 \emptyset : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20 \emptyset : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

7- Diamètre maximal

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égal à $[1/10]$ de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0.1e = 0.1 \times 250 = \mathbf{25mm.}$$

8- Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e. 30cm\}$$

Avec : $e=25cm$: épaisseur du voile.

$$\mathbf{St \leq 1. 5e \quad \Rightarrow \quad t \leq 37.5 \text{ cm}}$$

Dans notre cas :

$$\mathbf{St \leq \min \{37.5; 30cm\} \Rightarrow St \leq 30cm}$$

VI.3.4 Les vérifications :**A) Vérification à l'ELU**

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement**
- **D'après (BAEL91modifiées 99, article A.5.1.21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

- **D'après (RPA99modifiées 2003 article A.7.7.2).**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré ;

b : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ($d= 0.9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute

B) Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué

B : Section du béton

A : section des armatures adoptées (verticales)

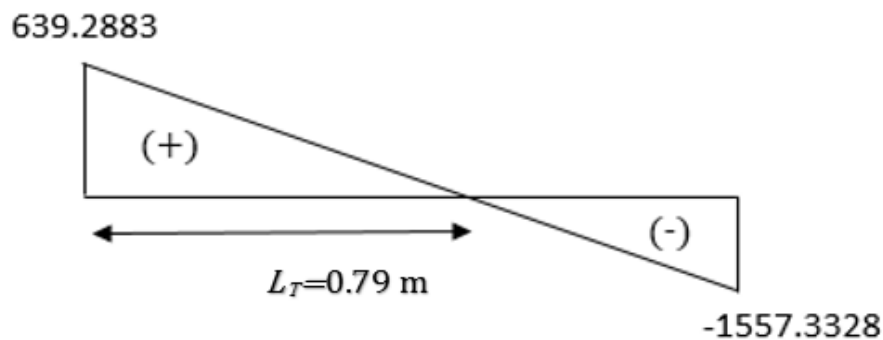
$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible

➤ **Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferrailage des voiles V_{L3} , V_{L4} , V_{L5} et V_{L6} de la zone III

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 639,2883875 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -1557,332832 \text{KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Section entièrement tendue (SPC)}$$

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$



a- Caractéristiques géométriques

Caractéristiques géométriques du voile V3 :

$$B = 0.675 \text{ m}^2$$

$$L = 2.70 \text{ m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \Rightarrow L_t = \frac{639,2884}{639,2884 + 1557,3328} \times 2.7 \Rightarrow L_t = 0.79$$

$$L_c = L - L_t = 1.91 \text{ m}$$

b- Calcul des armatures verticales

$$N_s = \frac{\sigma_T \times L_T}{2} \times ep \Rightarrow N_s = \frac{639.2884 \times 0.79}{2} \times 0.25 = 63.1297$$

$$A_{sv} = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{63.1297}{34.8} = \mathbf{1.814\text{cm}^2}$$

c- Les armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 142.27}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{6.2958\text{cm}^2}$$

$$\begin{array}{l} A_{vj} = 6.2958 \longrightarrow 2.7\text{m} \\ A_{vjLT} = \longrightarrow 0.79\text{m} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} A_{vj} = 6.2958 \\ A_{vjLT} = \end{array}} \right\} A_{vjLT} = 1.842\text{cm}^2$$

d. Calcul des armatures minimales

$$\begin{aligned} A_{\min} &\geq \max\left(\frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e}; 0.2\%B\right) \\ &= \max\left(\frac{2.1 \times 0.25 \times 2.7}{400} \times 10^4; 0.002 \times 2.7 \times 0.25 \times 10^4\right) \\ A_{\min} &\geq \max(35.4375 ; 33.75) = 35.4375\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{\min/\text{nappe/ml}} = \mathbf{6.5625\text{cm}^2}$$

Calcul des sections totales

$$A_{\text{total/LT}} = A_{Vs} + A_{vjLT} = \mathbf{3.656\text{cm}^2}$$

$$A_{\text{total/nappe/LT}} = 3.656/2 = \mathbf{1.828\text{cm}^2}$$

$$A_{\text{total/LT/nappe}} = 1.828 \longrightarrow L_t = 0.79\text{m}$$

$$A_{\text{total/nappe/ml}} \longrightarrow 1\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_{\text{total/napp/ml}} = (1.828 \times 1\text{ml}) / 0.79 = \mathbf{2.3140\text{cm}^2}$$

$$A_{sv} = \mathbf{\max(A_{\text{total/napp/ml}} ; A_{\min/\text{nappe/ml}}) = 6.5625\text{cm}^2}$$

- Ferrailage adoptée : $A_{svadp} = 6HA12 (6.78cm^2)$

e. Calcul des armatures horizontales

D'après **RPA 99 version 2003** : $A_H \geq 0.1\%B = 0.001 \times 25 \times 270 = 6.75cm^2$

On prend : $A_H = 6.75cm^2$

Soit : $6HA12 = 6.78cm^2$

f. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

- **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min \{1.5 e; 30cm\} \Rightarrow St \leq 30cm$$

$$S_t = 10cm \text{ et } 20cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 25cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{1089.39 \times 10^3}{0.675 \times 10^6 + 15 \times 6.78 \times 10^2} = 1.613MPa$$

$$\sigma_{bc} = 1.613MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement**

D'après *RPA99modifiées 2003, article A.7.7.2.*

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 142.27}{250 \times 0.9 \times 2.70} = 0.327MPa$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = 0.327MPa \leq \bar{\tau}_u = 5MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D'après *BAEL91modifiées 99, article A.5.1.21.*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{142.27}{250 \times 0.9 \times 2.70} = 0.234MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.234MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau VI.3. 4 : Ferrailage des voiles longitudinales V_2 .

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.70	2.70	2.70
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m)	0.675	0.675	0.675
	I (m⁴)	0.410	0.410	0.410
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m²]	- 3443.8947	- 1779.7297	639.2883
	σ_{min} [KN/m²]	- 4501.0237	- 2539.4702	- 1557.3328
	Nature de la section	SEC	SEC	SPC
	V (kN)	373.92	70.73	142.27
	Lc(m)	2.7	2.7	1.91
	Lt(m)	0	0	0.79
	Ns	0	0	63.1297
	Asv (cm²)	0	0	1.814
	Avj (cm²)	3.7606	3.130	6.2958
	AvjLT (cm²)	0	0	1.842
	Atotal/nappe/ml (cm²)	0	0	2.314
	Amin/nappe/ml (cm²)	6.5625	6.5625	6.5625
	Asv adopté (cm²)	6.78	6.78	6.78
	Choix des barres/nappe	6HA12	6HA12	6HA12
	St (cm)	10 20	10 20	10 20
	Ferrailage des armatures horizontales	AH	6.75	6.75
Choix des barres		6HA12	6HA12	6HA12
AH adoptée (cm²)		6.78	6.78	6.78

	St (cm)		10	10	10
	AT		4HA8	4HA8	4HA8
	St (cm)		25	25	25
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5(\text{MPa})$	$\tau b(\text{MPa})$	0.1958	0.1629	0.327
	$\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa)	$\tau u(\text{MPa})$	0.1398	0.1164	0.234
	$\bar{\sigma}_b=15 \text{ MPa}$	$\sigma b(\text{MPa})$	3.705	2.712	1.613

Tableau VI.3. 5: Ferrailage des voiles longitudinales V_3 .

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.82	4.82	4.82
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m)	1.205	1.205	1.205
	I (m⁴)	2.333	2.333	2.333
Sollicitation de calcul	σ_{\max} [KN/m²]	- 3120.3238	- 2391.8105	79.40015
	σ_{\min} [KN/m²]	- 3691.3275	- 2829.0525	-707.4333
	Nature de la section	SEC	SEC	SPC
	V (kN)	44.34	74.91	107.44
	Lc(m)	4.82	4.82	4.336
	Lt(m)	0	0	0.486
	Ns	0	0	43.0111
	Asv (cm²)	0	0	1.2359
	Avj (cm²)	1.9621	3.3149	4.7545
	AvjLT (cm²)	0	0	4.2747
	Atotal/nappe/ml (cm²)	0	0	0.6358
	Amin/nappe/ml (cm²)	6.5625	6.5625	6.5625
	Asv adopté (cm²)	6.78	6.78	6.78

	Choix des barres/nappe	6HA12	6HA12	6HA12	
	St (cm)	10	10	10	
		20	20	20	
Ferraillage des armatures horizontales	A_H	12.05	12.05	12.05	
	Choix des barres	2x6HA12	2x6HA12	2x6HA12	
	A_H adoptée (cm²)	13.56	13.56	13.56	
	St (cm)	10	10	10	
	AT	4HA8	4HA8	4HA8	
	St (cm)	25	25	25	
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5(\text{MPa})$	$\tau_b(\text{MPa})$	0.05723	0.096	0.1386
	$\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa)	$\tau_u(\text{MPa})$	0.0408	0.069	0.099
	$\bar{\sigma}_b=15 \text{ MPa}$	$\sigma_b(\text{MPa})$	3.415	2.395	1.428

Tableau VI.3. 6: Ferraillage Trumeau 1.

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.10	1.10	1.10
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m)	0.275	0.275	0.275
	I (m⁴)	0.814	0.814	0.814
Sollicitation de calcul	σ_{\max} [KN/m²]	-	-	-356.5089
		2968.0666	1934.5763	
	σ_{\min} [KN/m²]	-	-	-571.7819
		3146.4788	2096.2601	
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC
	V (kN)	64.22	77.83	129.66
	Lc(m)	1.10	1.10	1.10
	Lt(m)	0	0	0
	Ns	0	0	0
Asv (cm²)	0	0	0	
A_{vj} (cm²)	2.8419	3.4442	5.7378	

	A_{vLT} (cm ²)	0	0	0	
	$A_{total/nappe/ml}$ (cm ²)	0	0	0	
	$A_{min/nappe/ml}$ (cm ²)	6.5625	6.5625	6.5625	
	A_{sv} adopté (cm ²)	6.78	6.78	6.78	
	Choix des barres/nappe	6HA12	6HA12	6HA12	
	S_t (cm)	10	10	10	
		20	20	20	
Ferrailage des armatures horizontales	A_H	2.75	2.75	2.75	
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12	
	A_H adoptée (cm ²)	4.52	4.52	4.52	
	S_t (cm)	25	25	25	
	AT	4HA8	4HA8	4HA8	
	S_t (cm)	25	25	25	
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5$ (MPa)	τ_b (MPa)	0.3632	0.4403	0.7334
	$\bar{\tau}_u=2.5$ (MPa)	τ_u (MPa)	0.2594	0.3144	0.5238
	$\bar{\sigma}_b=15$ MPa	σ_b (MPa)	3.676	2.612	1.680

Tableau VI.3. 7: Ferrailage Trumeau 2.

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.10	1.10	1.10
	e (m)	0.25	0.25	0.25
	B (m)	0.275	0.275	0.275
	I (m ⁴)	0.814	0.814	0.814
Sollicitation de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	-	-	-725.2695
		2975.0877	1938.2631	
	σ_{min} [KN/m ²]	-	-	-900.3304
		3153.7850	2099.5550	
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC
	V (kN)	64.27	77.61	93.91

	Lc(m)	1.10	1.10	1.10	
	Lt(m)	0	0	0	
	Ns	0	0	0	
	Asv (cm²)	0	0	0	
	Avj (cm²)	2.84413	3.43446	4.15578	
	AvjLT (cm²)	0	0	0	
	Atotal/nappe/ml (cm²)	0	0	0	
	Amin/nappe/ml (cm²)	6.5625	6.5625	6.5625	
	Asv adopté (cm²)	6.78	6.78	6.78	
	Choix des barres/nappe	6HA12	6HA12	6HA12	
	St (cm)	10	10	10	
		20	20	20	
Ferrailage des armatures horizontales	AH	2.75	2.75	2.75	
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12	
	AH adoptée (cm²)	4.52	4.52	4.52	
	St (cm)	25	25	25	
	AT	4HA8	4HA8	4HA8	
	St (cm)	25	25	25	
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b=5(\text{MPa})$	$\tau_b(\text{MPa})$	0.3635	0.4390	0.5312
	$\bar{\tau}_u=2.5(\text{MPa})$	$\tau_u(\text{MPa})$	0.2596	0.31357	0.3794
	$\bar{\sigma}_b=15 \text{ MPa}$	$\sigma_b(\text{MPa})$	3.506	2.616	1.656

VI.3.5 Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leurs extrémités et sont calculés en flexion simple, dans ce cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat

1) Contraintes limites de cisaillement

- D'après *RPA99modifiées 2003, article A.7.7.2.*

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré ;

b : Epaisseur du voile ;

d : Hauteur utile ($d= 0.9 h$) ;

h : Hauteur totale de la section brute

VI.3.6 Ferrailage des linteaux :

a) Si $\tau_b \leq 0.06f_{c28}$

Les linteaux sont sollicités en flexion simple et seront ferrailés avec :

Des armateurs longitudinaux de flexion (AL)

Des armateurs transversaux dus à l'effort tranchant (AT)

Des armateurs en partie courant (de peau) (AC)

- **Armateurs longitudinaux (AL)**

$$AL = \frac{M}{Zf_e}$$

Avec :

$$Z = h - 2d'$$

h : hauteur totale des linteaux

d' : l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant $\bar{V} = 1.4V_u$

- **Armateurs transversaux (AT)**

1- Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$S \leq \frac{A_T f_e z}{\bar{V}}$$

Avec

S_t : espacement des armatures transversales

A_t : section d'armatures transversale

L : la portée du linteau

2- Linteaux courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$)

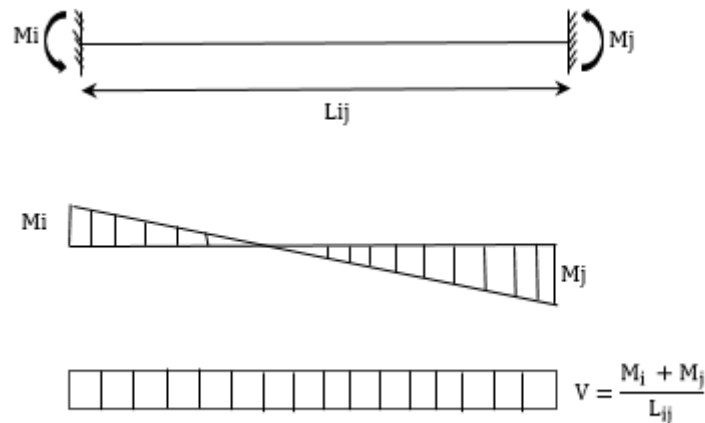
$$S \leq \frac{A_T f_e l}{v + A_T f_e}$$

Avec

$$V = \min(V_1, V_2) \begin{cases} \rightarrow V_1 = 2V_0 \text{ (calcul)} \\ \rightarrow V_2 = \frac{M_i + M_j}{L_{ij}} \end{cases}$$

M_i, M_j : Moments résistants ultimes des extrémités gauches et droites du linteau de portée l_{ij} sont calculés par

$$M = A_T f_e z$$



b) Si $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales **AD** à disposer obligatoirement (RPA2003/art7.7.3.2)

$$V_2 = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec

$$\text{tg } \alpha = \frac{h-2d'}{L}$$

V : effort tranchant de calcul (sans majoration)

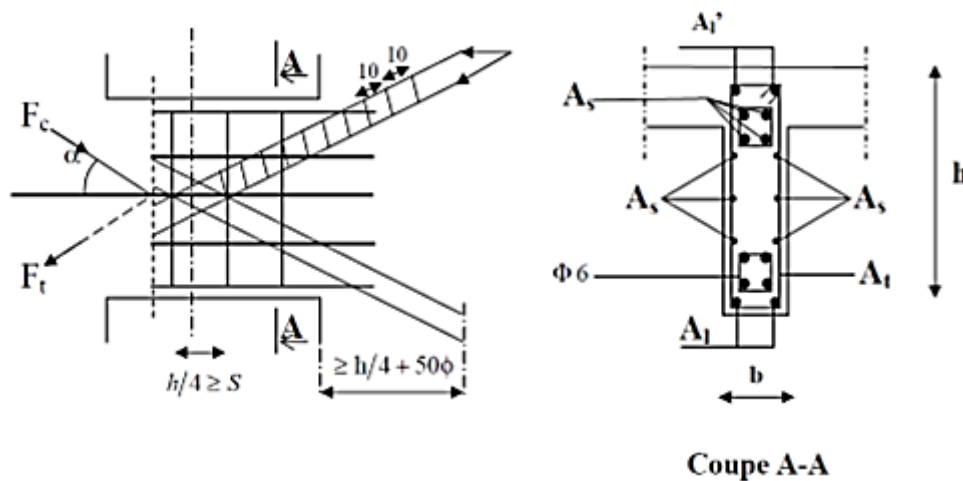


Figure VI.3. 2: Ferrailage des linteaux.

➤ **Ferrailage minimal :**

- **Armatures longitudinales**

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015bh$$

- **Armatures transversales**

$$\tau_b \leq 0.025f_{c28} \Rightarrow A_T \geq 0.0015bs$$

$$\tau_b > 0.025f_{c28} \Rightarrow A_T > 0.0025bs$$

- **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.002bh \text{ (Disposées en 2nappes)}$$

- **Armatures de diagonaux**

$$\tau_b \leq 0.06f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$$

$$\tau_b > 0.06f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0.0015bh$$

❖ **Calcul des Linteaux :**

	e (m)	L (m)	B (m)	I (m ⁴)	N (KN. m)	M (KN)	T (KN)
Linteau Sous-sol	0.25	0.86	0.215	0.013	-164.19	-39.051	38.87
Linteau étage	0.25	1.03	0.2575	0.023	-15.22	-103.829	170.04

- **calcul (linteau Sous-sol) :**
- **Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 38.87}{0.25 \times 0.9(0.86) * 1000} = 0.281MPa$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}=0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = 0.281MPa \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$$

- **Ferraillage des linteaux :**

$$\tau_b = 0.281MPa \leq 0.06f_{c28} = 1.5MPa$$

- **Armatures longitudinaux (AL)**

$$AL = \frac{M}{Zf_e} = \frac{39.051 \times 10}{0.8 \times 400} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$Z = h - 2d' = 0.8m$$

$$A_{\min} (AL, AL') \geq 0.0015bh = 0.0015 \times 25 \times 86 = 3.225 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm² avec S_t = 15 cm

- **Armatures transversaux (AT)**

Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$A_T = \frac{Sx\bar{V}}{f_e \times z} \Rightarrow A_T = \frac{15 \times 1.4 \times 38.87}{400 \times 0.8 \times 10} = 0.255 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimal**

$$\tau_b \leq 0.025f_{c28} \Rightarrow A_T \geq 0.0015bs$$

$$\tau_b = 0.281MPa \leq 0.025 \times 25 = 0.625 MPa$$

$$St \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_T \geq 0.0015bs$$

$$A_T \geq 0.0015 \times 25 \times 15 \Rightarrow A_T \geq 0.5625 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA10 = 1.57 cm²

- **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.002bh$$

$$A_c \geq 0.002 \times 25 \times 86$$

$$A_c \geq 4.3 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm² (Disposées en 2nappes)

- **Armatures diagonales**

$$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$$

$$\tau_b = 0.281 \text{ MPa} \leq 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad A_D = 0$$

▪ **calcul (linteau étage) :**

Contrainte limite de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 170.04}{0.25 \times 0.9(1.03) \times 1000} = 1.027 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.027 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ **Ferraillage des linteaux :**

$$\tau_b = 1.027 \text{ MPa} \leq 0.06f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

- **Armatures longitudinaux (AL)**

$$AL = \frac{M}{z f_e} = \frac{103.829 \times 10}{0.93 \times 400} = 2.791 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$Z = h - 2d' = 0.93 \text{ m}$$

$$A_{\min}(AL, AL') \geq 0.0015bh = 0.0015 \times 25 \times 103 = 3.8625 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm² avec S_t = 15 cm

- **Armatures transversaux (AT)**

1- Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$A_T = \frac{Sx\bar{V}}{f_e \times z} \Rightarrow A_T = \frac{15 \times 1.4 \times 170.04}{400 \times 0.93 \times 10} = 0.960 \text{ cm}^2$$

Armatures minimal

$$\tau_b \leq 0.025f_{c28} \Rightarrow A_T \geq 0.0015bs$$

$$\tau_b = 1.027 \text{ MPa} > 0.025 \times 25 = 0.625 \text{ MPa}$$

$$St \leq \frac{h}{4} = \frac{103}{4} = 25.75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_T > 0.0025bs$$

$$A_T > 0.0025 \times 25 \times 15 \quad \Rightarrow \quad A_T > 0.9375 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA10 = 1.57 cm²

- **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.002bh$$

$$A_c \geq 0.002 \times 25 \times 103$$

$$A_c \geq 5.15 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14 = 6.15 cm² (Disposées en 2nappes)

- **Armatures de diagonales**

$$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$$

$$\tau_b = 1.027 \text{ MPa} \leq 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_D = 0$$

Chapitre VII:
Mur plaque

VII .Mur plaque

VII.1 Introduction

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé

D'après RPA99version2003 l'article 10.1.2, l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de **30cm**. Et sa hauteur est de **3.06 m**

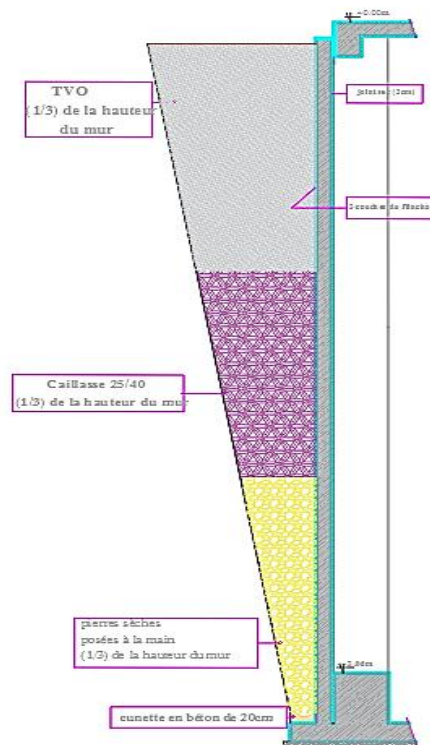


Figure VII. 1: Schéma du mur plaque (Vue en élévation).

VII.2 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont σ_H et σ_V tel que : $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terres au repos;

σ_H : Contraintes horizontale

σ_V : Contrainte verticale

φ : Angle de frottement interne.

VII.3 Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont les suivantes :

- Poids volumique du sol : $\gamma = 17\text{kN/m}^3$.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$.
- Cohésion : $C = 0$.
- Surcharge éventuelle : $q = 10\text{kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$
- $\beta = 0$: surfaces des terres horizontales.
- $\lambda = 0$: la paroi verticale.
- $\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussée (Rankine est applicable)

A. Calcul des sollicitations

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \Rightarrow K_0 = 0.43$$

$$\sigma_v = q + \gamma h ; 0 < h < 3.06$$

• ELU :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_h = 0.43 (1.35 \times 17 \times h + 1.5 \times 10) = 9.869 h + 6.45$$

$$h=0 \quad \sigma_h = 6.45 \text{ kN/m}^2$$

$$h=3.06\text{m} \quad \sigma_h = 36.65 \text{ kN/m}^2$$

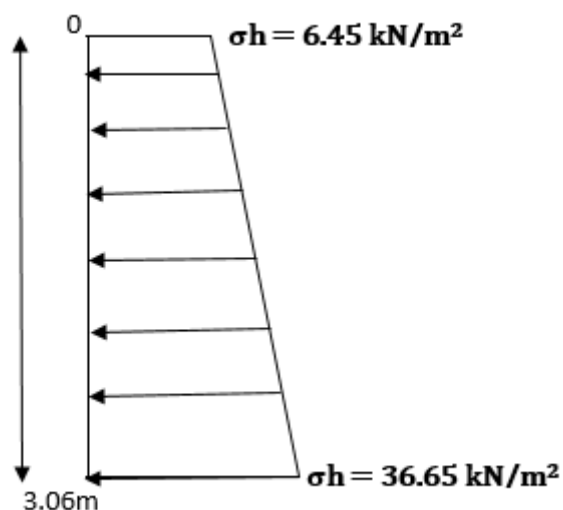


Figure VII. 2: Diagramme des contraintes à l'ELU

• ELS :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

$$0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$$

$$\sigma_{h1} = 0.43 (17 \times h + 10) = 7.31h + 4.3$$

$$h=0 \quad \sigma_h = 4.3 \text{ KN/m}^2$$

$$h=3.06\text{m} \quad \sigma_h = 26.67 \text{ KN/m}^2$$

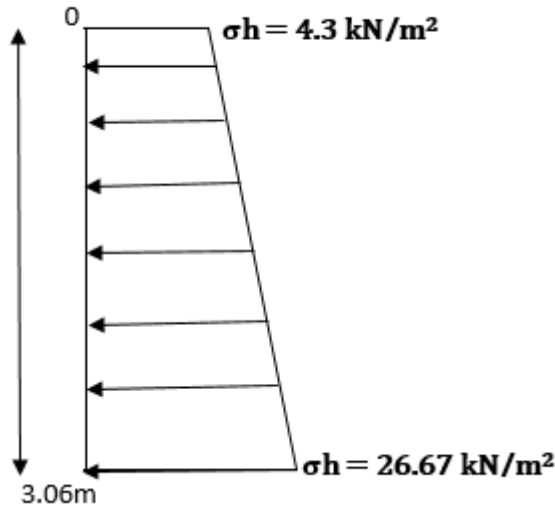


Figure VII. 3: Diagramme des contraintes à l'ELS.

