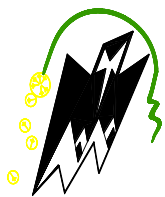


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

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

Thème :

*Etude d'un bâtiment R+7+SS+ charpente en bois
et un étage de service à usage d'habitation et commerce contreventé
par voiles porteurs*



Étudié par :

Melle : SAIDOUN KEISSA
Melle: HAOUCHINE SAMIA

Dirigé par : Mme CHERIFI

Promotion : 2017/2018

TABLE DES MATIERES

Introduction Générale

Chapitre I : Description de l'ouvrage

I-1 Introduction	1
I-2 Présentation de l'ouvrage.....	1
I-3 Caractéristiques géométriques	1
I-4 Éléments constitutifs d l'ouvrage.....	2
I-4-1 La superstructure	2
I-4-2 L'infrastructure	5
II-Caractéristiques mécaniques des matériaux	6
II-1 Le béton	6
II-1-1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	7
II-1-2 Contraintes limites	7
II-2 Acier.....	10
II-2-1 Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier.....	11
II-2-2 Contraintes limites.....	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II-1 Introduction	15
II-2 Pré-dimensionnement des dalles	15
II-2-1 Dalles en corps creux	15
II-2-2 Dalles pleines	16
II-3Pré-dimensionnement des poutres	17
II-4 Pré-dimensionnement des voiles	18
II-5 Pré-dimensionnement des poteaux	19
II-5-1 Descente de charge	20
II-5-2 Surface d'influence.....	21
II-5-3 Poids propre des poteaux.....	23
II-5-4 Loi de dégression des charges d'exploitation	23
II-5-5 Vérification des règles du RPA 99	25
II-5-6 Vérification de la résistance des poteaux au flambement	25

Chapitre III : calcul des éléments

III-1 Calcul des planchers	27
III-1-1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression	27
III-1-2 Etude des poutrelles	29
III-1-3 Application.....	35
III-1-4 Ferrailage des poutrelles	40
III-1-5 Vérifications à l'ELU.....	42
III-1-6 Vérifications à l'ELS.....	44
III-3 calcul des balcons.....	52
III-2-1 Introduction.....	52
III-2-2 Détermination des sollicitations.....	53
III-2-3 Ferrailage.....	54
III-2-4 Vérifications des contraintes à l'ELU.....	55
III-2-5 Vérification à l'ELS.....	56
III-3 Escaliers.....	60
III-3-1 Définition.....	60

Sommaire

III-3-2 Escalier d'étage courant.....	61
III -3-2-1 Dimensionnement.....	62
III-3-2-2Détermination des charges et surcharge.....	63
III-3-2-3Calcul à L'ELU	64
III-3-2-4ferraillage.....	68
III-3-2-5 Vérification à L'ELU.....	69
III-3-2-6 Vérification à L'ELS	69
III-3-3 Escalier RDC.....	82
III -3-3-1 Dimensionnement.....	82
III-3-3-2Détermination des charges et surcharge.....	84
III-3-3-3Calcul à L'ELU	85
III-3-3-4ferraillage.....	89
III-3-3-5 Vérification à L'ELU.....	90
III-3-3-6 Vérification à L'ELS	94
III-4- Calcul de la poutre palière.....	104
III-4-1 Pré-dimensionnement.....	104
III-4-2 Détermination des charge et surcharge revenant à la poutre pilaire.....	105
III-4-3Calcul à L'ELU.....	105
III-4-4 Vérification à L'ELU.....	107
III-4-5Calcul à L'ELS.....	110
III-4-6 Vérification à L'ELS.....	111
III-5 Salle machine.....	114
III-5 -1Calcul de la dalle pleine	114
III-5 -2 Pré-dimensionnement.....	114
III-5 -3 Calcul de la section d'armature.....	117
III-5 -4 Vérifications à l'ELU	119
III-5 -5 Vérifications à l'ELS	120
III-6 Étude de la charpente.....	124
III-6-1 Détermination des charge et surcharge	124
III -6-2 Détermination des effort revenant aux différent élément de la charpente à L'ELU.....	125
III-6-3Dimensionnement des éléments de la charpente	125
III-6-3-1Dimensionnement des panne.....	126
III-6-3-2 Dimensionnement des chevrons.....	127
III-6-3-3 Dimensionnement des linteaux.....	129
Chapitre IV: Etude de contreventement	
IV-1 Introduction	131
IV-2 Caractéristiques des portiques	131
IV-2-1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutre.....	131
IV-2-2 Calcul des coefficients K relatifs aux portiques	132
IV-2-3 Calcul des coefficients correcteurs (e_{ij})	132
IV-2-4 Calcul des rigidités des poteaux (I) aux niveaux (J).....	133
IV-2-5 Calcul des rigidités d'un portique de niveaux (J) dans le sens x-x et y-y.....	133
IV-3 Calcul des voiles.....	137
IV-3-1 Caractéristiques géométriques des voiles.....	137
IV-3-2 Calcul des inerties des refonds pleines	137
IV-4 Calcul des inerties fictives des portiques	141
IV-4-1 Principe de la méthode.....	141

Sommaire

IV-4-2 Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires.....	141
IV-4-3 calcul de déplacement des portiques.....	143
IV-5 Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques.....	151

Chapitre V: Présentation d'ETABS, modification et vérification de RPA

V-1 Introduction	153
V-2 Définition d'un logiciel de calcul	153
V-3 Les étapes de la modélisation	153
V-4 Étapes d'introductions des données.....	153
V-5 Étapes de chargement	158
V-6 Vérifications des conditions du RPA	164
V-6-1 Vérifications de la période empirique T.	164
V-6-2 Vérification de l'effort tranchant à la base	166
V-6-3 Vérification des déplacements relatifs	172
V-6-4 Vérification de l'excentricité.....	175
V-6-5 -Vérification de l'effet P-Delta.....	177
V-6-6 Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	179

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

VI-1 Ferrailage des poteaux.....	180
VI-1-1 les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales.....	180
VI-1-2 Calcul des armatures à l'ELU.....	180
VI-1-3 les recommandations du RPA 99 pour Armatures transversales.....	181
VI-1-4 Étapes de calcul en flexion composée à l'ELU	181
VI-1-5 Ferrailage des poteaux	184
VI-1-6 Vérifications à l'ELS	185
VI-2 Ferrailage des poutres.....	192
VI-2-1 Recommandations du RPA version 2003 pour le ferrailage des poutres.....	192
VI-2-1-1 Armatures longitudinales.....	192
VI-2-1-2 Armatures transversales	192
VI-2-2 Étape de calcul des armatures longitudinales.....	193
V-2-3 Exemple de calcul	193
V-2-4 Vérifications des conditions du RPA	194
V-2-5 Vérification à l'ELU	195
V-2-6 Vérification à l'ELS.....	196
VI-3 Ferrailage des voiles.....	201
VI-3-1 Exposé de la méthode.....	202
VI-3-2 Déterminations des diagrammes des contraintes	202
VI-3-3 détermination des armatures	203
VI-2-4 calcul de ferrailage.....	207
VI-2-5 Vérification à l'ELU	209
VI-2-6 Vérification à l'ELS.....	209
VI-2-7 Les résultats de calcul se résument dans les tableaux	215

Chapitre VIII: Étude de l'infrastructure

VII-1 Introduction	218
VII-2 Étude géotechnique du sol	218
VII-3 Choix du type de fondation.....	218
VII-3-1 Semelles isolées sous poteaux	218

Sommaire

VII-3-2 Semelles filantes	219
VII-4 Étude du radier général	221
VII-4-1 Pré dimensionnement du radier	221
VII-4-2 détermination des sollicitations	222
VII-4-3 Détermination de la surface du radier	223
VII-4-4 Détermination des efforts à la base du radier	224
VII-4-5 Vérification	225
VII-4-6 Ferrailage du radier	229
VII-4-7 Vérification Calcul à l'ELU.....	233
VII-4-8 Vérification Calcul à l'ELS	233
VII-5 Ferrailage du débord	235
VII-5-1 Vérification Calcul à l'ELU.....	236
VII -5-2 Vérification Calcul à l'ELS	236
VII-6-Calcul des nervures.....	237
VII-6-1 Vérification Calcul à l'ELU.....	249
VII -6-2 Vérification Calcul à l'ELS	250

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes sœurs et frères.