B. Charges moyennes

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de **1 m** est :

ELU

$$q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 36.65 + 6.45}{4} \times 1\text{m} = 29.1\text{KN/ml}$$

ELS

$$q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 26.67 + 4.3}{4} \times 1\text{m} = 21.08\text{KN/ml}$$

VII.4 Ferrailage du mur plaque

A. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait pour une bande de 1mètre (b=1m = 100cm)

La détermination des moments de flexion se fera à l'aide du logiciel **ETABS**

Sens X-X

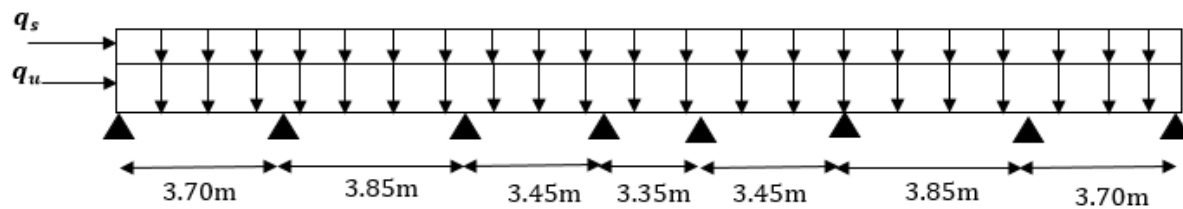


Figure VII. 4: Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X.

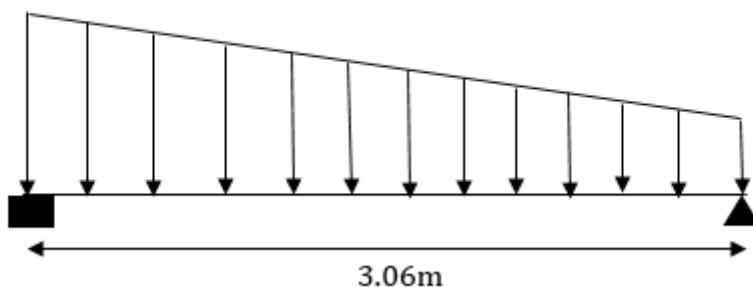


Figure VII. 5: Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y.

➤ Diagrammes des efforts :

• ELU :

- Sens X-X :

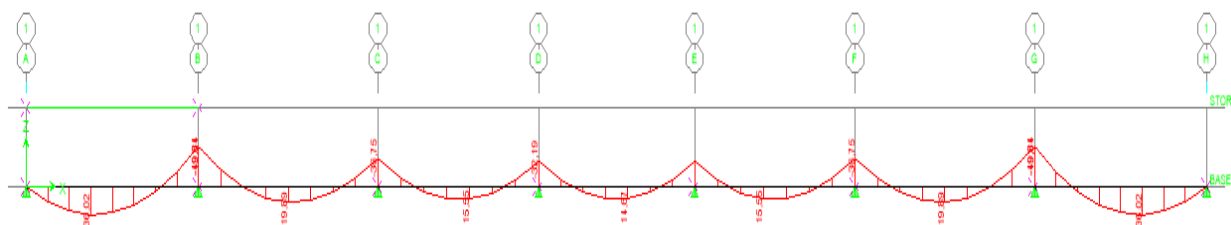


Figure VII. 6: Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELU.

- Sens Y-Y

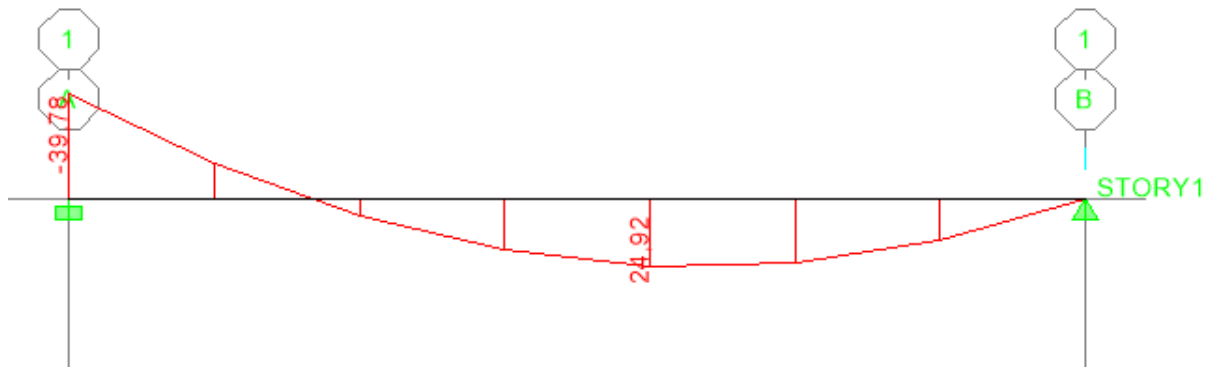


Figure VII. 7: Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELU.

- ELS

- Sens X-X

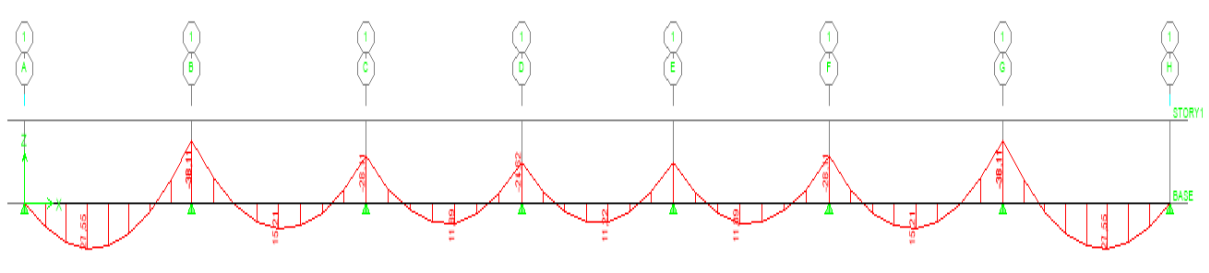


Figure VII. 8: Schéma statique du mur plaque dans le sens X-X à l'ELS.

- Sens Y-Y

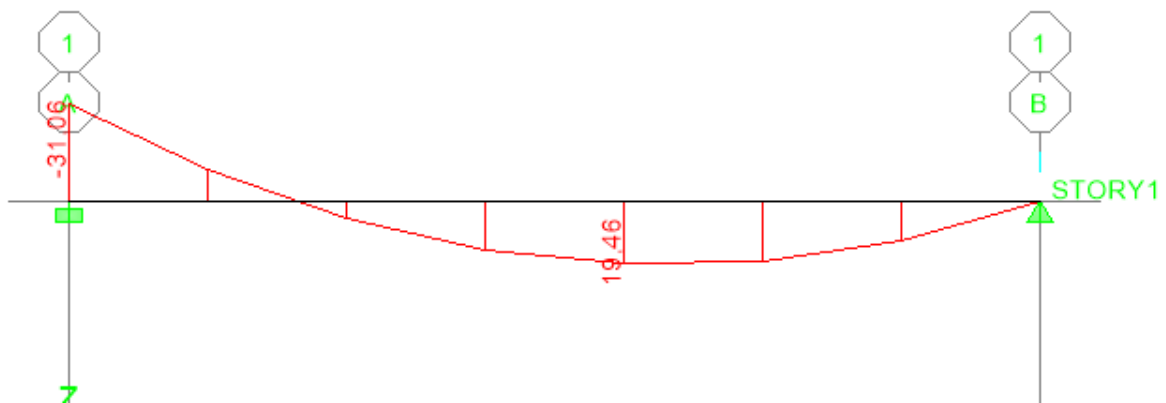
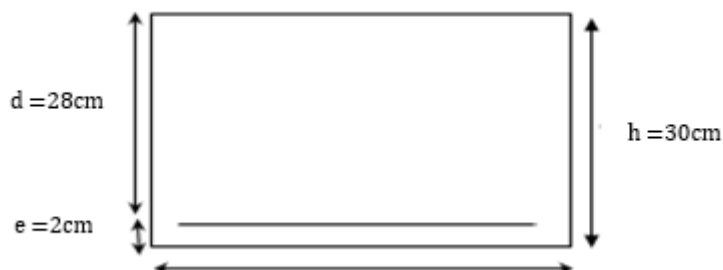


Figure VII. 9: Schéma statique du mur plaque dans le sens Y-Y à l'ELS.

VII.5 Ferrailage à l'ELU

Le ferrailage du mur plaque se fera en flexion simple pour une bande de largeur $b = 1$ m et d'épaisseur $e_p = 30$ cm, en considérant les moments max au niveau des appuis et en travée.



- Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

On a :

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tableau VII. 1: Ferrailage du mur.

sens	zone	M_u KN.m	μ_u	Section	β	A_{min} (cm^2)	A (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)
X-X	Appuis	53.49	0.052	SSA	0.973	3	5.64	6HA12+3HA12=10.17	16
	Travée	38.66	0.034	SSA	0.983	3	4.04	6HA12=6.78	16
Y-Y	Appuis	39.78	0.036	SSA	0.982	3	4.16	6HA12=6.78	16
	Travée	24.92	0.024	SSA	0.988	3	2.59	6HA12=6.78	16

- **Recommandation du RPA**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

$$(b=1m=100cm ; h : \text{épaisseur} = 30cm)$$

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 30 = 3cm^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m2 de HA8.

VII.6 Vérifications a l'ELU

A. Condition de non-fragilité (BAEL91 modifié 99, article. A.4.2)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_{adoptée}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 3.381\text{cm}^2$$

Tableau VII. 2: Vérifications de la condition de non fragilité.

sens	Zone	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Observation
X-X	Appuis	3.381	10.17	condition vérifiée
	Travée	3.381	6.78	condition vérifiée
Y-Y	Appuis	3.381	6.78	condition vérifiée
	Travée	3.381	6.78	condition vérifiée

B. Espacement des barres

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

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

Sens X-X :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Sens Y-Y :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

C. Longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

Pour les HA12 : $L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm} \Rightarrow L_S = \mathbf{45\text{cm}}$.

Pour l’ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** » pour les barres à haute adhérence selon le (BAEL91 modifié 99, article A.6.1, 21).

Pour Ø12 $\Rightarrow L_a = 18\text{cm}$

VII.7 Vérifications à l’ELS :

A. Etat limite d’ouverture des fissures

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

❖ **Dans les aciers**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Avec :

f_e : désigne la limite d’élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa ;

f_{tj} : la résistance caractéristique a la traction du béton, exprimée en MPa ;

η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut **1** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et **1.6** pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à **6mm** pour lesquels nous prendrons **1.3**.

D’où :

$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min(266.667 ; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63\text{MPa}}$.

❖ **Dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15\text{MPa}}$

On ‘a

$$\sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII. 3: Vérification des contraintes à l'ELS.

sens	zone	A _s	M _s	ρ	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observation
X-X	Appuis	10.17	41.77	0.364	0.906	38.19	161.91	201.63	4.239	15	CV
	Travée	6.78	30.19	0.245	0.921	48.29	172.67	201.63	3.576	15	CV
Y-Y	Appuis	6.78	31.06	0.245	0.921	48.29	177.65	201.63	3.679	15	CV
	Travée	6.78	19.46	0.245	0.921	48.29	111.30	201.63	2.305	15	CV

B. Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right\rangle$$

Avec :

- **h = 30 cm** : hauteur totale,
- **L** : portée entre nus d'appuis,
- **M_t** : moment maximum en travée,
- **M₀** : valeur maximum du moment isostatique,
- **A** : section des armatures,
- **b** : longueur de la section,
- **d** : hauteur utile de la section droite

$$q_s = 21.08 \text{KN/ml}$$

$$M_{0x} = q_s \frac{L^2}{8} = 21.08 \times \frac{3.85^2}{8} = 39.06 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 39.06 = 29.30 \text{KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{385} = 0.0779 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{10.17}{385 \times 28} = 0.00094 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{385} = 0.0779 \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{29.30}{10 \times 39.06} = 0.075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VIII:
Infrastructure

VIII. Infrastructure**VIII.1 INTRODUCTION :**

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de la superstructure vers le sol.

Pour le calcul de la fondation il est nécessaire de connaître les charges apportée par la superstructure (Un effort normal ; Un effort tranchant ; Un moment) d'une part,

Et de l'étude géotechnique et géologique (classification du site, capacité portante du sol, tassement, l'agressivité du sol) d'autre part.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

VIII.2 Fondations :**• Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles en béton armé rigidifiées par des longrines ;
- Les semelles filantes ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

• Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

• Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;

- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- stabilité de l’ouvrage ;
- assuré l’équilibre statique (pas de glissement, de basculement ou d’enfoncement de la fondation) ;
- économie ;

VIII.3 Etude géotechnique du sol :

N’ayant pas le rapport géotechnique à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise.

- Une contrainte admissible du sol de 2.5 bars.
- Site meuble.

VIII.4 Dimensionnement des semelles filantes :

- **Semelle filante sous voile :**

Pour calculer la largeur de la semelle, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous:

- Sens transversale (y-y) :

Tableau VIII. 4.1: Surface semelles filantes sous les voiles (sens transversale).

voile	L (m)	B _{sol} (KN.m ²)	N _{ser} (KN)	B (m)	S (m ²)
VT1	4.82	250	3264.73	2.709319502	13.05892
VT2	4.82	250	3089.68	2.564049793	12.35872
VT3	4.82	250	4091.65	3.395560166	16.3666
VT4	4.82	180	3402.92	2.824	13.61168
VT5	4.82	180	3406.36	2.826854772	13.62544

VT6	4.82	180	4106.5	3.407883817	16.426
VT7	4.82	180	3264.35	2.709004149	13.0574
VT8	4.82	180	3088.57	2.563128631	12.35428
Somme					Σ110.85904

- Sens longitudinale (x-x) :

Tableau VIII. 4.2.: Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).

voile	L (m)	B _{sol} (KN.m ²)	N _{ser} (KN)	B (m)	S (m ²)
VL1	1.1	180	871.59	3.169418182	3.48636
VL1'	1.1	180	777.35	2.826727273	3.1094
VL2	3.45	180	777.55	0.901507246	3.1102
VL2'	3.45	180	869.52	1.00813913	3.47808
VL3	3.45	180	2502.35	2.901275362	10.0094
VL4	3.45	180	2501.78	2.900614493	10.00712
VL5	3.45	180	2223.39	2.577843478	8.89356
VL6	3.45	180	2221.36	2.575489855	8.88544
VL7	1.1	180	938.84	3.413963636	3.75536
VL7'	1.1	180	1007.37	3.663163636	4.02948
VL8	1.1	180	1018.34	3.703054545	4.07336
VL8'	1.1	180	944.11	3.433127273	3.77644
Somme					Σ66.6142

La surface totale des semelles filantes sous les voiles est notée S_v :

$$S_v = S_{vl} + S_{vt} = 153.97 + 92.519 = 177.47324 \text{ m}^2.$$

- **Semelle filante sous poteaux :**

Hypothèse de calcul :

Une semelle est 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

Étape de calcul :

1. Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$.
2. Déterminer la cordonner de la résultante R

$$e = \frac{\sum N_i \times e + \sum M_i}{R}$$

3. comparer la valeur trouvée à : $\frac{L}{6}$

Si $e \leq \frac{L}{6}$ Répartition trapézoïdale.

Si $e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire :

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

4. Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{R(1 + \frac{3e}{L})}{L \times \sigma_{sol}}$

5. Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} < h_d < \frac{L}{6}$.

➤ Le calcul se fera pour le portique le plus solliciter : (fille 02)

Tableau VIII. 4.3: Résultante des charges sous poteaux.

poteaux	N_{sr}	e_i	$N_{sr} \times e_i$	M_i
Poteau 1	1062.58	7.6	8075.608	-6.201
Poteau 2	626.495	3.23	2023.57885	3.393
Poteau 3	556.99	-3.23	-1799.0777	-3.216
Poteau 4	1065.26	-7.6	-8095.976	3.991
Σ somme	3311.325	0	204.13315	-2.033

$$e = \frac{\sum N_i \times e + \sum M_i}{R} = e = \frac{204.13 + (-2.033)}{3311.325} = 0.06 \text{ m.}$$

$$0.06 \text{ m} \leq \frac{15.2}{6} = 2.53 \text{ m} \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{3311.325}{15.2} \left(1 + \frac{6 \times 0.06}{15.2} \right) = 223,009 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{3311.325}{15.2} \left(1 - \frac{6 \times 0.06}{15.2} \right) = 212.69 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3311.325}{15.2} \left(1 + \frac{3 \times 0.06}{15.2}\right) = 215.27 \text{ KN/ml}$$

La largeur de la semelle est déterminée comme suit:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = B \geq \frac{215.27}{180} = 1.19 \quad B = 1.2 \text{ m}$$

Calcul de la surface de la semelle filante sous poteaux :

On aura donc : $S_p = (1.2 \times 25.85) = 31.02 \text{ m}^2$.

Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 3 \times 31.02 + 177.48 = 270.545 \text{ m}^2.$$

Avec : n : nombre de portique dans le sens considéré.

Surface totale du bâtiment :

$$S_{total} = L_x \times L_y = 25.85 \times 15.07 = 389.56 \text{ m}^2.$$

Pourcentage de la surface des semelles : $\frac{270.545 \times 100}{389.56} = 70\% > 50\%$.

Conclusion :

Étant donné que la surface des semelles est supérieure à 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général.

VIII.5 Etude de radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

- Le radier en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent des tassements éventuels.

1) Dimensionnement :

- **La condition d'épaisseur minimale :**

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

($h_n \geq 25$ cm).

- **Condition de la longueur élastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le

radier est rigide s'il vérifie : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$.

Ce qui nous conduit à : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déformée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$ MPa.

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \cdot 6.46\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.866}} = 1.46$ m. **$h_n = 150$ m.**

$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$ $60 \text{ cm} \leq b_n \leq 105 \text{ cm}$ **$b_n = 60$ cm**

- **La condition forfaitaire :**

➤ **La dalle :**

- **Sous poteau**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ $h_d \geq \frac{646}{20} = 32.3$ cm \Rightarrow **$h_d = 35$ cm.**

- **Sous voile**

$\frac{L_{max}}{8} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{5}$ $\frac{646}{8} \leq h_d \leq \frac{646}{5}$ **$80 \leq h_d \leq 129.2$ $h_d = 80$ cm.**

➤ **La nervure :**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \quad h_n \geq \frac{646}{10} = 64.6 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 100 \text{ cm.}$$

$$0.4 \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 50 \text{ cm.}$$

➤ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40} \quad \frac{646}{50} \leq h \leq \frac{646}{40} \quad 12.92 \text{ cm} \leq h \leq 16.15 \text{ cm} \quad h_d = 12 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 150 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 60 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle: $h_d = 50 \text{ cm}$
- Dalle flottante : $h_d = 15 \text{ cm}$.

2) Calcul des charges nécessaires au radier :

- Le poids de la structure :
- Charge permanente : $G_t = 44168.22 \text{ KN.00}$
- Charge d'exploitation : $Q_t = 8860.15 \text{ KN}$.

- Combinaison d'action

$$\text{ELU : } N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 44168.22 + 1.5 \times 8860.15 = 72917.322 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS : } N_S = G + Q = 44168.22 + 8860.15 = 53028.37 \text{ KN}$$

- **Détermination de la surface du radier**

- Etat Limite Ultime :

$$S_{rad}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{72917.32}{1.33 \times 250} = 219.30 \text{ m}^2.$$

- Etat Limite de Service :

$$S_{rad}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{53028.37}{250} = 212.113 \text{ m}^2.$$

$$S_{radier} = \text{Max}(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 219.30 \text{ m}^2.$$

$$S_{bat} = 389.56 \text{ m}^2 > S_{radier} = 219.3 \text{ m}^2.$$

- **Remarque :**

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{150}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 75 \text{ cm}.$$

Soit un débord de : $L_{deb} = 80 \text{ cm}$.

Donc :

$$\text{Une surface totale du radier : } S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débort} \quad S_{radier} = 472.325 \text{ m}^2.$$

3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

- **Charges permanentes :**

- Poids du radier :

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle :

$$\text{Poids de la dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_D = 472.325 \times 0.5 \times 25 = 5904.0625 \text{ KN}.$$

- Poids des nervures :

Poids des nervures :

$$P_n = 0.6 \times 1 \times (25.85 \times 7 + 15.7 \times 3) \times 25 = 4420.75 \text{ kN}$$

- Poids du Tvo :

$$P_{TVO} = (472.325 - 228.05 \times 0.6) \times 1 \times 17 = 5703.415 \text{ KN}$$

Avec : Poids volumique du TVO : $\rho_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3$

- Poids de mur plaque :

$$G_{mur} = 2295 \text{ kn} .$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{df} = S_{radier} \times ep \times \rho_b$$

$$P_{df} = 472.325 \times 0.15 \times 25 = 1771.218 \text{ KN}.$$

$$G_{radier} = P_d + P_n + P_{TVO} + P_{df}$$

$$G_{radier} = 16799.40 \text{ KN}.$$

• **Surcharge du bâtiment et du radier :**

$$G_{batiment} = 44168.22 \text{ KN}$$

$$G_{radier} = 16799.4 \text{ KN}$$

$$Q_{batiment} = 8860.15 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = 5 \times 472.325 = 2361.625 \text{ KN}.$$

➤ **Poids total de la structure**

$$G_T = G_{batiment} + G_{radier} = 44168.22 + 16799.4 = 60967.62 \text{ KN}.$$

$$Q_T = Q_{batiment} + Q_{radier} = 8860.15 + 2361.625 = 11221.775 \text{ KN}.$$

- **Combinaison d'actions**

$$\text{ELU} : N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 60967.62 + 1.5 \times 11221.775$$

$$N_U = 99138.9495 \text{ KN}.$$

$$\text{ELS} : N_S = G + Q = 60967.62 + 11221.775$$

$$N_S = 72189.395 \text{ KN} .$$

$$S_{rad}^{ELU} = \frac{N_U}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{99138.94}{1.33 \times 250} = 298.16 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad}^{ELS} = \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{72189.395}{250} = 288.75 \text{ m}^2.$$

$$\text{Max} (S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = 298.16 \text{ m}^2.$$

$$S_{radier} = 472.325 \text{ m}^2 > S_{rad}^{ELU} 298.16 \text{ m}^2.$$

VIII.6 Vérifications :

• Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0.9 h = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u^{tot} \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2} \quad T_u^{max} = \frac{99138.9495 \times 1}{472.325} \times \frac{6.46}{2} = 677.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{677.96 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.5 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2.5 \text{ MPa}$$

• Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales ;
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré :

$$M = M_0 + T_0 h.$$

Avec :

M : Moment sismique à la base du bâtiment.

T : Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta$$

$$N_U = 99138.9495 \text{ KN.}$$

$$N_S = 72189.395 \text{ KN.}$$

Tableau VIII. 6.1: Calcul des moments.

sens	Mo	To	h	M	ϑ	L	I
XX	82509.998	3744.48	1.5	88126.718	13.225	26.45	9545.688
YY	86671.656	3838.6	1.5	92429.556	8.15	16.3	25135.260

$$I_{xx} = \frac{l_x \times l_y^3}{12} = \frac{26.45 \times 16.3^3}{12} = 25135.260 \text{ m}^4 ; I_{yy} = \frac{l_x \times l_y^3}{12} = \frac{16.3 \times 26.45^3}{12} = 9545.688 \text{ m}^4.$$

- Calcul des contraintes :

Sens longitudinal (xx):

➤ ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta = \frac{99138.9495}{472,325} + \frac{88126.718}{9545.688} 13.22 = 361.4$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I} \vartheta = \frac{99138.9495}{472,325} - \frac{88126.718}{9545.688} 13.22 = 117.3$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 339.54 + 117.3}{4} = 300.44 \leq \sigma_{sol} = 332.5$$

Condition vérifiée.

➤ ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta = \frac{72189.395}{472.325} + \frac{88126.718}{9545.688} 13.22 = 296.41$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I} \vartheta = \frac{72189.395}{472.325} - \frac{88126.718}{9545.688} 13.22 = 52.22$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 296.41 + 52.22}{4} = 235.37 \leq \sigma_{sol} = 250$$

Condition vérifiée.

Sens transversale (y-y) :

➤ ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta = \frac{99138.9495}{472.325} + \frac{86671.656}{25135.26032} 8.15 = 247.46$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I} \vartheta = \frac{99138.9495}{472.325} - \frac{86671.656}{25135.26} 8.15 = 187.528$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 247.46 + 187.528}{4} = 232.477 \leq \sigma_{sol} = 332.5$$

Condition vérifiée.

➤ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \vartheta = \frac{74849.321}{472.325} + \frac{86671.656}{2535.26032} 8.15 = 204.29$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I} \vartheta = \frac{74849.321}{472.325} - \frac{86671.656}{25135.26032} 8.15 = 144.35$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 188.43 + 144.35}{4} = 189.3 \leq \sigma_{sol} = 250 .$$

Condition vérifiée

- Sens longitudinal (xx):

Tableau VIII. 6.2: Résultat des contraintes sens (x-x).

Combinaison	σ_1	σ_2	σ_m	vérification	Observation
ELU	361.4	117.3	300.44	332.5	Condition vérifiée
ELS	296.41	52.22	235.37	250	Condition vérifiée

- Sens transversale (y-y) :

Tableau VIII. 6.3: Résultat des contraintes sens (y-y).

Combinaison	σ_1	σ_2	σ_m	vérification	Observation
ELU	269.37	209.43	254.38	332.5	Condition vérifiée
ELS	204.29	144.35	189.30	250	Condition vérifiée

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M}{N} < \frac{L}{4}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{86671.656}{72189.395} = 1.2\text{m} < \frac{25.85}{4} = 6.45\text{m}.$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{92429.556}{72189.395} = 1.28\text{m} < \frac{15.7}{4} = 3.925\text{m}.$$

VIII.7 Ferrailage du radier :

Après avoir vérifié la répartition des contraintes sous le radier, on définit la méthode de calcul.

Dans notre cas on admet la méthode du plancher renverser.

Hypothèses de calcul :

- Répartition uniforme avec concentration des charges aux voisinage des poteaux et voiles.
- La pression sous le radier est prise égale à : $q = \sigma_m - \frac{N}{S}$
- Le radier est divisé en plusieurs panneaux selon la position des poteaux et les voiles.
- Chaque panneau est considère comme une dalle appuyée sur quatre cotée.

1) Ferrailage de la dalle du radier :

➤ ELU

$$q_u^m = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 300.44 - \frac{1799.4}{472.325} = 296.63 \text{ KN/m.}$$

➤ ELS

$$q_s^m = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 235.37 - \frac{1799.4}{472.325} = 231.86 \text{ KN/m.}$$

- Pour déterminer les efforts on utilise logiciel ETABS :

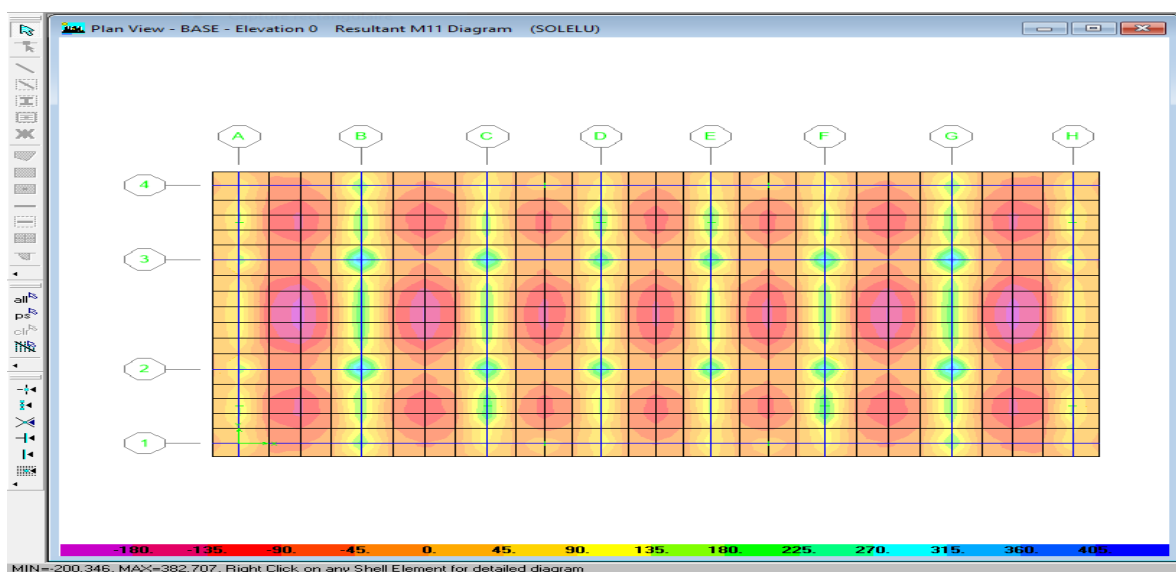


Figure VIII. 7.1: Moment fléchissant à l'ELU.

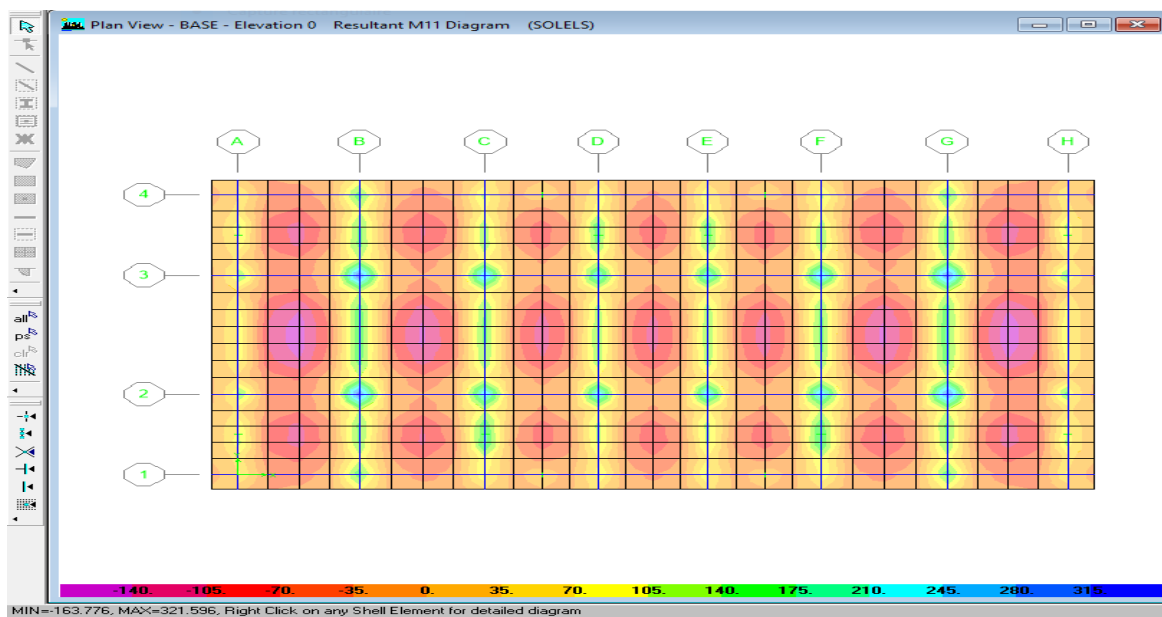


Figure VIII. 7.2: Moments fléchissant à ELS.

⇒ Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

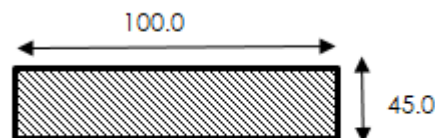
Tableau VIII. 7.1: Les moments en travée et les moments en appuis.

	Combinaison	Sens x-x	Sens y-y
Moments travée (KN.m)	ELU	$M_t = 200.346$	$M_t = 420$
	ELS	$M_t = 163.776$	$M_t = 400$
Moments Appuis (KN.m)	ELU	$M_a = 315$	$M_a = 292.093$
	ELS	$M_a = 280$	$M_a = 245.786$

• Ferrailage à l'ELU :

Sens longitudinal (x-x)

➤ Aux appuis



$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{315 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.109$$

$$\mu = 0.109 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.937 \quad A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{315 \times 10^3}{0.937 \times 45 \times 348} = 21.46 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 (filante) + 7HA14 (chapeau) = 24.77 cm²/ml espacement 7.5 cm.

➤ **En travées**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{200.346 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_l = 0.969 \Rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.969 \quad A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{200.346 \times 10^3}{0.969 \times 45 \times 348} = 13.2 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 = 14.07 cm²/ml. Espacement 15 cm.

Sens transversal (y-y)

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{420 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.14$$

$$\mu = 0.14 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.924 \quad A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{420 \times 10^3}{0.924 \times 45 \times 348} = 29.04 \text{ cm}^2.$$

Soit : 8HA16 (filante) + 8HA14 (chapeau) = 32.18 cm²/ml espacement 10 cm.

➤ **En travées**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{292.093 \times 10^3}{100 \times 45^2 \times 14.2} = 0.102$$

$$\mu = 0.102 < \mu_l = 0.930 \Rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.946 \quad A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{292.093 \times 10^3}{0.946 \times 45 \times 348} = 19.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA16 (filante) + 8HA14 (chapeau) = 28.4 cm² espacement 10 cm.

Tableau VIII. 7.2: ferrailage du radier.

Sens	Zone	M (KNm)	μ	β	A_{cal} (cm ²)	Ferrailage	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Longitudinale x-x	Aux appuis	315	0.109	0.937	21.46	7HA16 filante + 7HA14 chapeau	24.77	7.5
	En travée	200.34 6	0.06	0.969	13.2	7HA16	14.07	15
transversale y-y	Aux appuis	420	0.07	0.964	29.04	8HA14filante+ 8HA14 chapeau	32.18	10
	En travée	292.09 3	0.13	0.930	26.27	8HA14filante+ 8HA14 chapeau	28.	10

- **Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels ($h = 25$ cm) désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

Sens y-y:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} < 45\text{cm}$$

(BAEL91, article A 8.2, 42).

➤ **Vérification à l'ELU :**• **Vérification de la condition de non fragilité :**

(BAEL 91 modifiée 99, article B.4.2.1)

 ω_0 : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

- Sens (x-x)

$$w_x \geq w_0 \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{avec : } w_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^x \geq \frac{b \times h \times w_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 50 \times 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.59}{2} \right) = 4.82 \text{ cm}^2$$

- Sens (y-y)

$$w_y \geq w_0 \quad \text{avec : } w_y = \frac{A_{min}}{bh} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^y \geq bh w_0 = 100 \times 50 \times 0.0008 = 4 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

Aux appuis :

$$A_{ad}^x = 24.77 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 4.82 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$A_{ad}^y = 32.18 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 4 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.**En travées :**

$$A_{ad}^x = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 4.82 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$A_{ad}^y = 28.4 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 4 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.➤ **Vérification à l'ELS :**

On vérifie la condition suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VIII. 7.3: Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle.

sens	zone	A_s	M_s	ρ	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
X-X	Appuis	24.77	280	0.550	0.889	30.04	282.59	348	9.40	15	CV
	Travée	14.07	163.776	0.312	0.912	41.82	283.49	348	6.777	15	CV
Y-Y	Appuis	32.18	400	0.715	0.877	25.65	314.96	348	12.27	15	CV
	Travée	19.71	245.786	0.438	0.899	34.5	308.23	348	8.93	15	CV

2) Ferrailage des nervures :

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis. Les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour faciliter le calcul des nervures, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en déterminant la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur L_m) et le même effort tranchant (Largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \times L_m$$

$$q_t = q \times L_t$$

Avec :

q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant ;

q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants ;

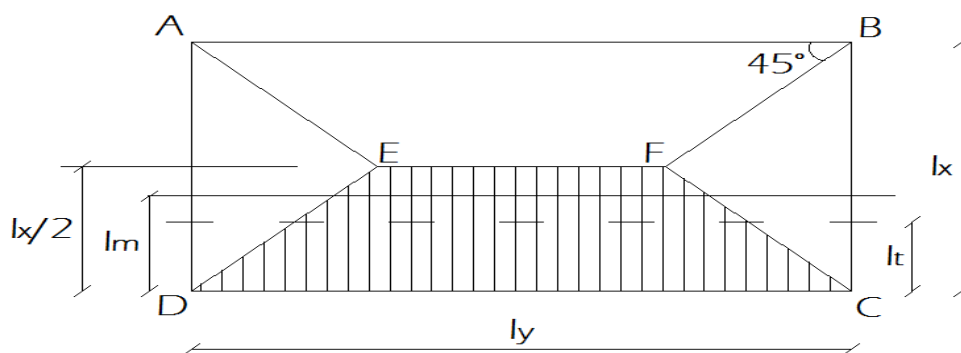
q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radie.

▪ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$L_x = 3,85 \text{ m} ; L_y = 6,46 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,85}{6,46} = 0,59$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.



▪ **Cas des charges trapézoïdales :**

- Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

- Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$

▪ **Cas des charges triangulaires :**

- Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

- Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.

▪ **Cas de chargement trapézoïdal :**

- Moment fléchissant : $L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$

- Effort tranchant: $L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$

$$L_m = 3,85 \left(0,5 - \frac{0,59^2}{6}\right) = 1,7 \text{ m}$$

$$L_t = 3,85 \left(0,5 - \frac{0,59}{4}\right) = 1,35 \text{ m}$$

▪ **Cas de chargement triangulaire :**

$$L_m = 0,333 L_x = 1,28 \text{ m}$$

$$L_t = 0,250 L_x = 0,962 \text{ m}$$

- Poutre 4.37 m

Combinaison	Moment travée	Moment aux appuis	Effort tranchants
ELU	624.128	1915.837	1244.96
ELS	521.859	1604.736	1037.8

b. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées suivant les deux sens,

On a: $b=60$ cm $d=147$ cm $f_{bc}=14,2$ MPa $\sigma_s=348$ MPa

- Sens longitudinal x-x:

$$M_a^{\max} = 658.65 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 773.88 \text{ KN.m}$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{658.65 \times 10^3}{60 \times 147^2 \times 14,2} = 0.036 ; \mu = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\beta = 0.982$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{658.65 \times 10^2}{0,982 \times 147 \times 34,8} = 13,11 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 (filante) + 4HA14 (chapeau) = 16.20 cm² avec un espacement de 10 cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{773.88 \times 10^3}{60 \times 147^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{773.88 \times 10^2}{0,935 \times 147 \times 34,8} = 16,17 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 (filante) + 4HA14 (chapeau) = 16.20cm² avec un espacement de 10 cm.

- **Sens transversal y-y:**

Poutre de 6.46 m

$$M_t^{\max} = 1809.548 \text{ KN.m} \quad M_a^{\max} = 1815.743 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1815.734 \times 10^3}{60 \times 145^2 \times 14,2} = 0,101 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{1815.734 \times 10^2}{0,946 \times 145 \times 34,8} = 38.03 \text{ cm}^2$$

Soit : 10 HA20 (filante) + 5HA16 (chapeau) = 41.46 cm² avec un espacement de 10 cm.

Aux travées:

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1809.548 \times 10^3}{60 \times 145^2 \times 14,2} = 0,10 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{1809.548 \times 10^2}{0,947 \times 145 \times 34,8} = 37,35 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA20 (filante) +5 HA20 (chapeau) + 5HA16(chapeau) = 41.46 cm² avec un espacement de 10 cm.

- Poutre de 4.37 m

$$M_t^{\max} = 624.128 \text{ KN.m} \quad M_a^{\max} = 1915.837 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1915.837 \times 10^3}{60 \times 145^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{1915.837 \times 10^2}{0,944 \times 145 \times 34,8} = 40.21 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA20 (filante) +5 HA20 (chapeau + 5HA16 chapeaux = 41.46 cm² avec un espacement de 10 cm.

Aux travées:

$$A_{ay} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{624.18 \times 10^2}{0,983 \times 145 \times 34,8} = 12.58 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{624.128 \times 10^3}{60 \times 145^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,983$$

Soit : 5HA16 filante + 4HA14 chapeaux = 16.2 cm² avec un espacement de 10 cm.

Tableau VIII. 7.6: Résultats du calcul des armatures des nervures.

sens	Zone	Mu (KN.m)	μ	β	Section	A_{cal} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Choix d'armature
X-X	Appuis	658.65	0.036	0.982	SSA	13.11	16.20	5HA16 (filante) +4HA14 (chapeau)
	Travée	773.88	0.042	0.979	SSA	16.17	16.20	5HA16 (filante) + 4HA14 (chapeau).
Y-Y L=6.46 m	Appuis	1815.743	0.101	0.946	SSA	38.03	41.46	5 HA20 (filante) +5 HA20 (chapeau +5HA16 (chapeau).
	Travée	1809.548	0.1	0.947	SSA	37.35	41.46	5 HA20 (filante) +5 HA20 (chapeau 5HA16 (chapeau).
Y-Y L=4.37 m	Appuis	1915.837	0.106	0.944	SSA	40.21	41.46	5 HA20 (filante) +5 HA20 (chapeau 5HA16 (chapeau).
	Travée	624.128	0.034	0.983	SSA	12.58	16.20	5HA16 (filante) +4HA14 (chapeau).

a) Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm. \text{ (BAEL 91 modifiée 99, article A.7.2.2)}$$

On prend 3 cadres de $\phi=8mm$.

b) Espacement des armatures

En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{75; 24\} = 24cm. \text{ Soit } S_t = 10cm.$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \quad \text{Soit } S_t=20cm.$$

c) Armatures transversales minimales (RPA 99/ version 2003, article 7.5.2.2) :

En zone nodale

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = \mathbf{1.8cm^2}.$$

En zone courante

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 60 = \mathbf{3.6 cm^2}.$$

a) Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3cm^2/ml$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 150 cm, la quantité d'armature de peau

Nécessaire est donc :

$$A_p = 4HA12 = 4.52cm.$$

(BAEL 91, article A.8.3).

❖ Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL91 modifiées 99, article. A.4.2.1) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 145 \times \frac{2.1}{400} = 10.50 \text{ cm}^2.$$

Sens x-x:

Aux appuis

$$A_a = 16.2 \text{ cm}^2 > A_{min} = 10.5 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

En travées

$$A_t = 16.20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 10.5 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Sens y-y :

Aux appuis

$$A_a = 41.46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 10.5 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

En travées

$$A_t = 41.46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 10.5 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Aux appuis

$$A_a = 41.46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 10.5 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

En travées

$$A_t = 16.20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 10.5 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens longitudinale (x-x) :

$$T_u^{max} = 1027.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1027.77 \times 10^3}{600 \times 1450} = 1.18 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal (y-y) :

$$T_u^{max} = 1578.04 KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1578.4 \times 10^3}{600 \times 1450} = 1.81 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$T_u^{max} = 1244.96 KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1244.96 \times 10^3}{600 \times 1450} = 1.43 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à L'ELS :

- **Etat limite de déformation (B.6.5.3/ BAEL91 modifié 99) :**

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \quad (\text{Si la portée est au plus égale à 5m})$$

$$f \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad (\text{si la portée est supérieure à 5 m})$$

f : Flèche maximale des poutres (Déduite du logiciel ETABS).

On prendra "L" la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions

Sens y-y :

$$L=6,45m \Rightarrow \bar{f} = 0,5 + \frac{645}{1000} = 1,145cm$$

$$f_{ETABS} = 1.125 \text{ cm} < \bar{f} = 1,145cm \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens x-x :

$$L=3,85m \Rightarrow \bar{f} = \frac{385}{500} = 0,77cm$$

$$f_{ETABS} = 0,214 \text{ cm} < \bar{f} = 0,77cm \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa \quad \text{Et} \quad \bar{\sigma}_{st} = 348MPa.$$

Tableau VIII. 7.7: Vérification des contraintes à ELS pour la nervure.

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Vérification
X-X	Appuis	16.2	553.2	0.186	0.930	56.43	253.23	348	4.48	15	condition vérifiée
	Travée	16.2	645.511	0.186	0.930	56.43	295.48	348	5.23	15	condition vérifiée
y-y L =6.46 m	Appuis	41.46	1520.86 8	0.476	0.896	33.08	282.34	348	8.53	15	condition vérifiée
	Travée	41.46	1510.24 4	0.476	0.896	33.08	280.37	348	8.47	15	condition vérifiée
y-y L =4.37 m	Appuis	41.46	1604.83 7	0.475	0.896	33.08	297.93	348	9.00	15	condition vérifiée
	Travée	16.2	521.859	0.186	0.930	56.43	238.88	348	4.48	15	condition vérifiée

CONCLUSION

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur en Algérie. Ainsi nous avons pu mettre en évidence certaines méthodes et principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