A toute ma famille.

A tous mes amis(es) : (N,F,D,S,H,B,A,L)

A Mme: Cherifi

A ma Binôme et sa famille.

A toute la promotion 2017 /2018.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Keissa

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes sœurs et frères.

A toute ma famille.

A tous mes amis(es).

A Mme: Cherifi

A ma Binôme et sa famille.

A toute la promotion 2017 /2018.

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Samia

Liste des figures

Chapitre I : Description de l'ouvrage

- Figure I-1 : Les éléments constituant d'un planché.
- Figure I-2 : Les briques.
- Figure I-3 : Schéma d'un escalier.
- Figure I-4 : Exemple de ferme classique.
- Figure I-5 : Diagramme -parabole rectangle des Contraintes- Déformations du béton à l'ELU.
- Figure I-6 : Diagramme contrainte- déformation du béton de calcul à l'ELS.
- Figure I-7 : Treillis soudé.
- Figure I-8 : Diagramme contrainte –déformation d'acier.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Figure II-1 : Coupe verticale du plancher.
- Figure II-2 : Coupe verticale des différents voiles.
- Figure II-3 : Section du poteau le plus sollicité.
- Figure II-4 : Section transversale de la toiture.
- Figure II-5 : Section en plan de la toiture.
- Figure II-6 : Coefficient dégression des charges d'exploitation.

Chapitre III : calcul des éléments

- Figure III-1 : schéma d'un treillis soudé.
- Figure III-2 : Section de la poutrelle.
- Figure III-3 : Schéma statique de la grande travée pour le calcul de la poutrelle.
- Figure III-4 : Schéma statique de la poutrelle.
- Figure III-5 : Les dimensions la section en T.
- Figure III-6 : Méthode des trois moments.
- Figure III-7 : Schéma statique n°1 de la poutrelle.
- Figure III-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.
- Figure III-9 : Diagramme des efforts tranchants l'ELU. .
- Figure III-10 : Schéma statique n°2 de la poutrelle
- Figure III-11 : Schéma statique n°3 de la poutrelle
- Figure III-12 : Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression en travées.
- Figure III-13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
- Figure III-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.
- Figure III-15 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.
- Figure III-16 : Schéma statique du balcon.
- Figure III-17 : Schéma de ferrailage de balcon.
- Figure III-18 : Schéma statique de l'escalier
- Figure III-19 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.
- Figure III-20 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.
- Figure III-21 : Schéma de Ferrailage d'escalier d'étage courant.
- Figure III-22 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.
- Figure III-23 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.
- Figure III-24 : Schéma de Ferrailage d'escalier RDC
- Figure III-25 : Schéma de la poutre palière.
- Figure III-26 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

Liste des figures

- Figure III-27 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.
- Figure III-28 : Schéma de Ferrailage de la poutre palière.
- Figure III-29 : Schéma statique de la salle machine.
- Figure III-30 : Schéma de la dalle de la salle machine.
- Figure III-31 : Schéma de Ferrailage de la dalle salle machine
- Figure III-32 : Schéma statique d'une poutre continue.

Chapitre IV: Etude de contreventement

- Figure IV-1 : Coupe verticale d'un niveau
 - Figure IV-2 : coefficients K relatifs aux portiques .
 - Figure IV-3 : Vue en plan et en coupe des refends
 - Figure IV-4 : Diagramme des moments des aires
 - Figure IV-5 : Schéma d'un trapèze.
 - Figure IV.6 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.
 - Figure IV-7: Comparaison des inerties des voiles et des portiques longitudinales.
 - Figure IV-8: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal
- .

Chapitre V: Présentation d'ETABS, modification et vérification de RPA

- Figure V-1 : Interface d'initialisation du modèle.
- Figure V-2 : Interface d'introduction des données générales.
- Figure V-3 : Interface de modification des entre-axes.
- Figure V-4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.
- Figure V-5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.
- Figure V-6 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.
- Figure V-7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.
- Figure V-8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.
- Figure V-9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.
- Figure V-10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.
- Figure V-11 : Interface d'introduction du spectre
- Figure V-12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.
- Figure V-13 : Interface d'introduction des types d'appuis.
- Figure V-14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique
- Figure V-15 : Interface d'introduction des diaphragmes.
- Figure V-16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.
- Figure V-17: Vue en 3D de la structure.
- Figure V-18 : Vue en plan de la structure
- Figure V-19 : Justification de la période et les masses participantes
- Figure V-20: Tableaux des efforts.
- Figure V-21 : Déplacement maximal selon x-x et y-y.
- Figure V-22: Tableau de la vérification de l'excentricité.

Liste des figures

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

- Figure VI-1 : Section en flexion composée.
- Figure VI-2- caractéristiques et sollicitation de la section
- Figure VI-3- affichage des résultats
- Figure VI-4: Schéma de ferrailage de poteau 45x45.
- Figure VI-5 : Schéma de ferrailage de poteau 40x40.
- Figure VI-6 : Schéma de ferrailage de poteau 35x35.
- Figure VI-7: Schéma de ferrailage en travée d'une poutre principale.
- Figure VI-8: Schéma de ferrailage aux appuis d'une poutre principale.
- Figure VI-9 : Schéma de ferrailage en travée d'une poutre secondaire.
- Figure VI.10: Schéma de ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.
- Figure VI.11: La disposition des voiles.
- Figure VI.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

- Figure VII.1 : Diagramme des contraintes sous le radier
- Figure VII -2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.
- Figure VII.3 : Schéma statique du débord.
- Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.
- Figure VII.5 : Présentation du chargement simplifié
- Figure VII.6: Répartition triangulaire.
- Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens x-x).
- Figure VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).
- Figure VII.9 : Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens x-x).
- Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).
- Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens x-x).
- Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).
- Figure VII.13 : Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens x-x).
- Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).
- Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens y-y).
- Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(sens y-y)..
- Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens y-y).
- Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU(sens y-y).
- Figure VII.19: Schéma statique de la nervure (utilisée pour le calcul des moments fléchissant) (sens y-y).
- Figure VII.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(sens y-y).
- Figure VII.21: Schéma statique de la nervure ELS (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens y-y).
- Figure VII.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS(sens y-y).

Liste des tableaux

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Tableau I-1: Caractéristiques des aciers utilisés.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II-1 : Vérification des résultats.

Tableau II-2 : charge permanente de la toiture.

Tableau II-3 : charge permanente de Plancher sous toiture

Tableau II-4: charge permanente de Plancher étage courant

Tableau II-5 : charge permanente de Murs extérieurs

Tableau II-6 : charge Permanente de Murs intérieurs

Tableau II-7 : Les surcharges pour les différents étages.

Tableau II-8 : Descente de charge sur le poteau le plus sollicité.

Chapitre III : calcul des éléments

Tableau III-1 : Les charges revenant au plancher .

Tableau III-2 : Les combinaisons de charge

Tableau III-3: Rapport des porters successives.

Tableau III-4. : Calcul des moments en travées.

Tableau III-5 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau III-6: Calcul des efforts tranchants à l'ELS.

Tableau III-7 : Les Charges permanentes uniformes(G1)

Tableau III-8 : charge permanente du garde corps (G2) :

Tableau III-9 : Calcul de la charge permanente du palier.

Tableau III-10 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.

Tableau III-11: Calcul de la charge Permanente du palier.

Tableau III-12 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.

Chapitre IV: Etude de contreventement

Tableau IV-1 : Rigidités linéaires des Poteaux dans le sens longitudinal

Tableau IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sens longitudinal.

Tableau IV.6: Rigidité relative par portique dans le sens transversal.

Tableau IV.7 : Inerties des voiles dans le sens longitudinal

Tableau IV .8 : Inertie des voiles dans le sens transversal..