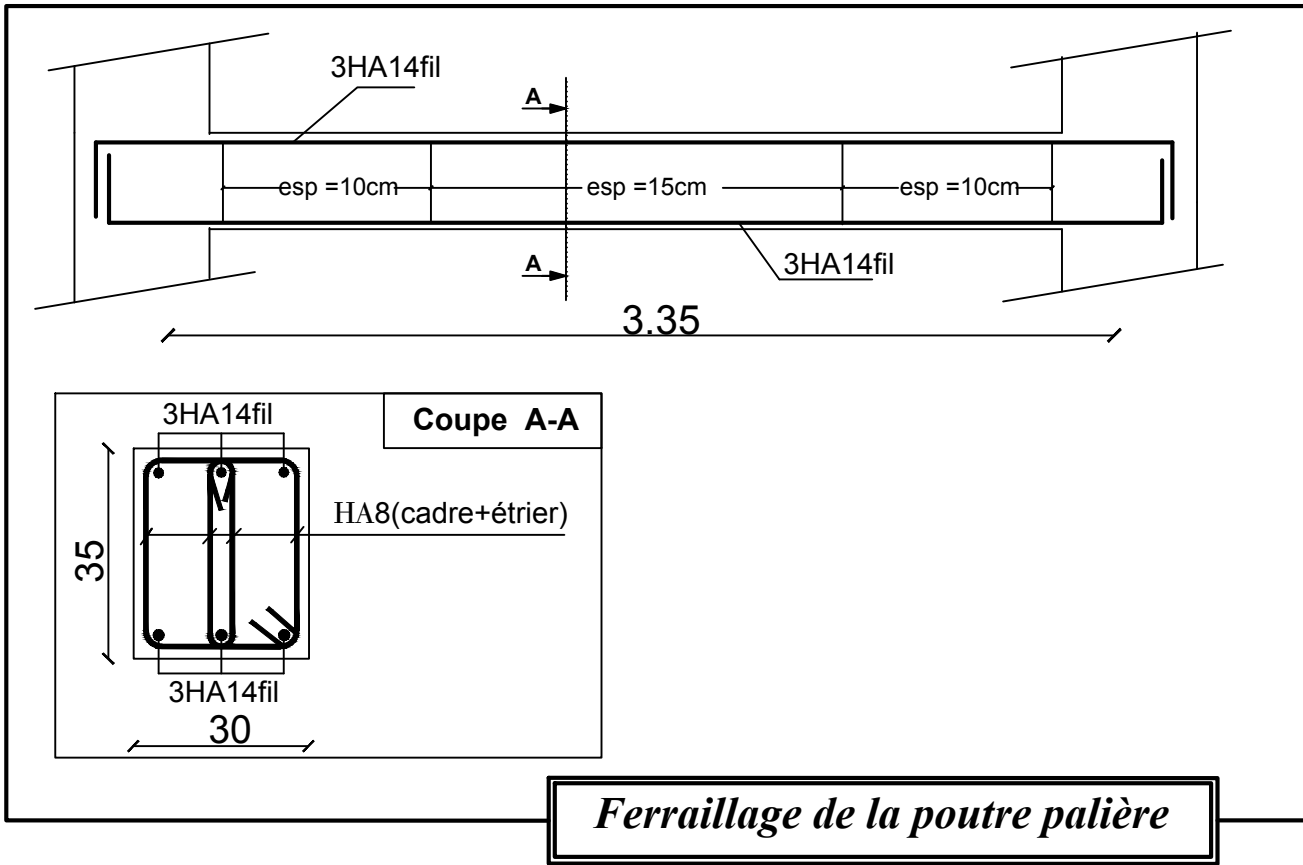
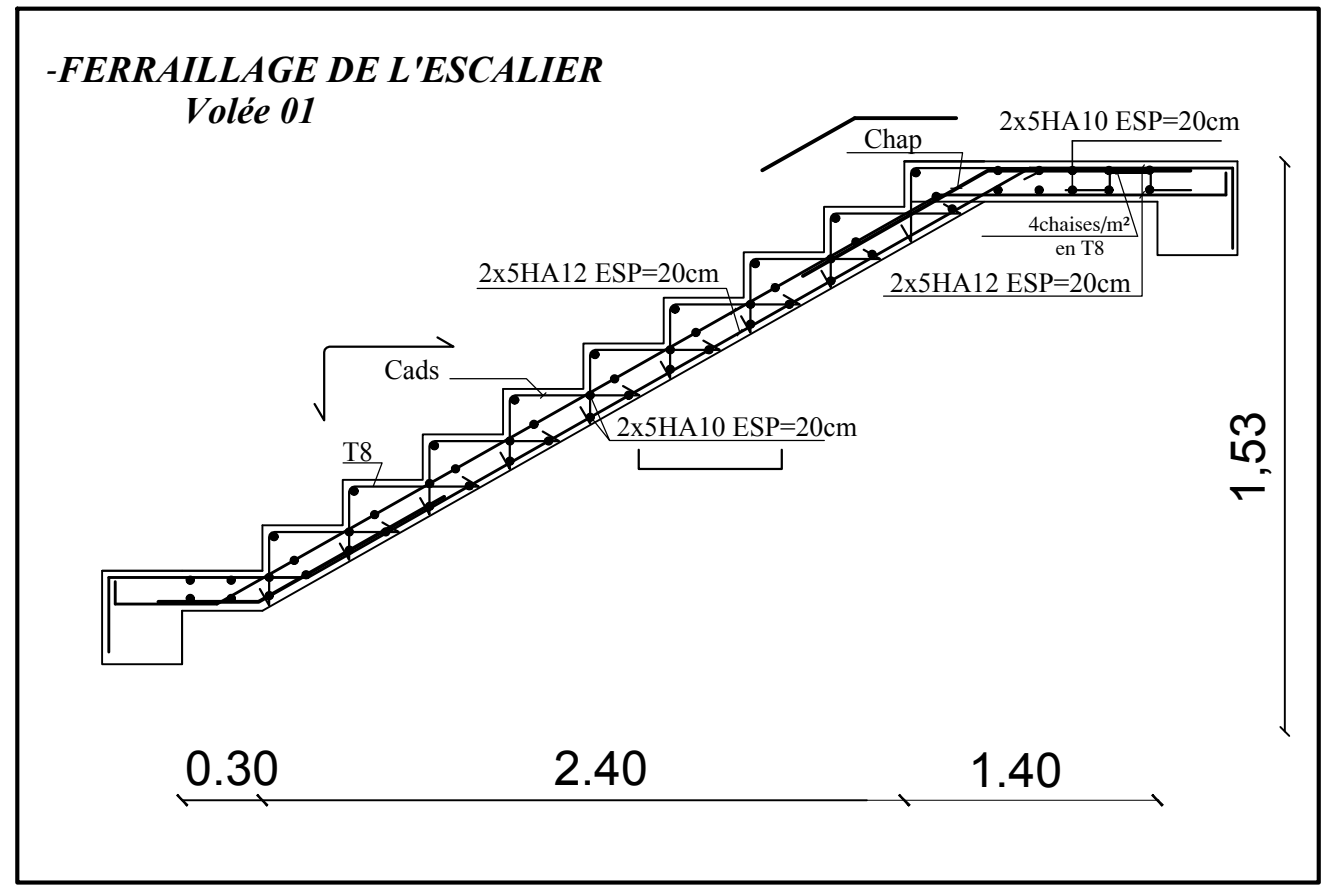
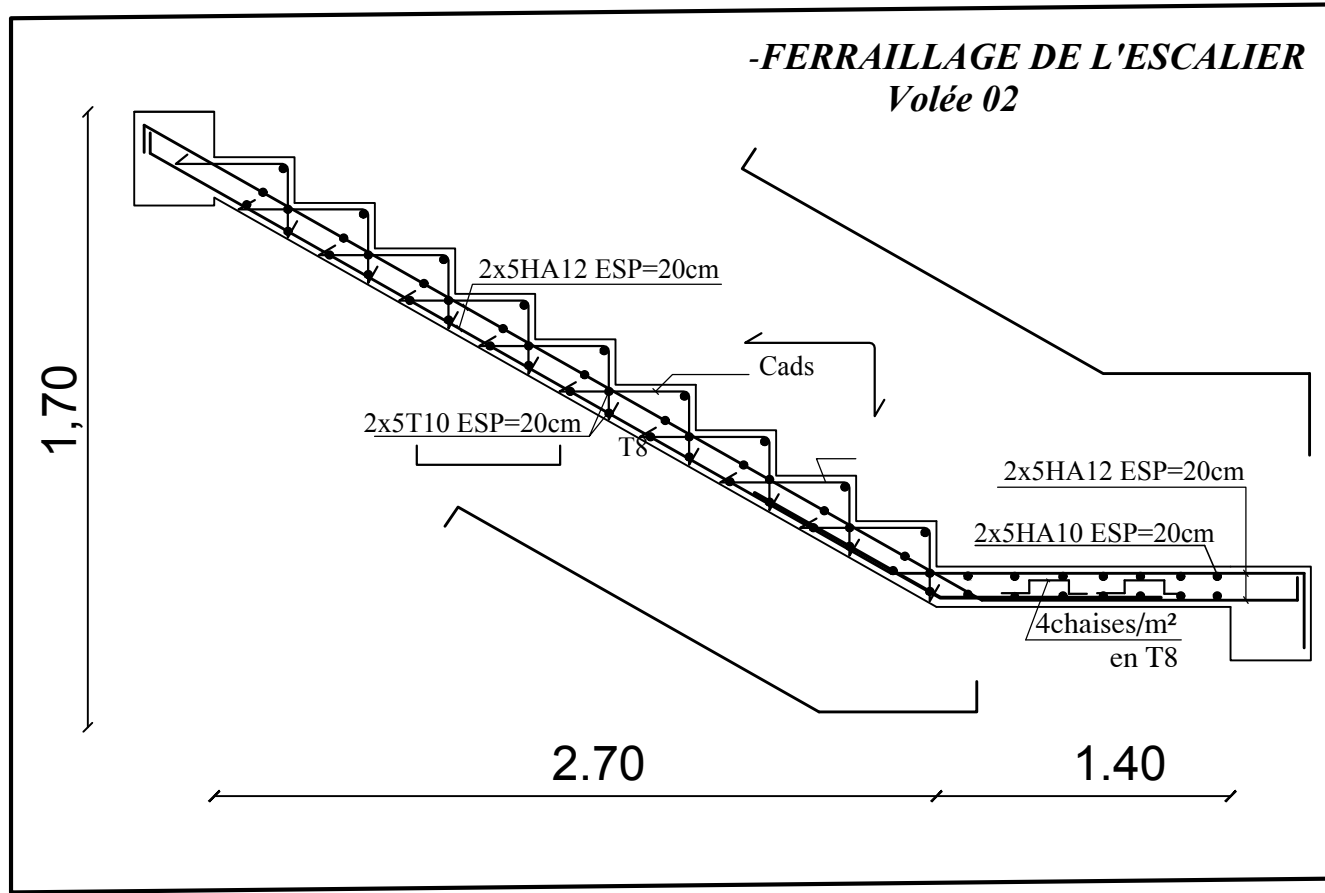
D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- ✚ Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate dans la mesure du possible vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- ✚ Il est certain que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures ;
- ✚ Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Bibliographie

- ✚ Règles parasismiques algériennes RPA99 /version 2003.
- ✚ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 révisées 99, Règle BAEL 91 modifié 99, Règle BAEL 91.
- ✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armée CBA93.
- ✚ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation).
- ✚ Document technique réglementaire DTR .C3.1.1 (isolation acoustique des parois aux bruits aériens)
- ✚ Document technique réglementaire DTR C 2.4.6 (règles de conception et de calcul des structures en bois).
- ✚ Eurocodes 5 (règles de calcul et de conception des charpentes en bois).
- ✚ Livre (éléments de base pour la conception et la construction de charpentes légères pour toitures à pans inclinés (Paul Gut).
- ✚ Livre (ouvrages en béton armé) H.RENOUD.
- ✚ Introduction au béton prendraient (livre A.ADJRAD)



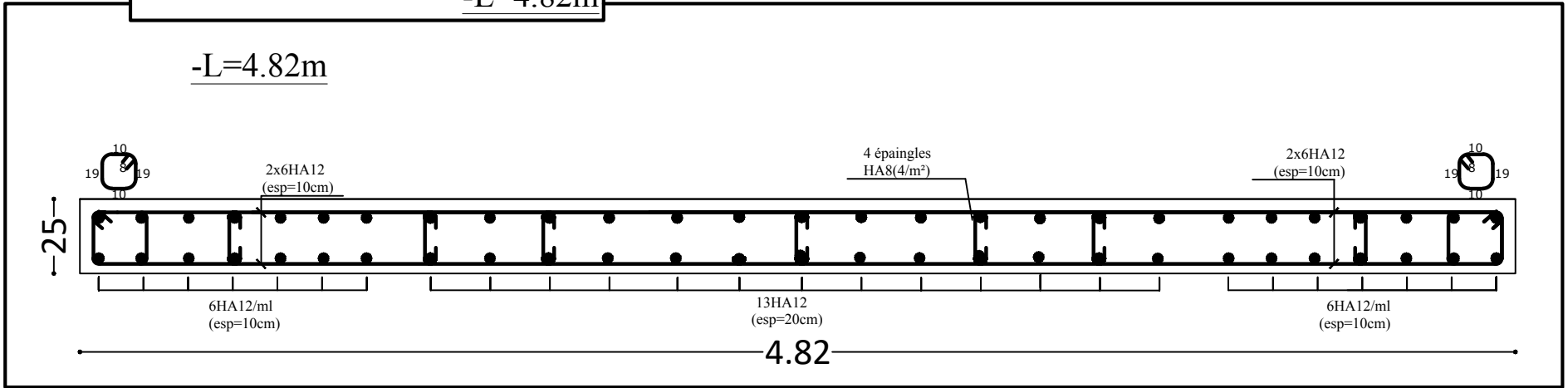
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} MESMOUL NADJAT -M ^{elle} HAMADENE LAMIA	Titre : Ferrailage de l'escalier Ferrailage de la poutre palière	Plan N°:15
Dirigé par : -M ^r MEGHELAT.M		Promotion: 2019-2020

FERRAILLAGE DES VOILES

Pour les: Zone (I), et Zone (II) et Zone (III)

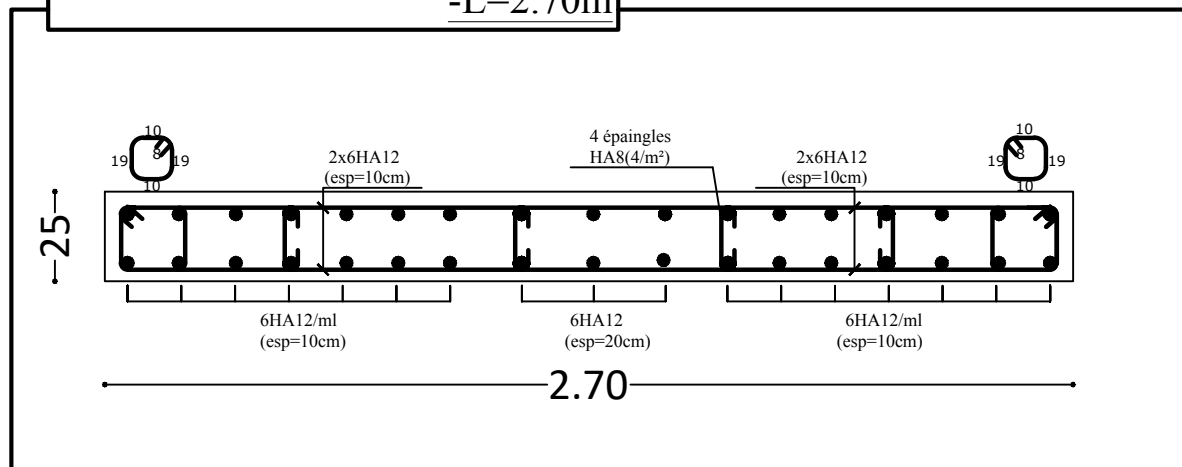
Voile Transversal :VT

-L=4.82m



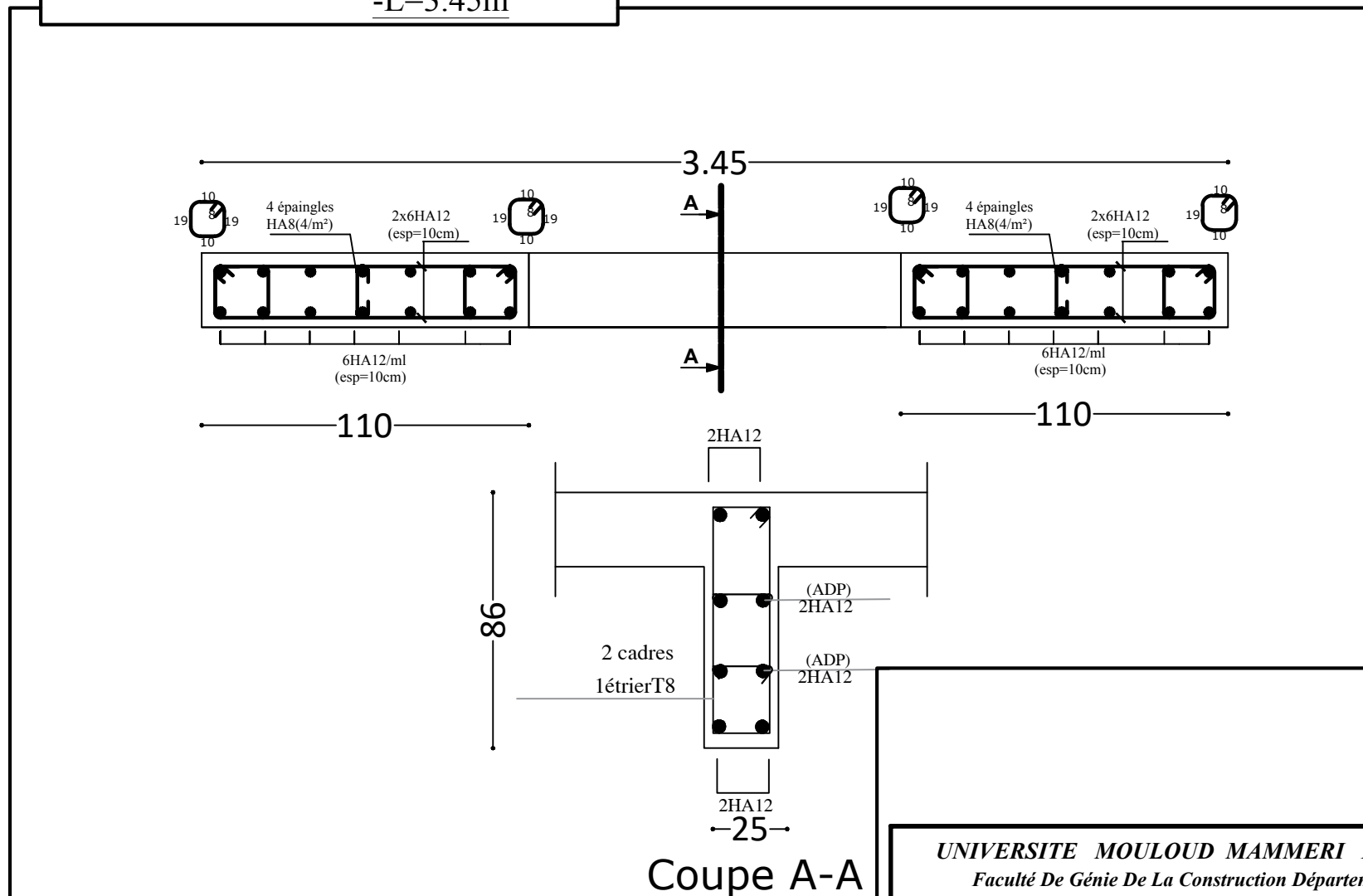
Voile Longitudinal:VL 01

-L=2.70m



Voile Longitudinal avec linteau :VL 02

-L=3.45m



Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} MESMOUL NADJAT
-M^{elle} HAMADENE LAMIA

Titre :

FERRAILLAGE DES VOILES

Plan N°: 14

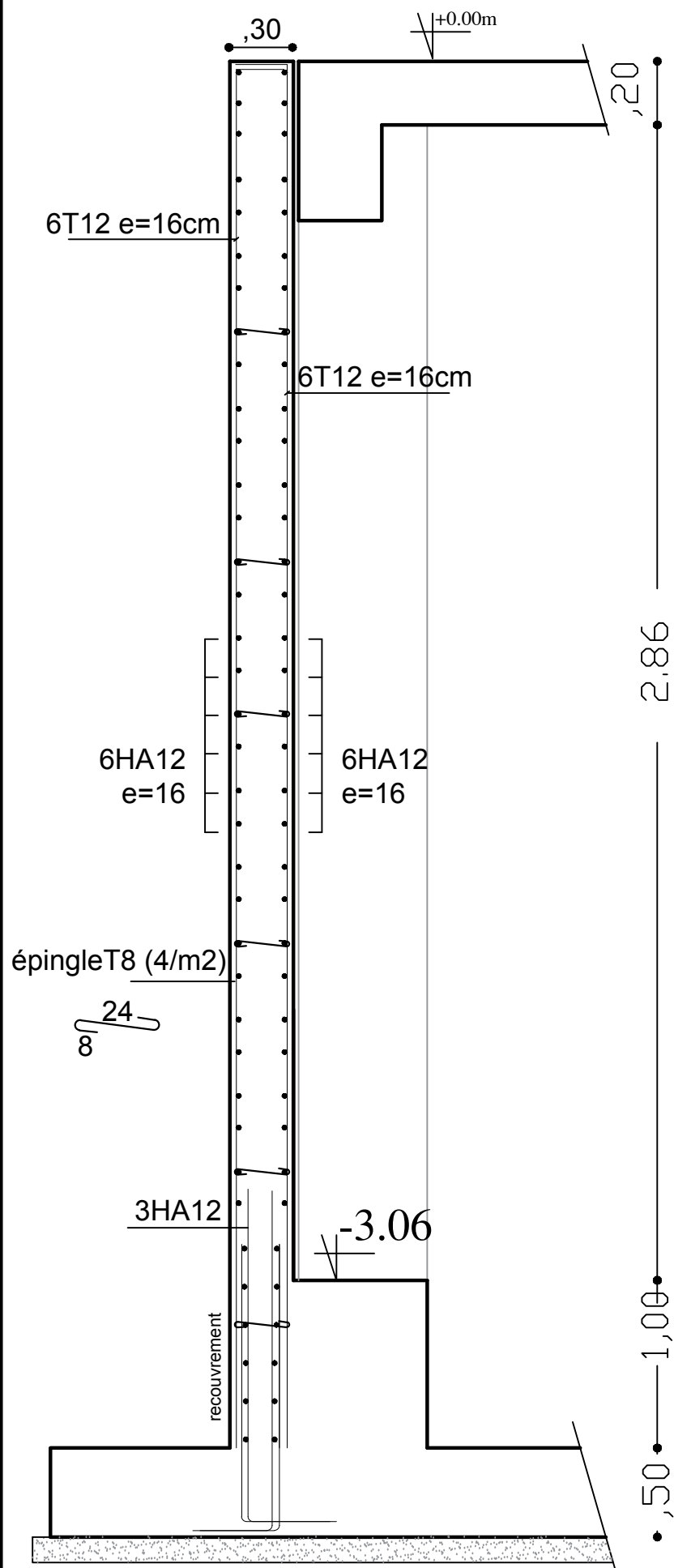
Dirigé par :

-M^r MEGHELAT.M

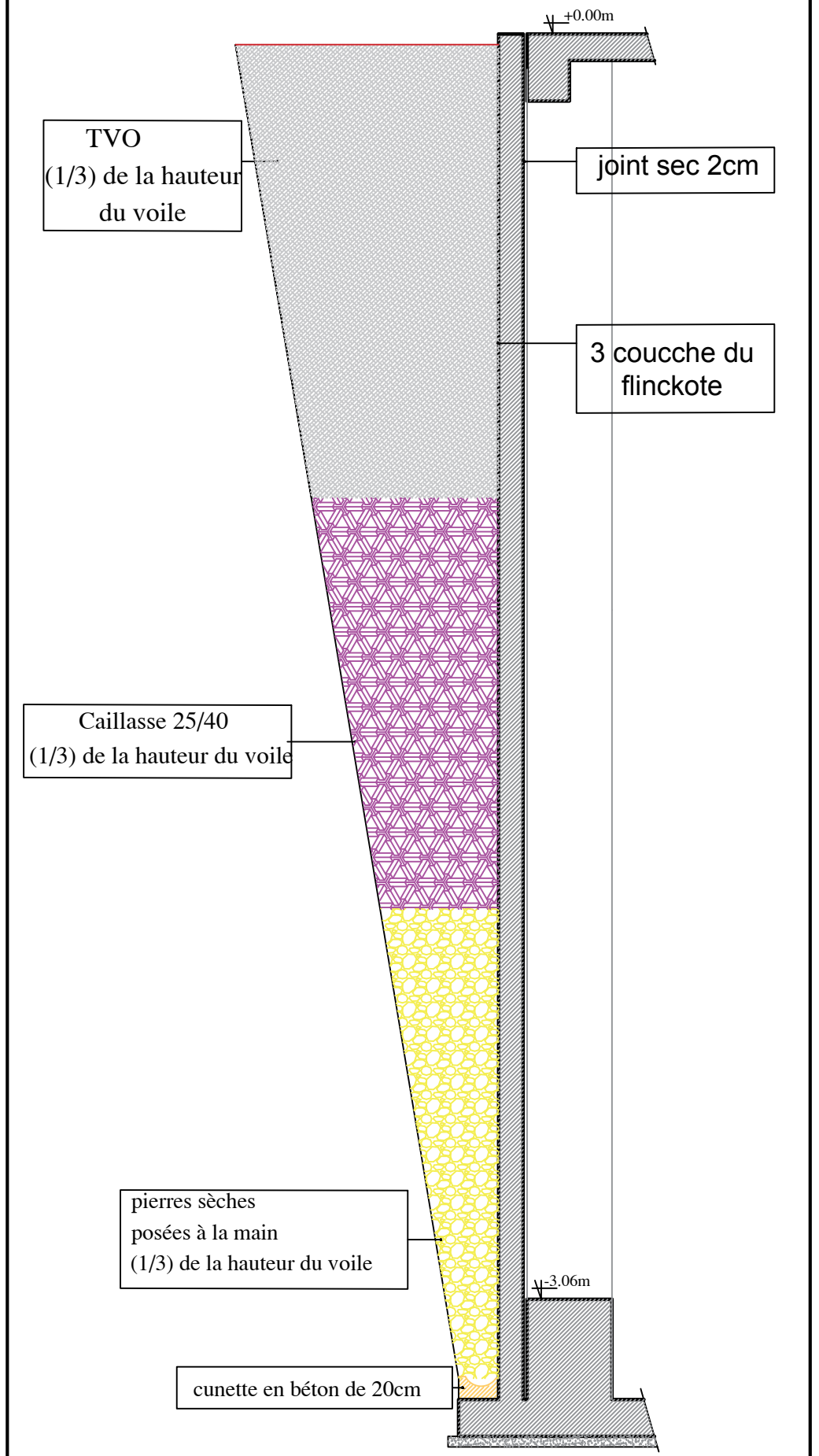
Pour les: Zone (I), et Zone (II) et Zone (III)

Promotion:
2019-2020

Détails de ferrailage mur plaque



Détails de drainage derrière mur plaque



FERRAILLAGE DE VOILE PLAQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} MESMOUL NADJAT
-M^{elle} HAMADENE LAMIA

Dirigé par :

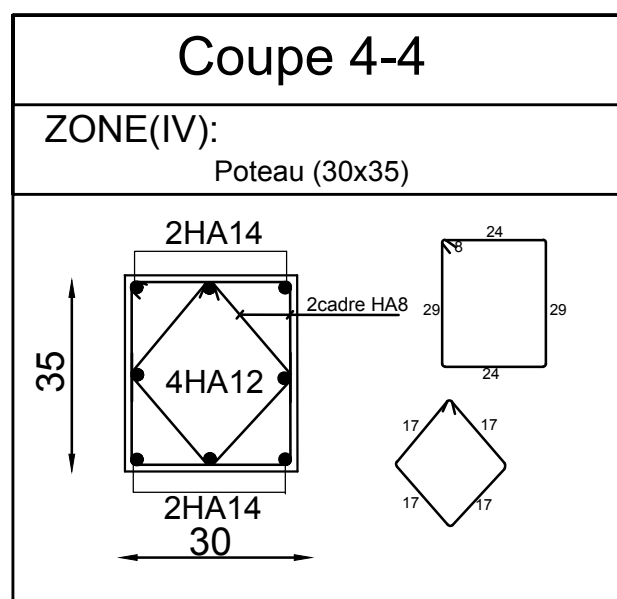
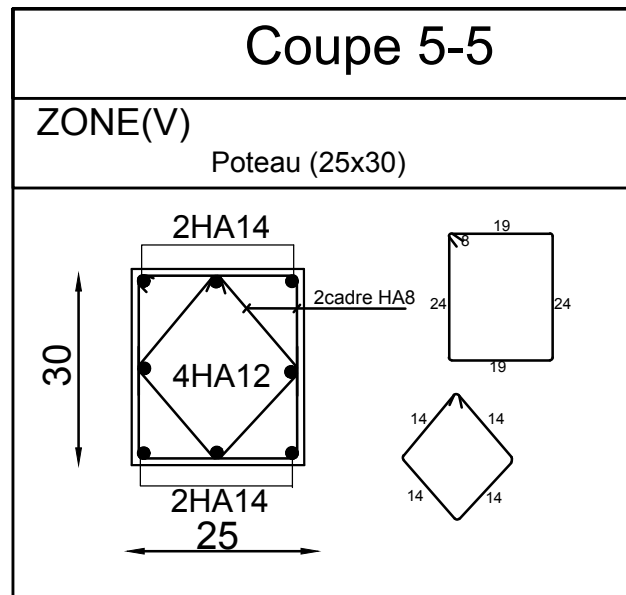
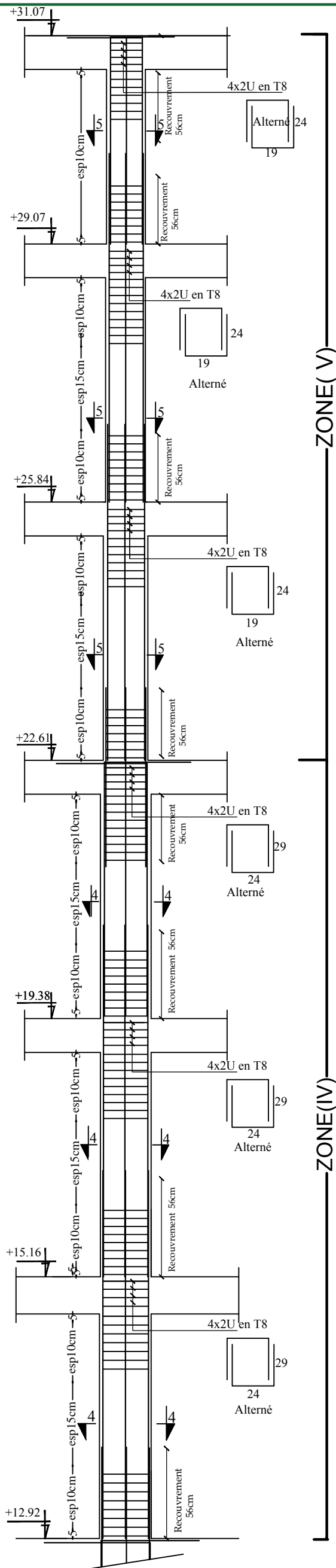
-M^r MEGHELAT.M

Titre :

ferrailage mur plaque

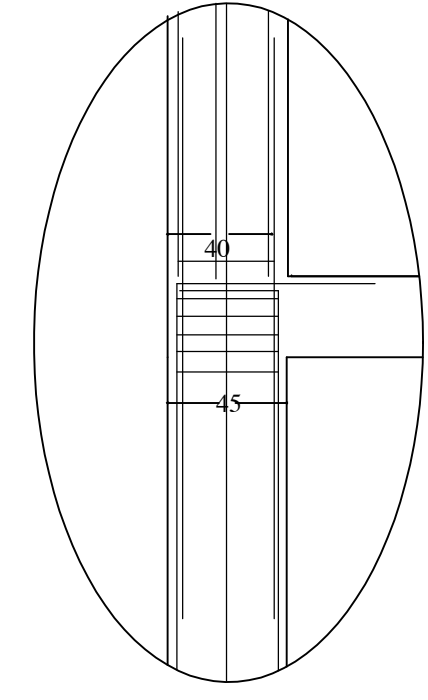
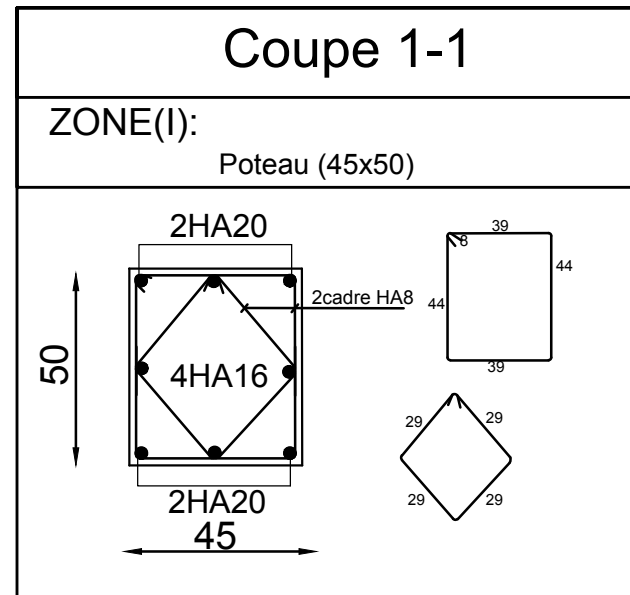
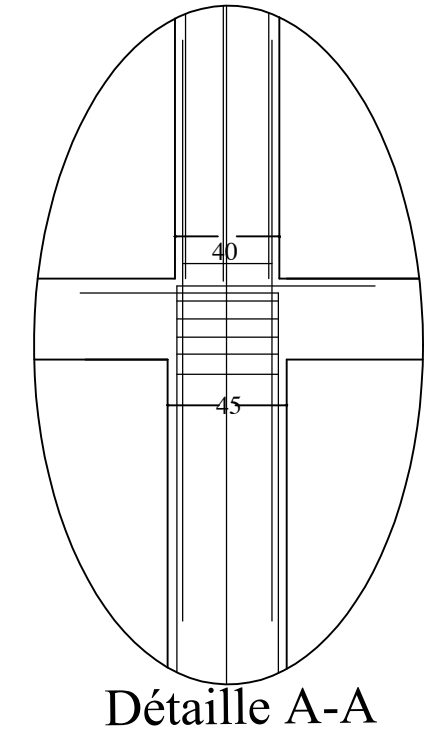
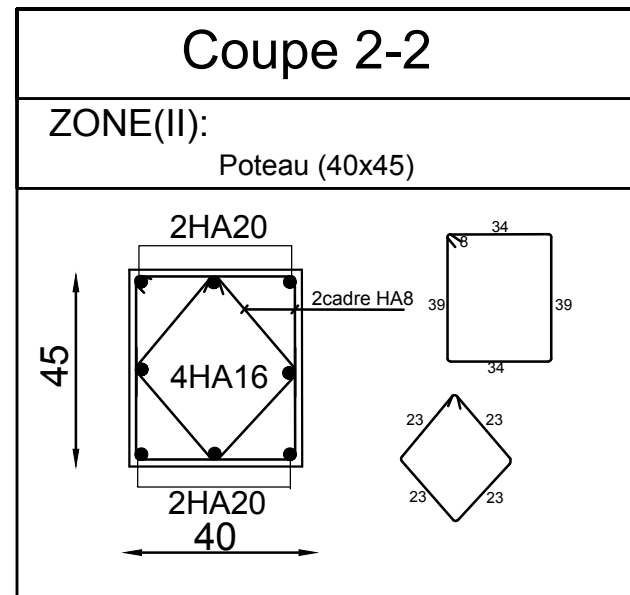
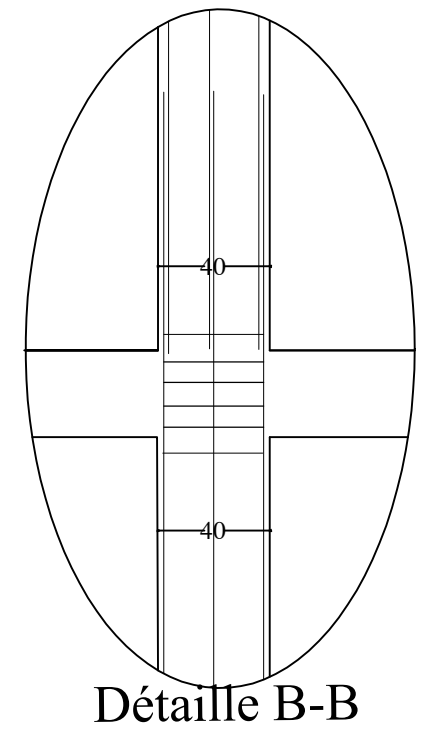
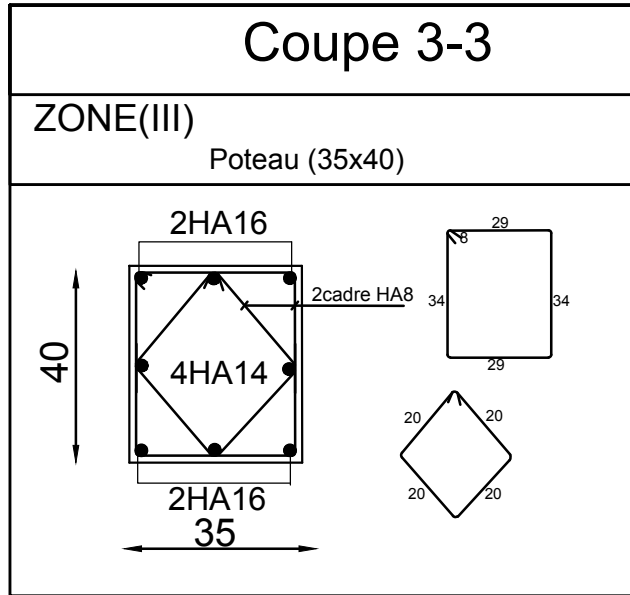
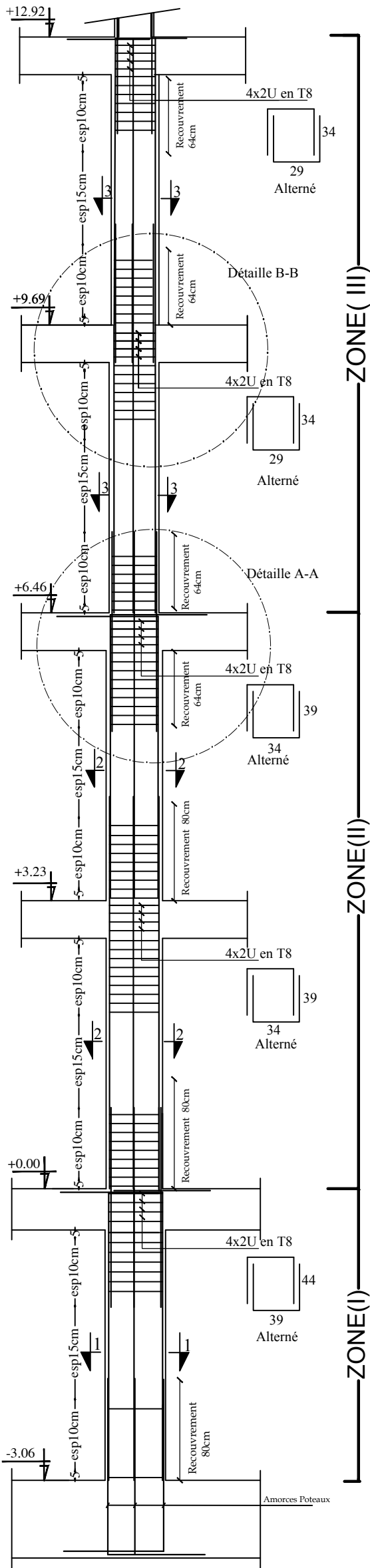
Plan N°:13

Promotion:
2019-2020



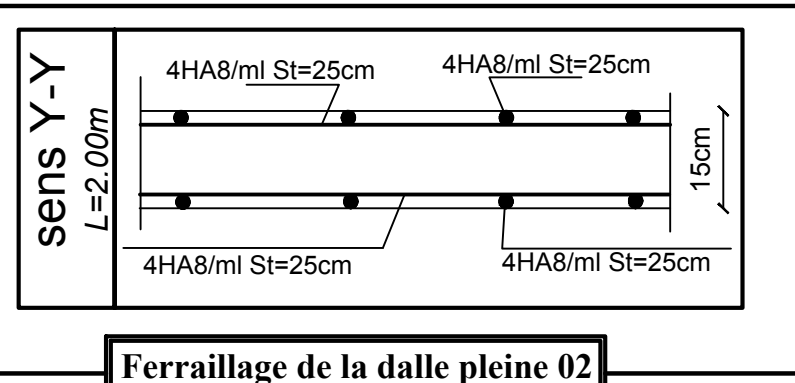
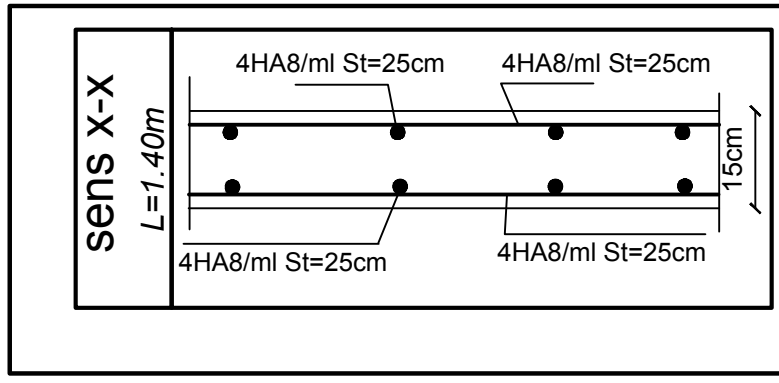
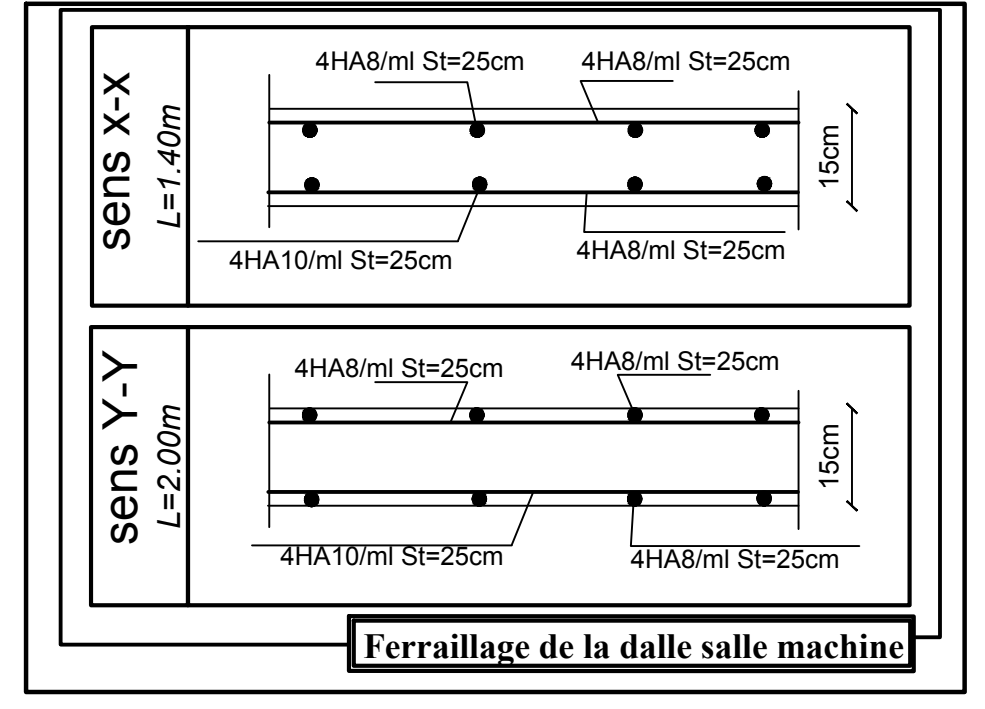
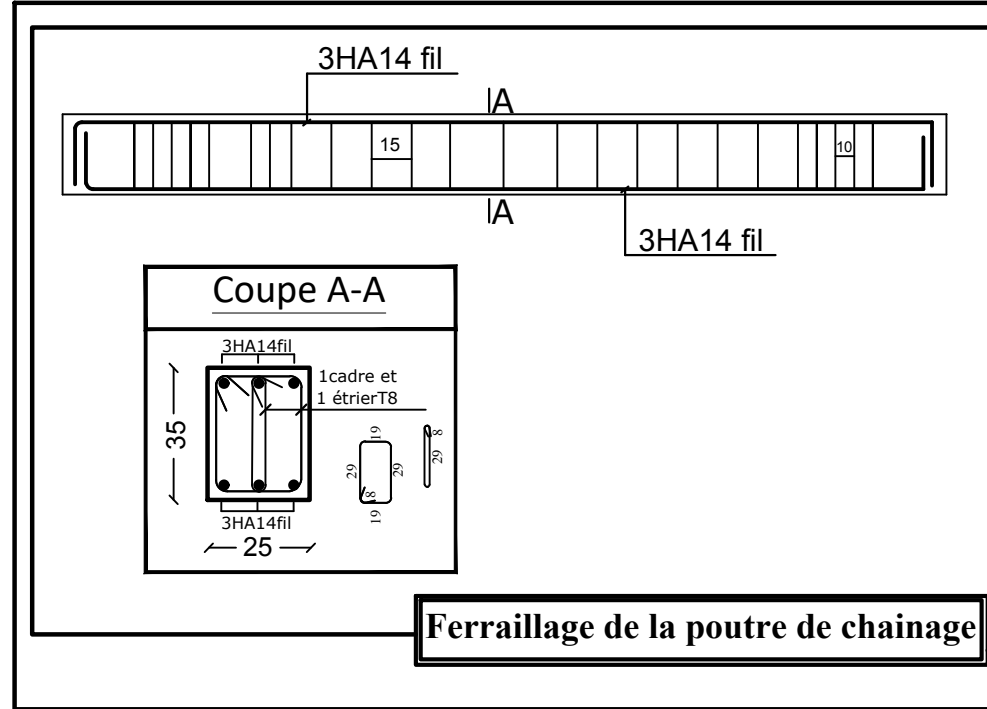
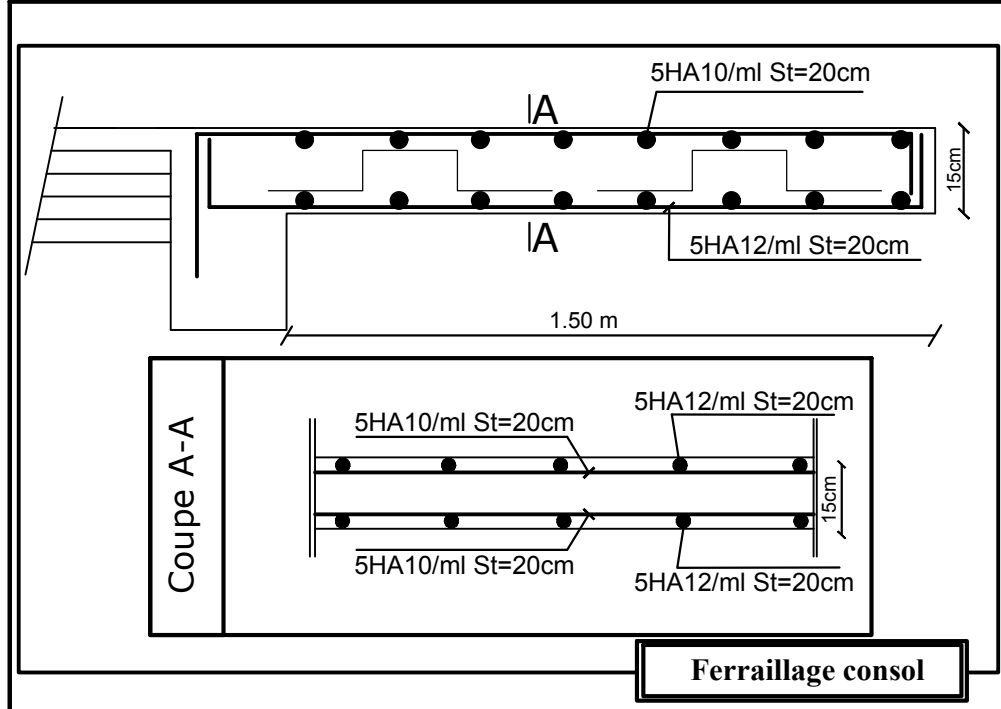
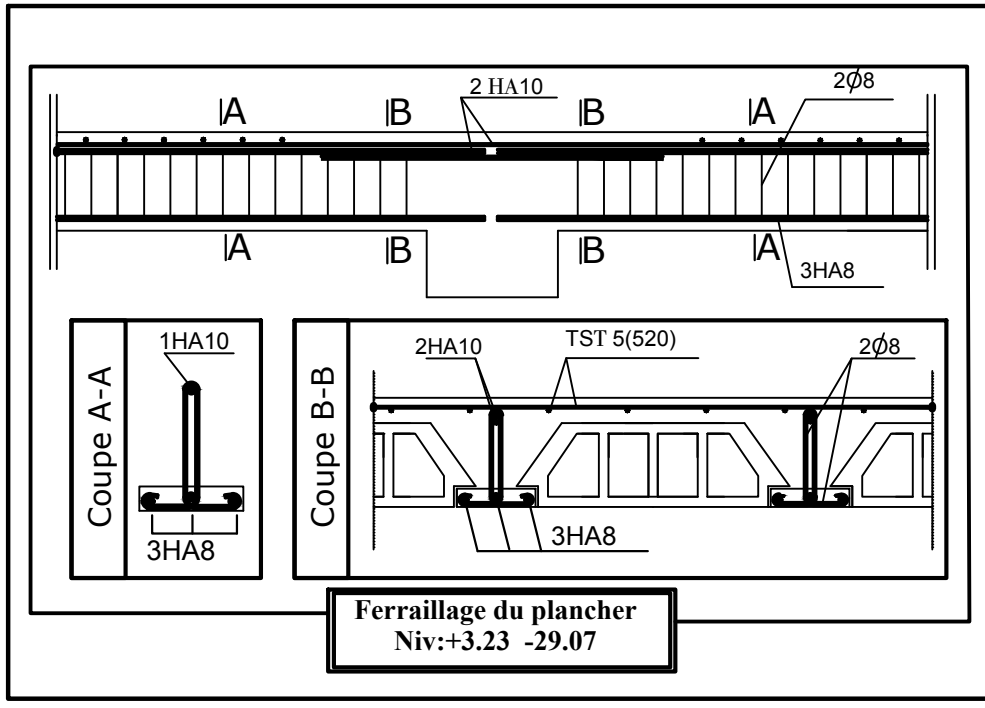
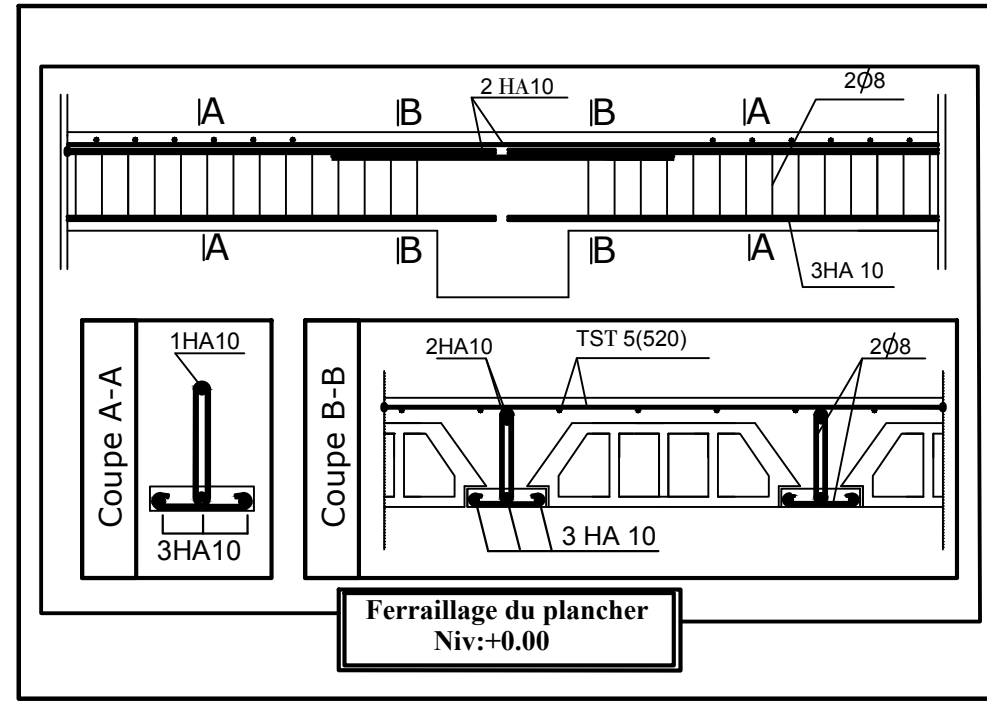
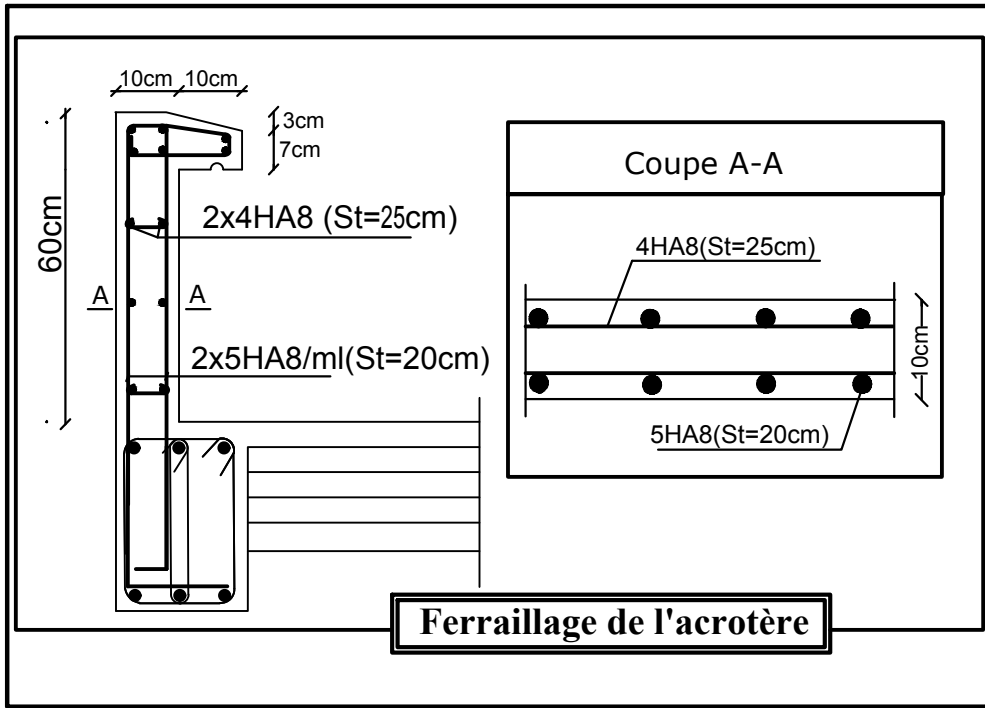
FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour : Zone (VI) et Zone (V)

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u> -M ^{elle} MESMOUL NADJAT -M ^{elle} HAMADENE LAMIA	<u>Titre :</u> FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour : Zone (VI) et Zone (V)	<u>Plan N°:</u> 12
<u>Dirigé par :</u> -M ^r MEGHELAT.M		<u>Promotion:</u> 2019-2020



FERRAILLAGE DES POTEAUX
Pour les : Zone (I) ,Zone (II)

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU <i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<u>Etudié par :</u> -M ^{elle} MESMOUL NADJAT -M ^{elle} HAMADENE LAMIA	<u>Titre :</u> FERRAILLAGE DES POTEAUX <i>Pour les : Zone (I) ,Zone (II)</i>	<u>Plan N°:11</u>
<u>Dirigé par :</u> -M ^r MEGHELAT.M		<u>Promotion:</u> 2019-2020

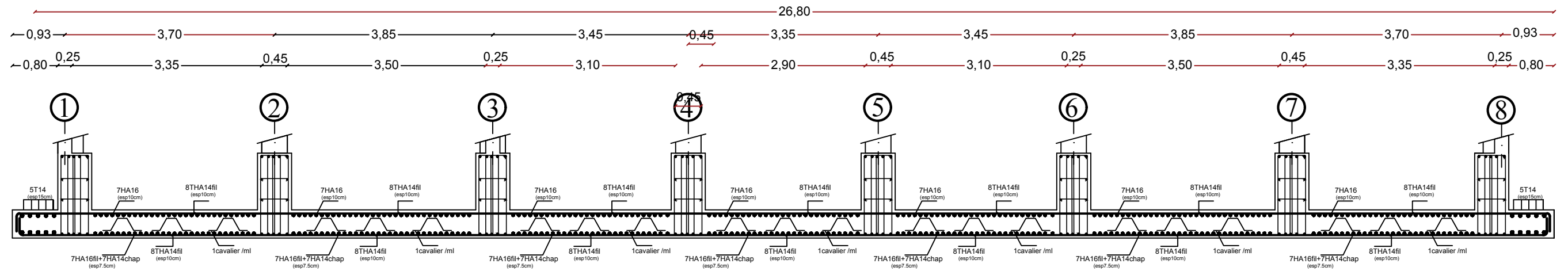


UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

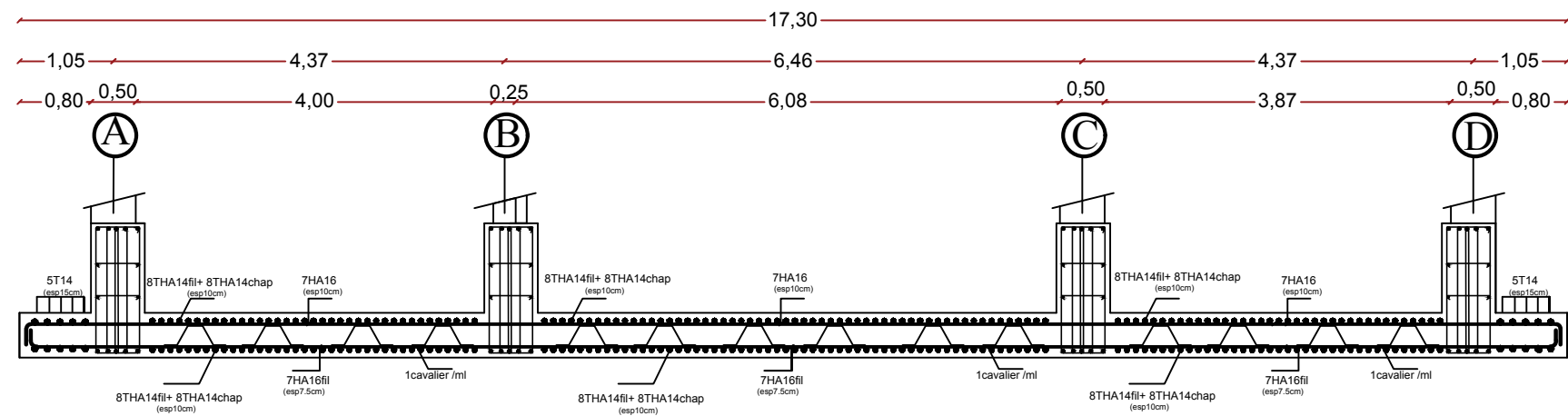
<i>Etudié par :</i> -M ^{elle} MESMOUL NADJAT -M ^{elle} HAMADENE LAMIA	<i>Titre :</i> Ferraillage de l'acrotère Ferraillage du plancher Ferraillage consol Ferraillage de la poutre de chainage Ferraillage de la dalle salle machine Ferraillage de la dalle pleine 02	<i>Plan N°:16</i>
<i>Dirigé par :</i> -M ^r MEGHELAT.M		<i>Promotion:</i> 2019-2020

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=50cm:

-Sens X-X



-Sens Y-Y



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} MESMOUL NADJAT
-M^{elle} HAMADENE LAMIA

Dirigé par :

-M^{me} MEGHELAT.M

Titre :

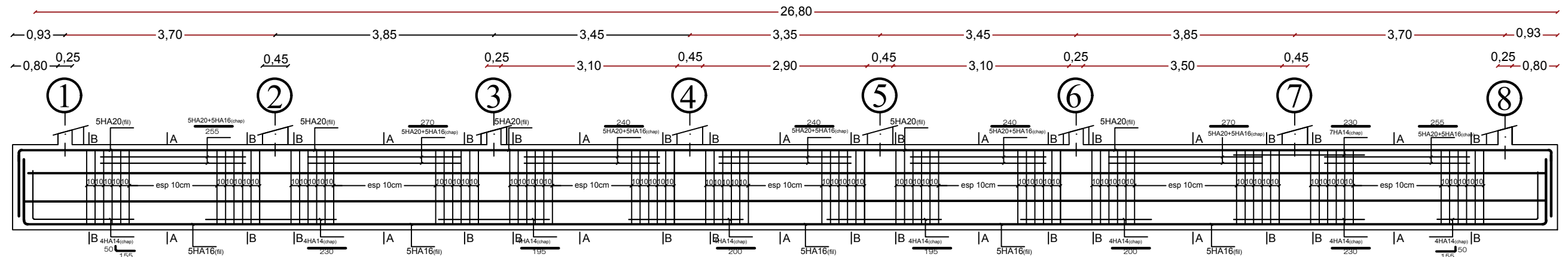
FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER
EP=50cm

Plan N°:09

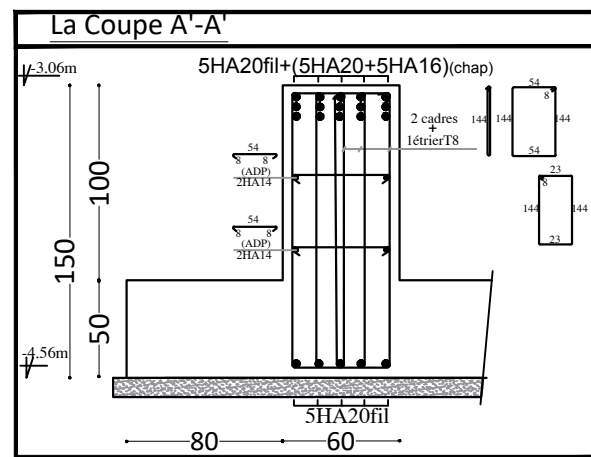
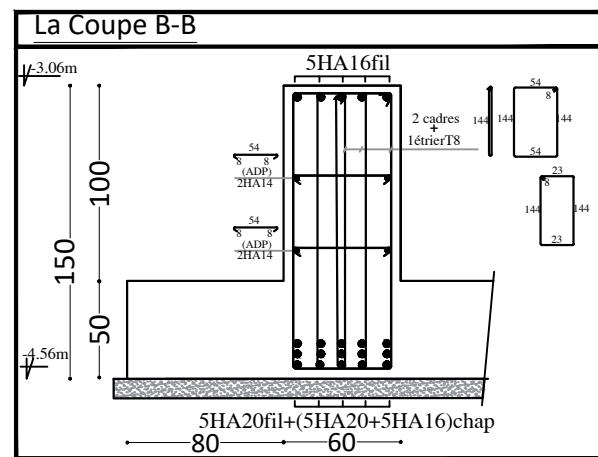
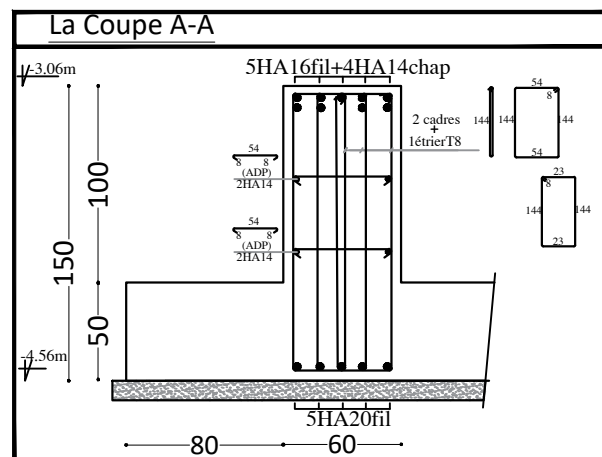
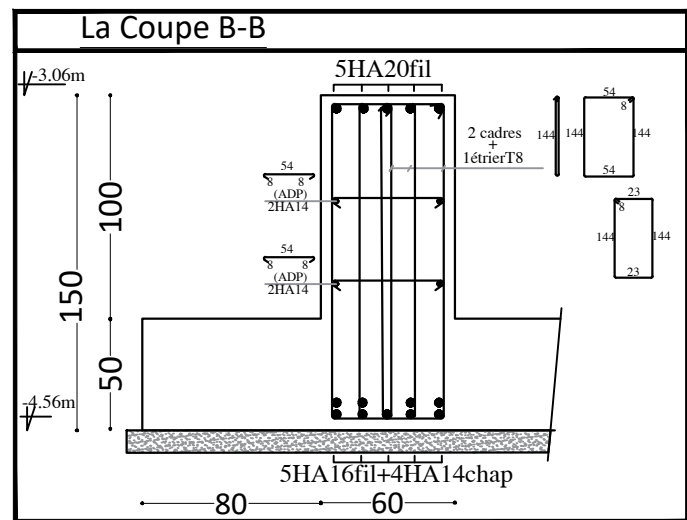
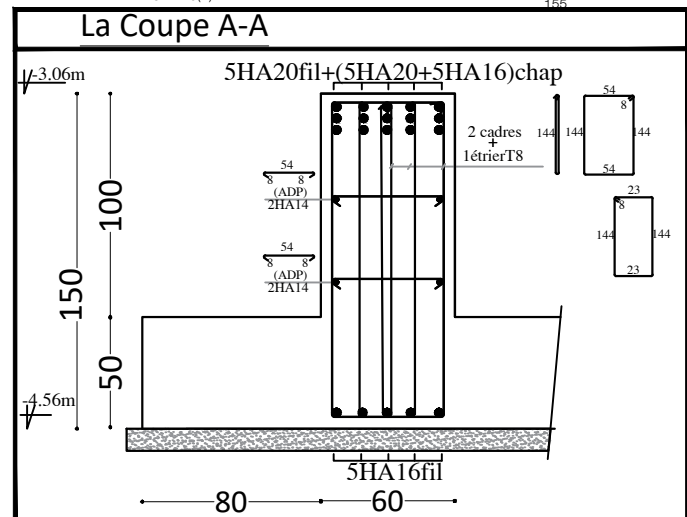
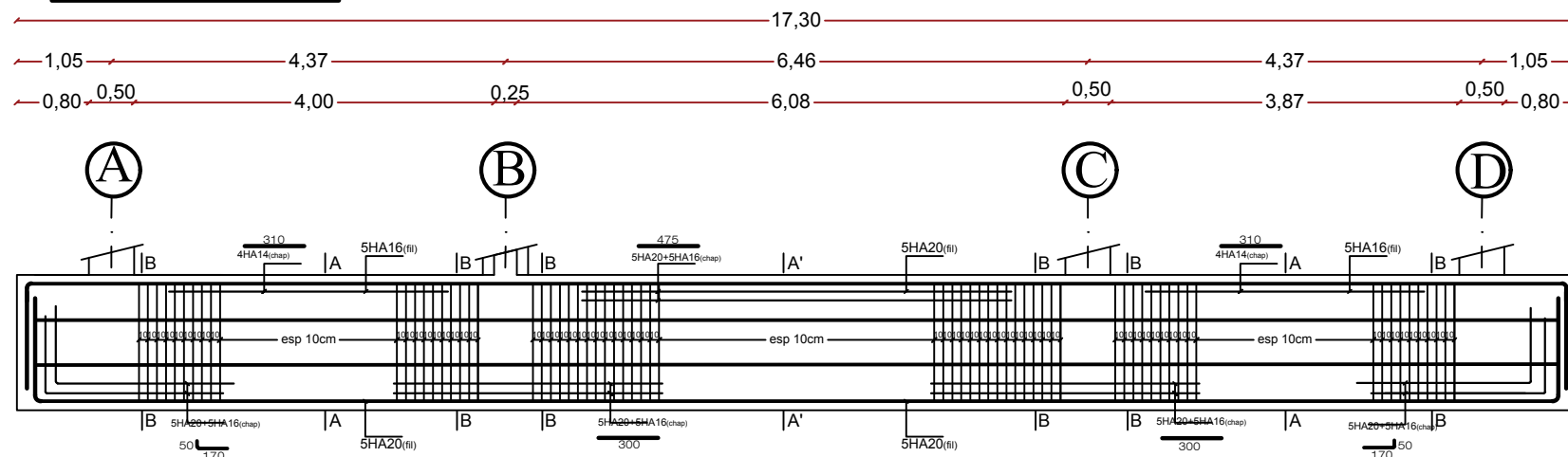
Promotion:
2019-2020

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (60X150)cm²

-Sens X-X



-Sens Y-Y



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} MESMOUL NADIAT
-M^{elle} HAMADENE LAMIA

Dirigé par :

-M^r MEGHELAT.M

Titre :

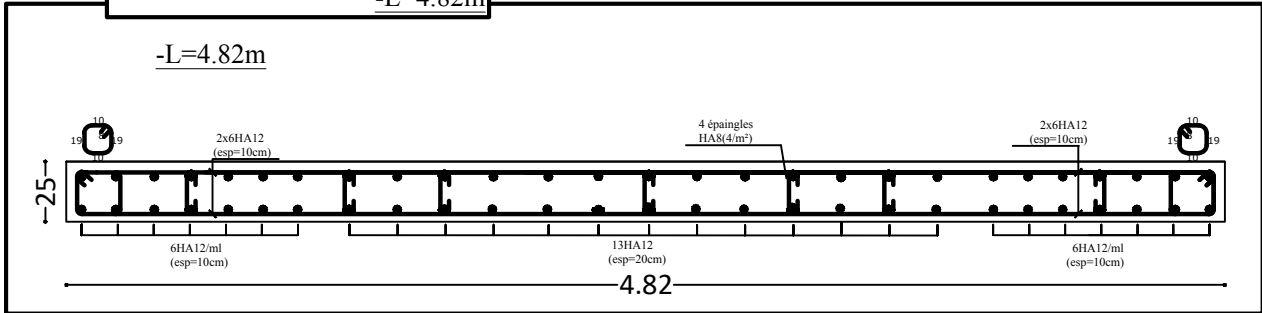
FERRAILLAGE DE LA NERVURE
(60X150)cm²

Plan N°:08

Promotion:
2019-2020

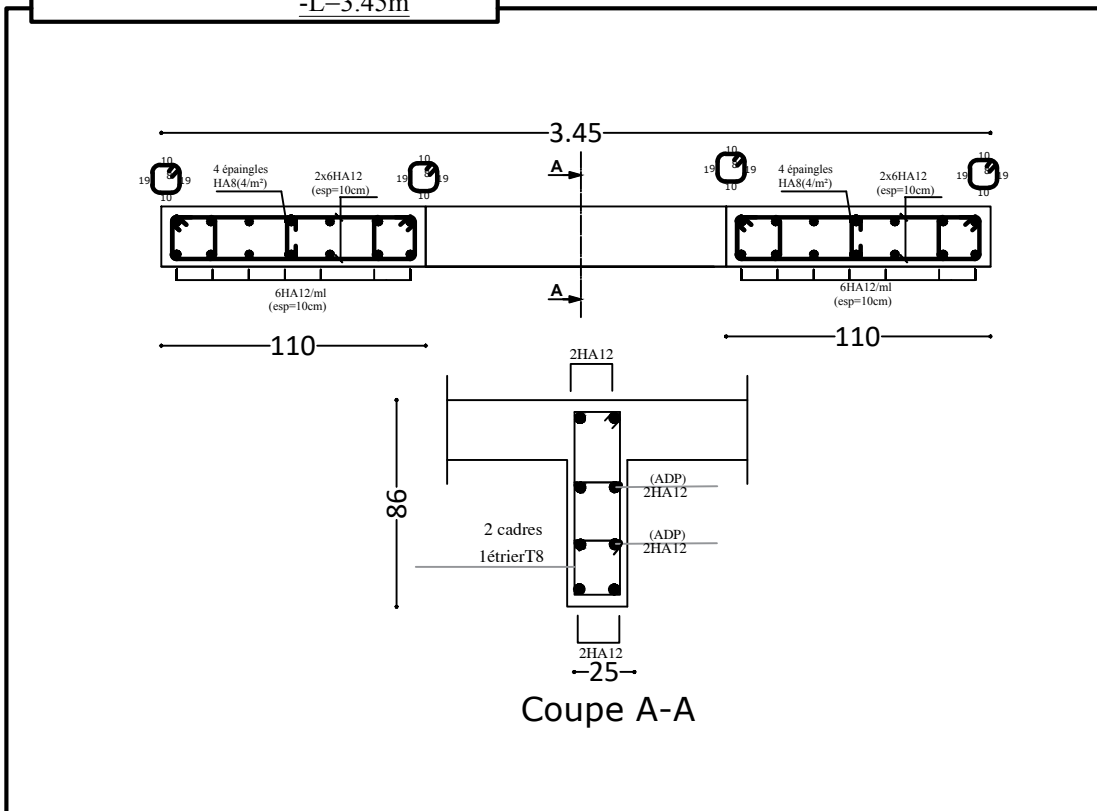
Voile Transversal :VT

-L=4.82m



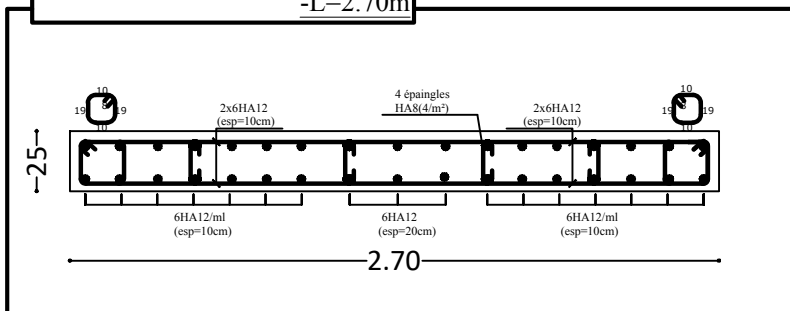
Voile Longitudinal avec linteau :VL 02

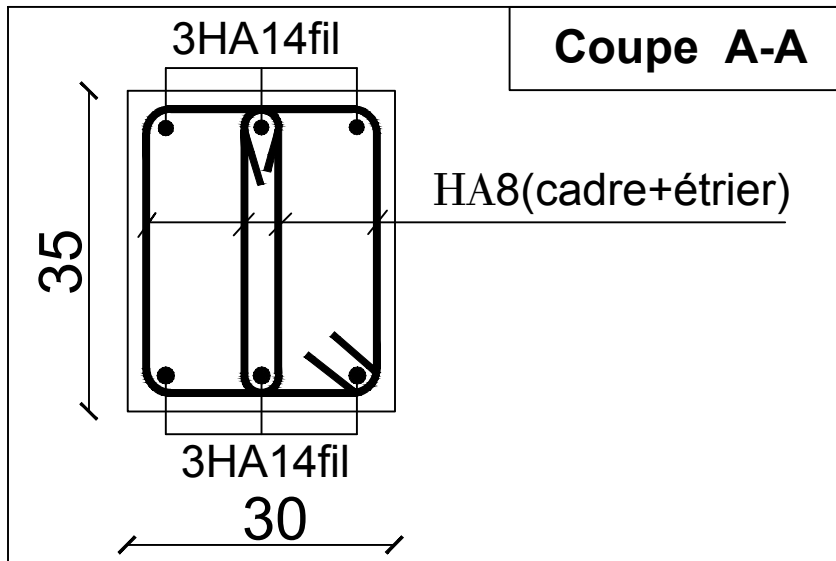
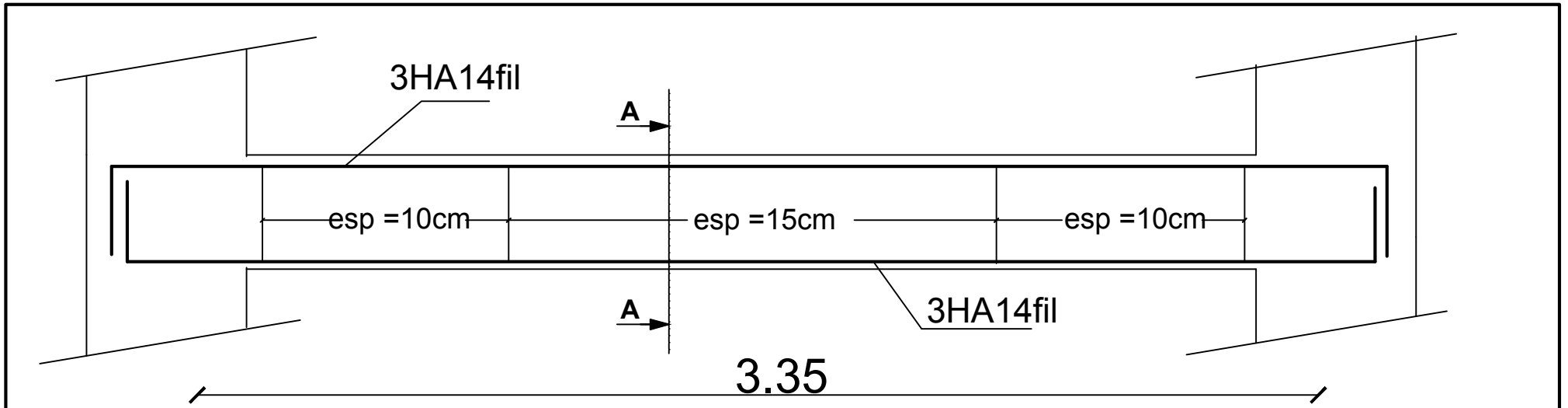
-L=3.45m



Voile Longitudinal:VL 01

-L=2.70m

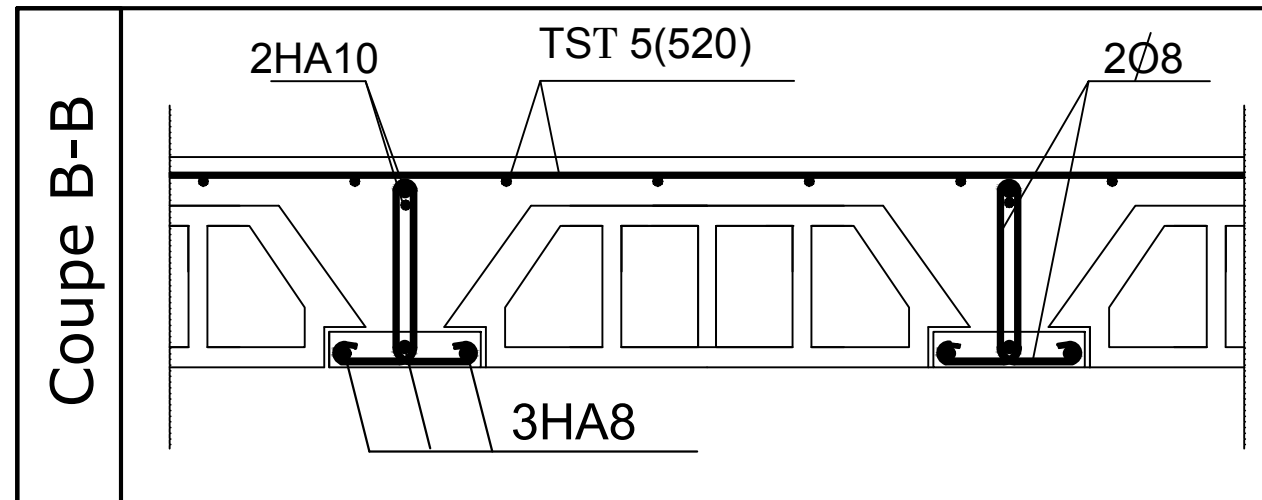
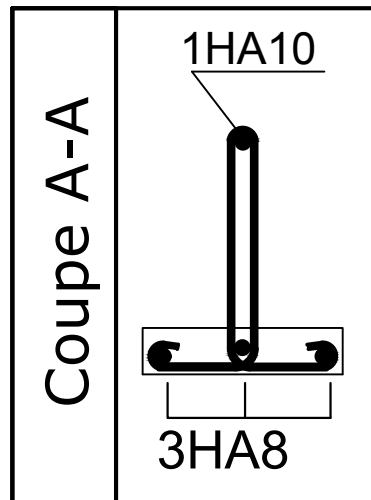
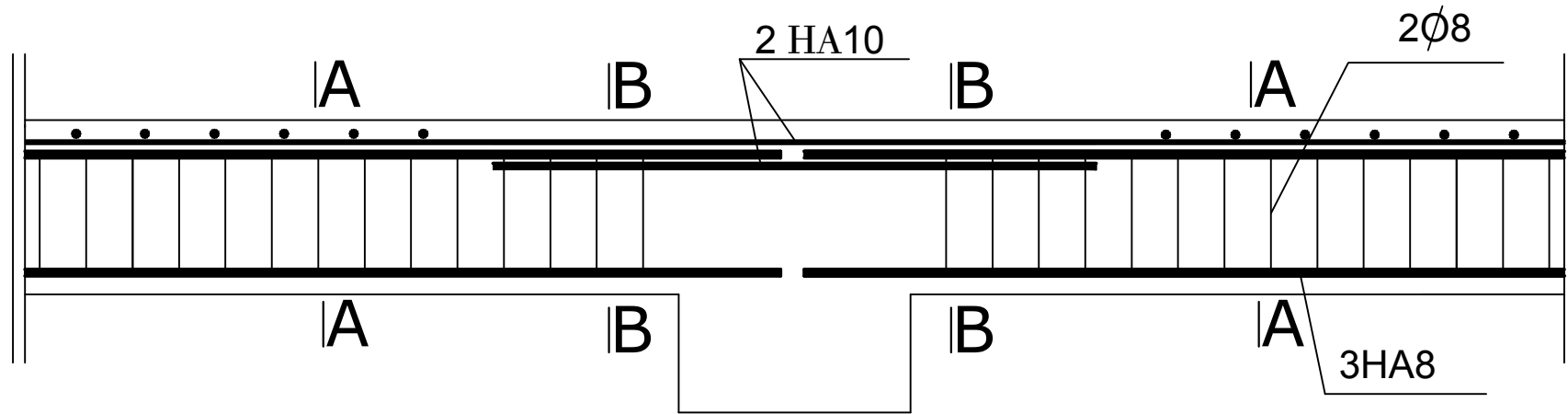




Ferrailage de la poutre palière

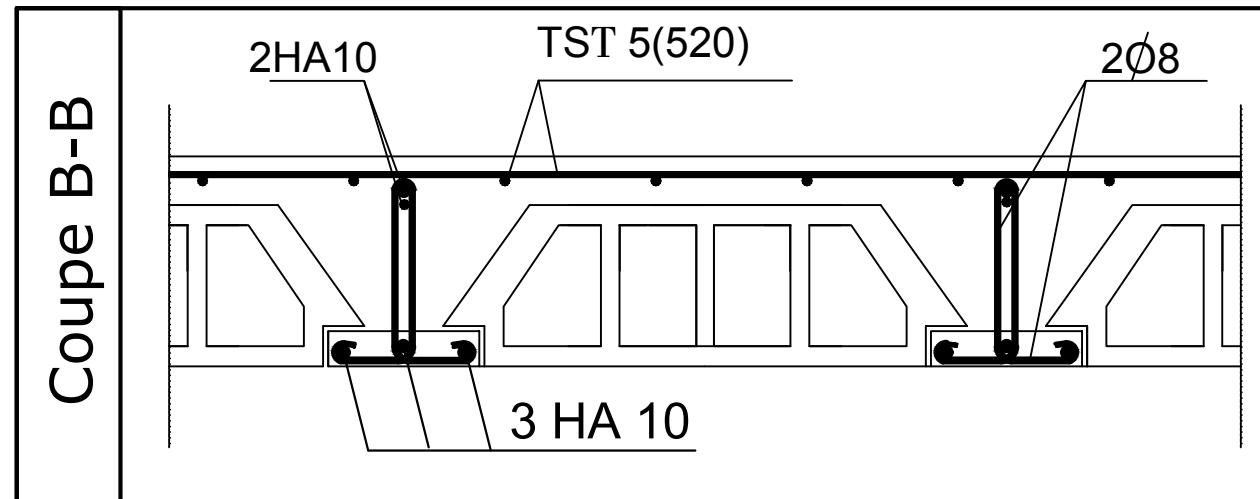
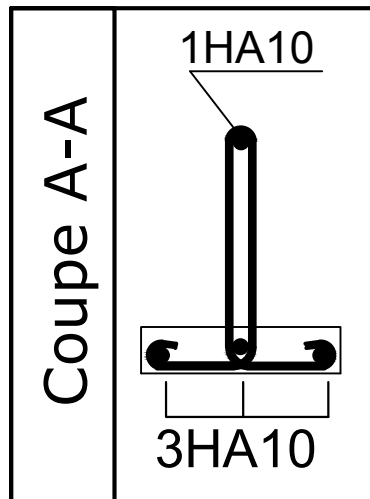
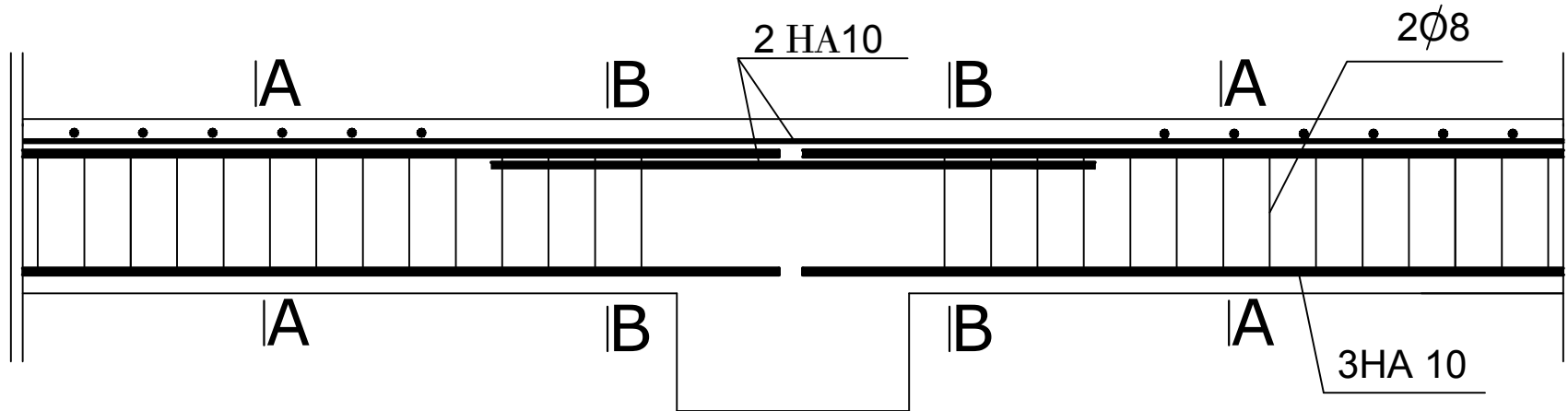
Ferrailage du plancher

Niv:+3.23 -29.07

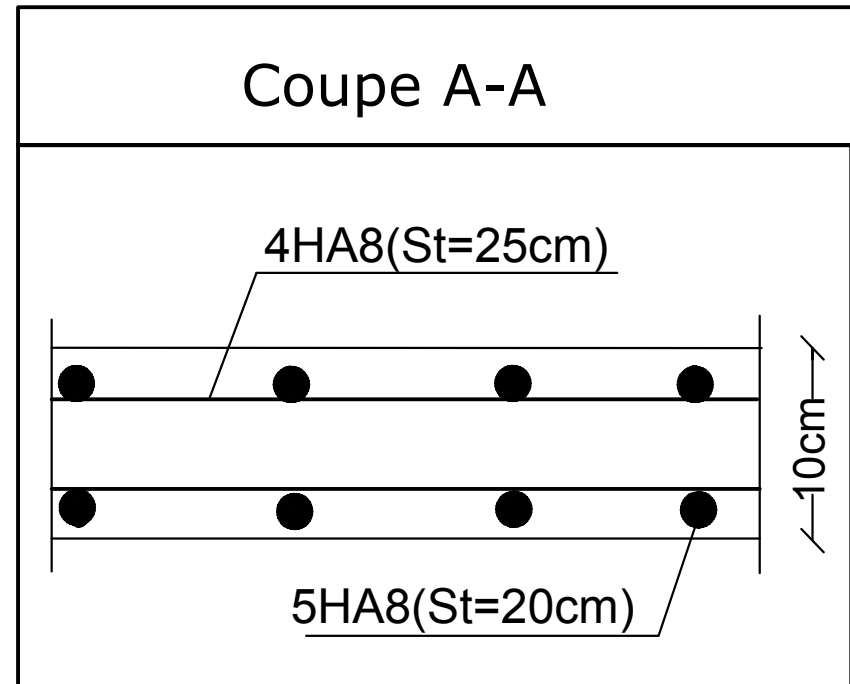
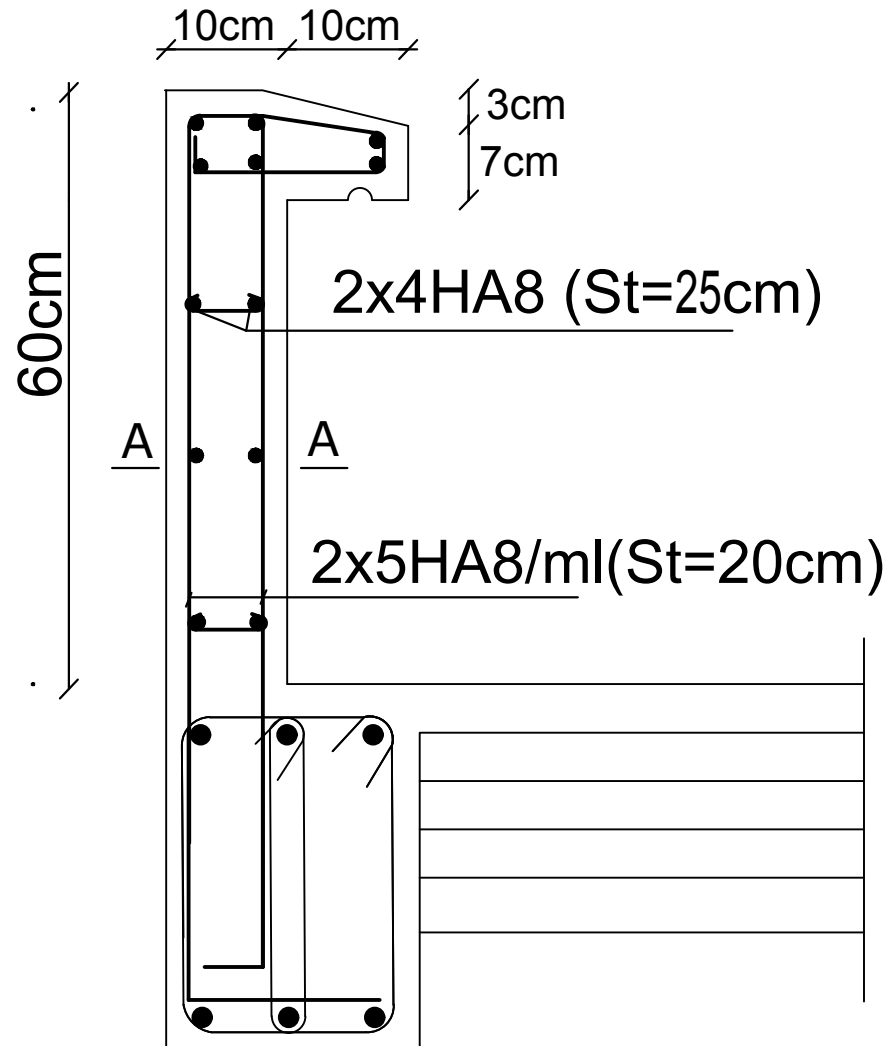


Ferrailage du plancher

Niv: +0.00

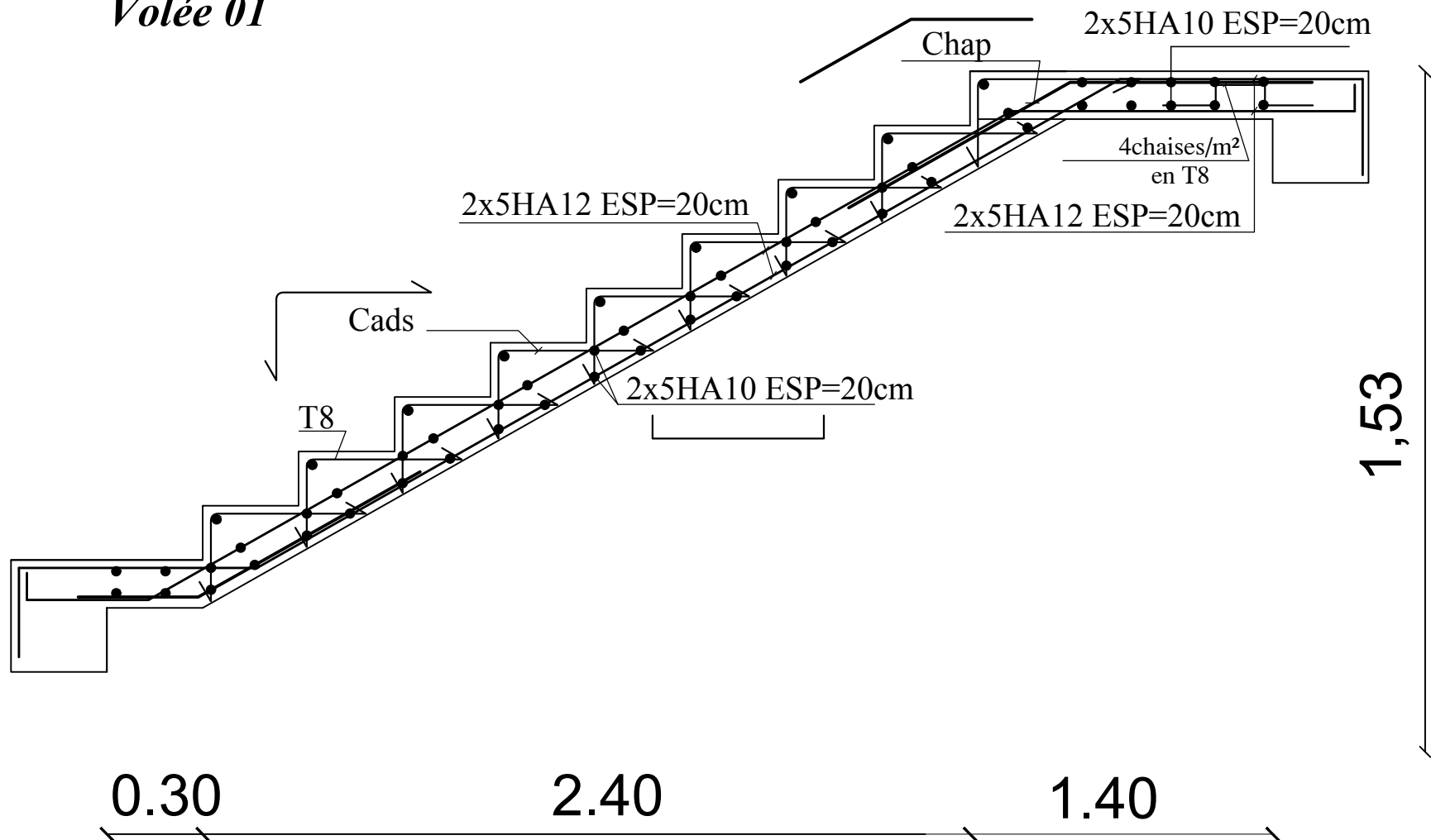


Ferrailage de l'acrotère



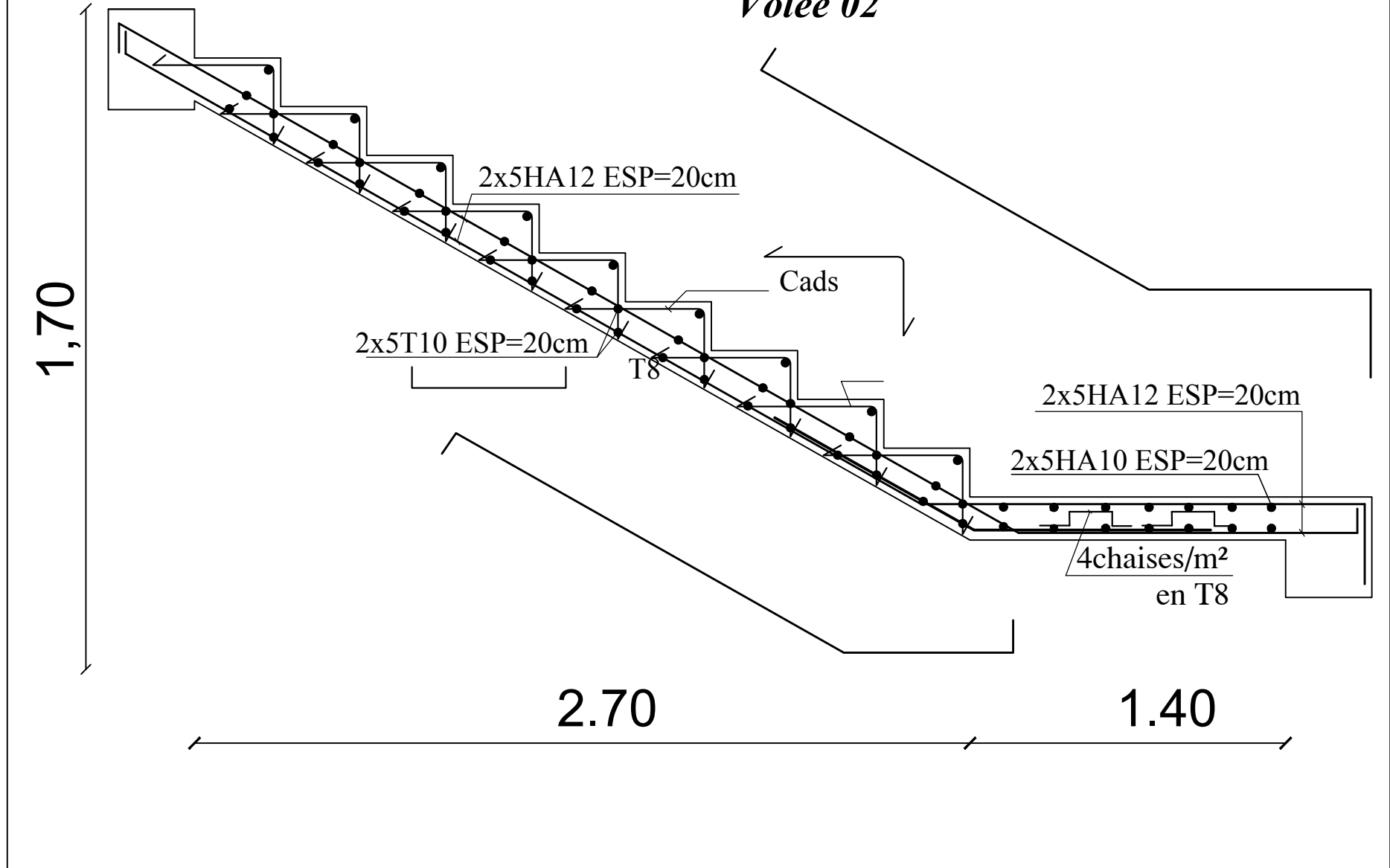
-FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

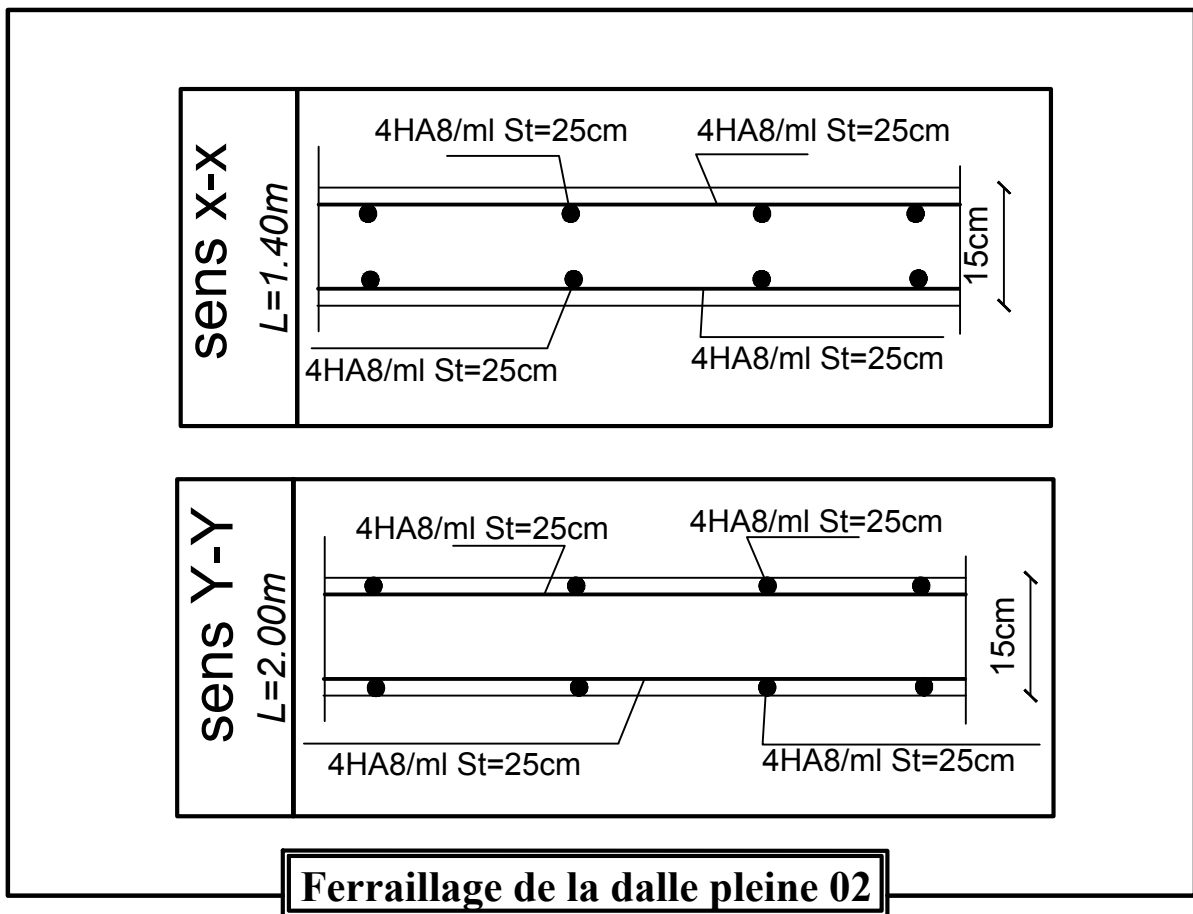
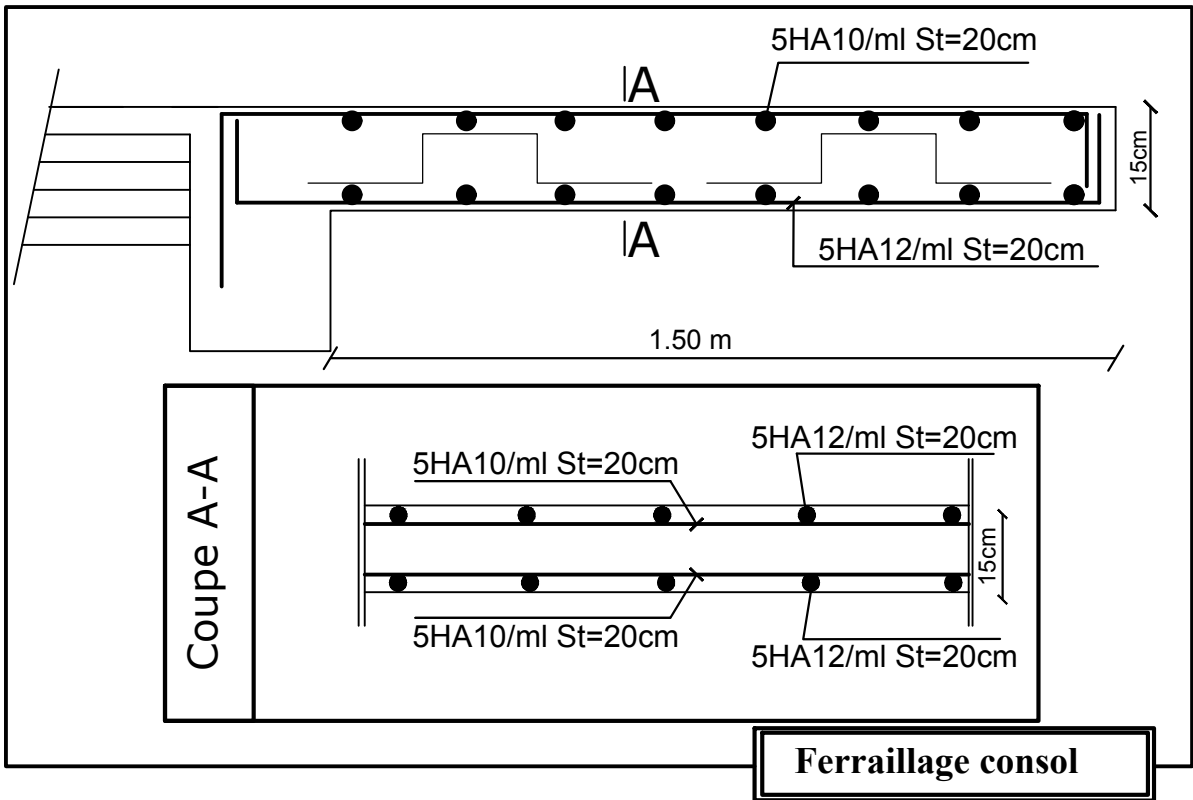
Volée 01



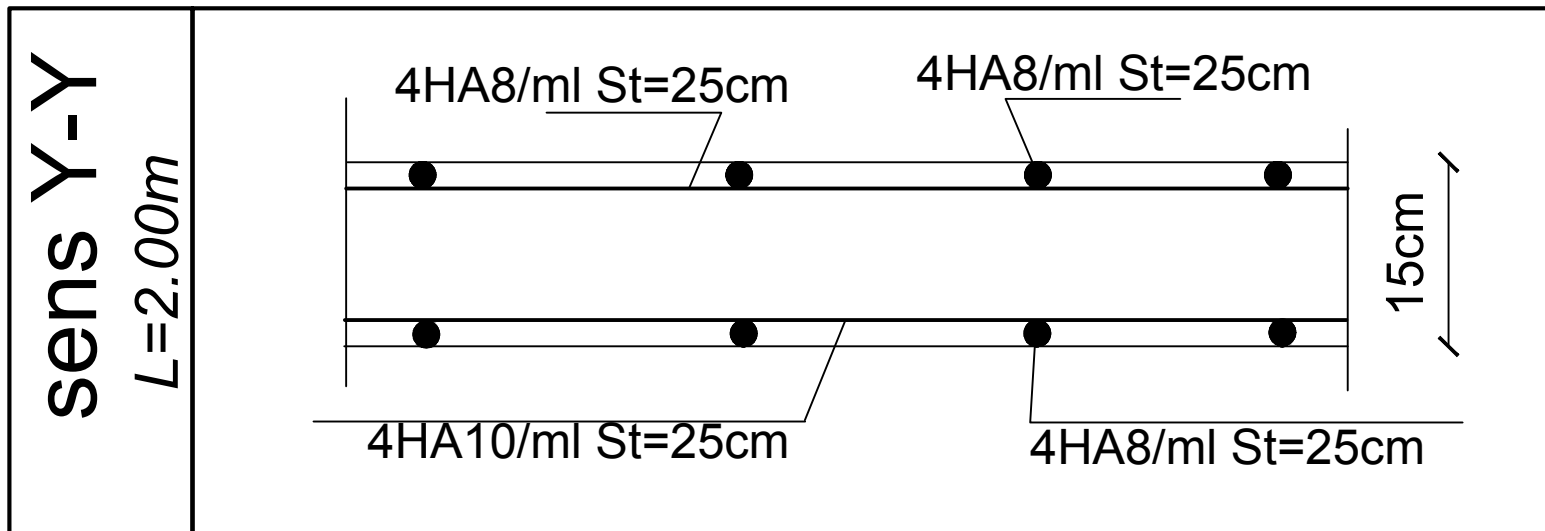
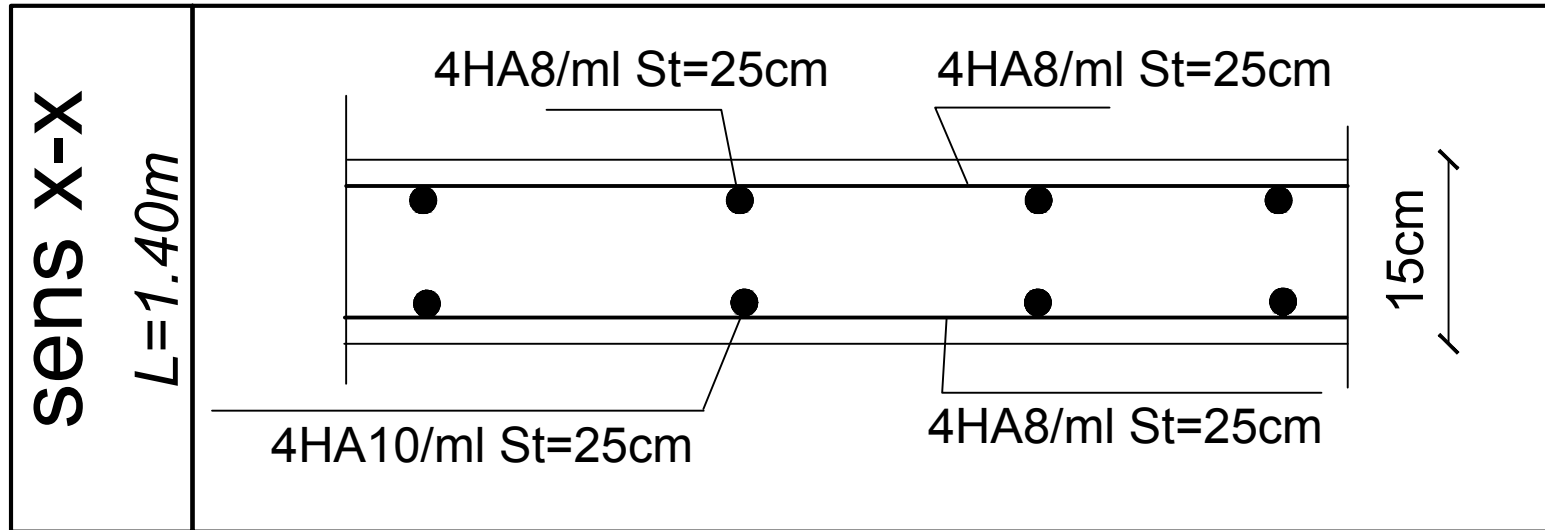
-FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

Volée 02

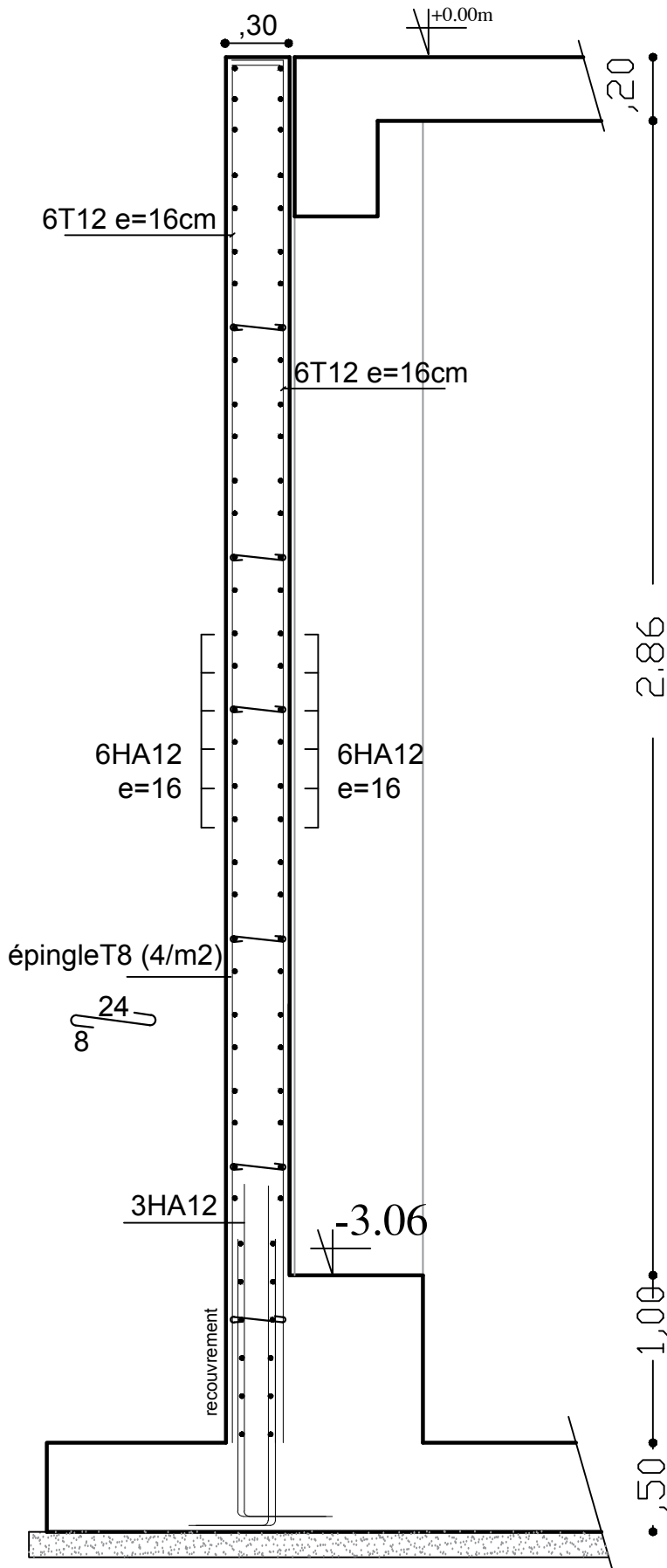




Ferrailage de la dalle salle machine



Détails de ferrailage mur plaque

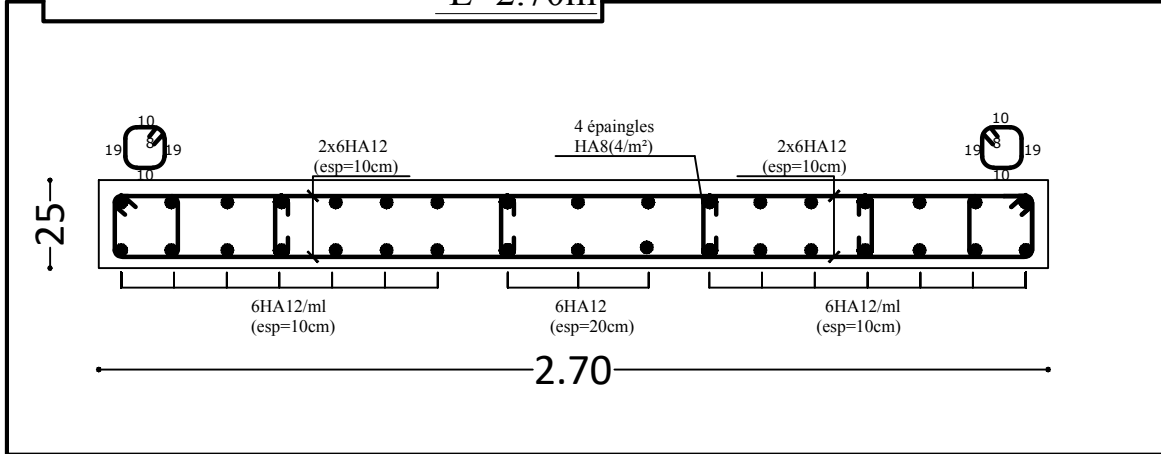


FERRAILAGE DES VOILES

Pour les : Zone (I) ,Zone (II) et Zone (III)

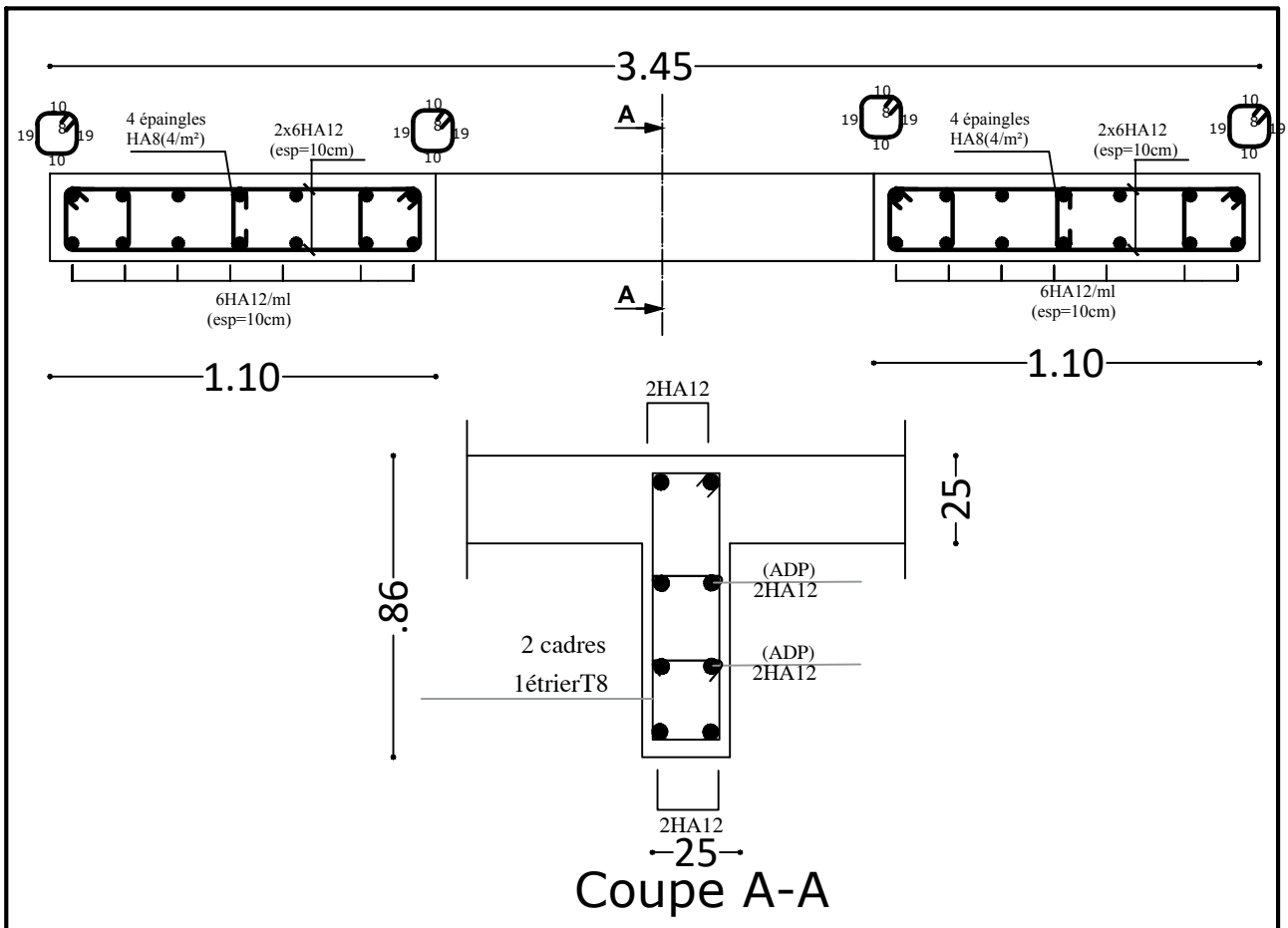
Voile Longitudinal: VL 01

-L=2.70m



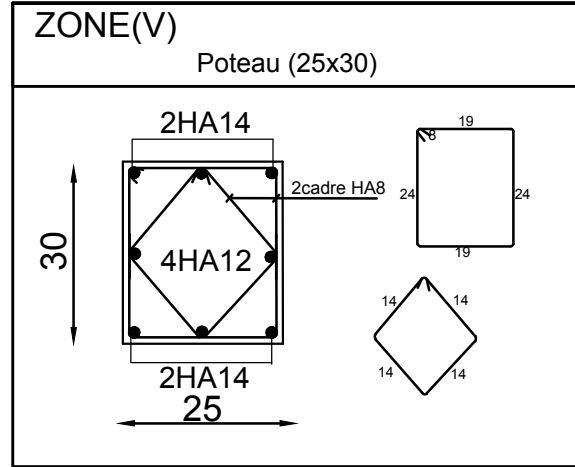
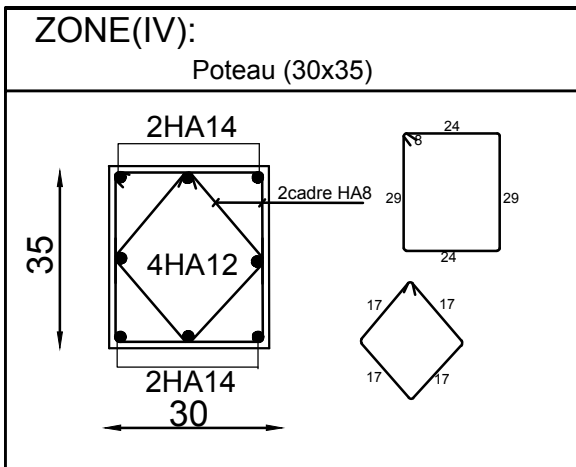
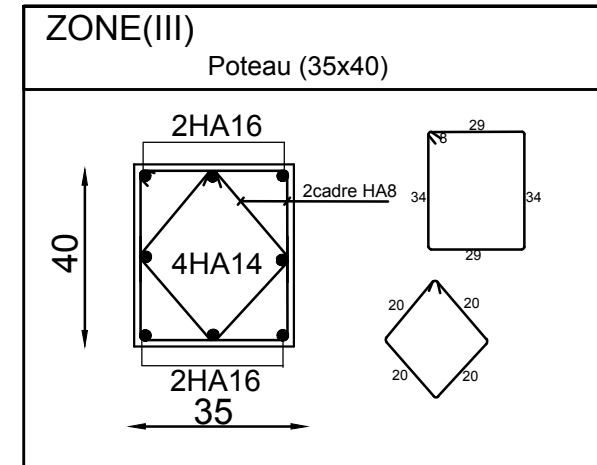
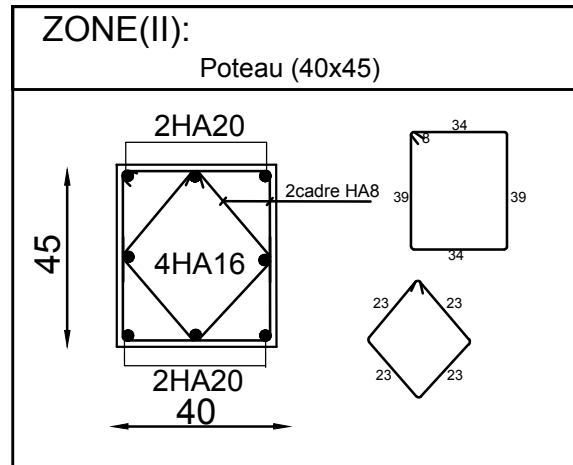
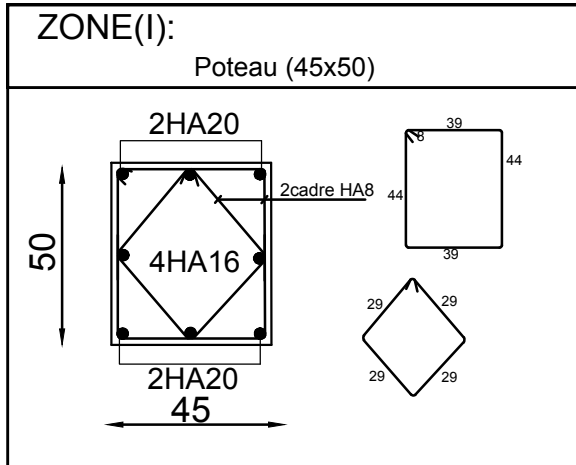
Voile Longitudinal avec linteau : VL 02

-L=3.45m



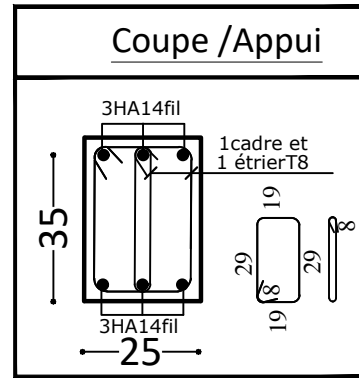
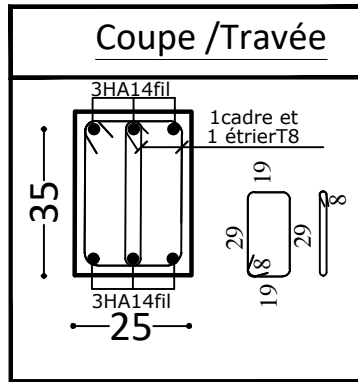
FERRAILLAGE DES POTEAUX

Pour les : Zone (I) ,Zone (II) , Zone (III),Zone (IV) et Zone (V)

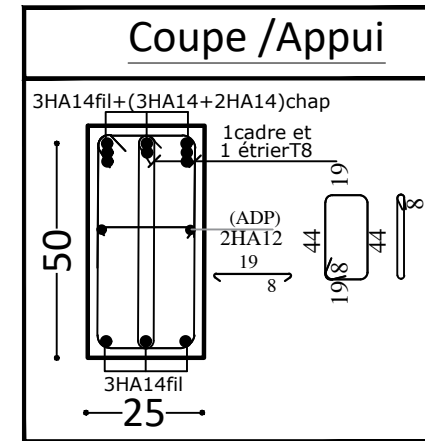
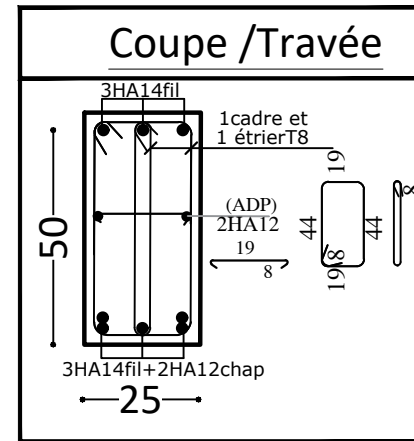


FERRAILLAGE DES POUTRES NON ADHERES AUX VOILES

Ferrailage des poutres secondaires (25x35)cm²
axes A ,B ,C et D



Ferrailage des poutres principales (25X50)cm²
files: 1; 2; 3; 4; 5 ; 6; 7 et 8



FERRAILLAGE DES POUTRES ADHERES AUX VOILES

Ferrailage des poutres secondaires (25x35)cm² axes A ,B ,C et D