Tableau IV.9 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Tableau IV.12 : Comparaisons des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal.

Tableau IV.13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal

Liste des tableaux

Chapitre V: Présentation ETABS et vérification de RPA

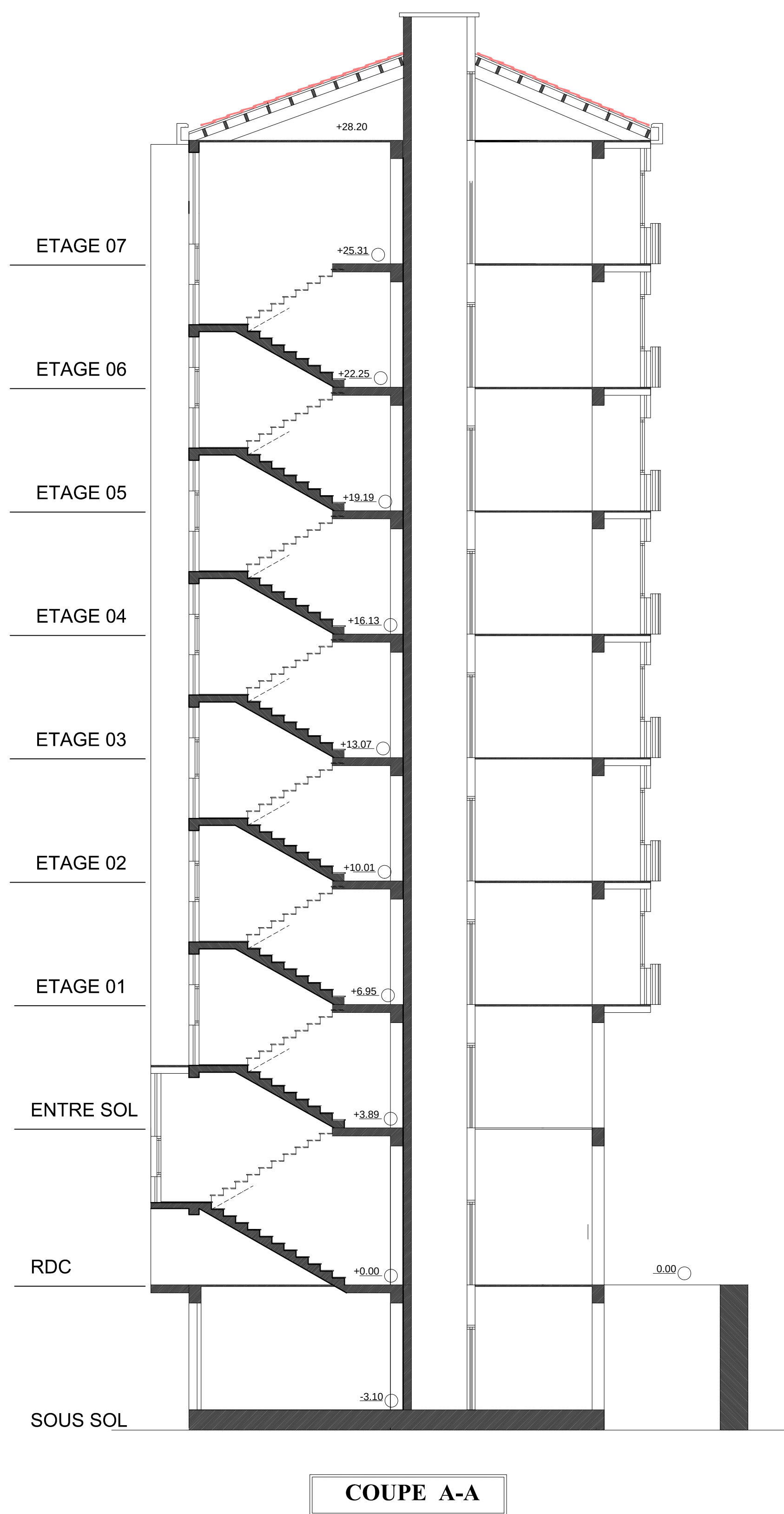
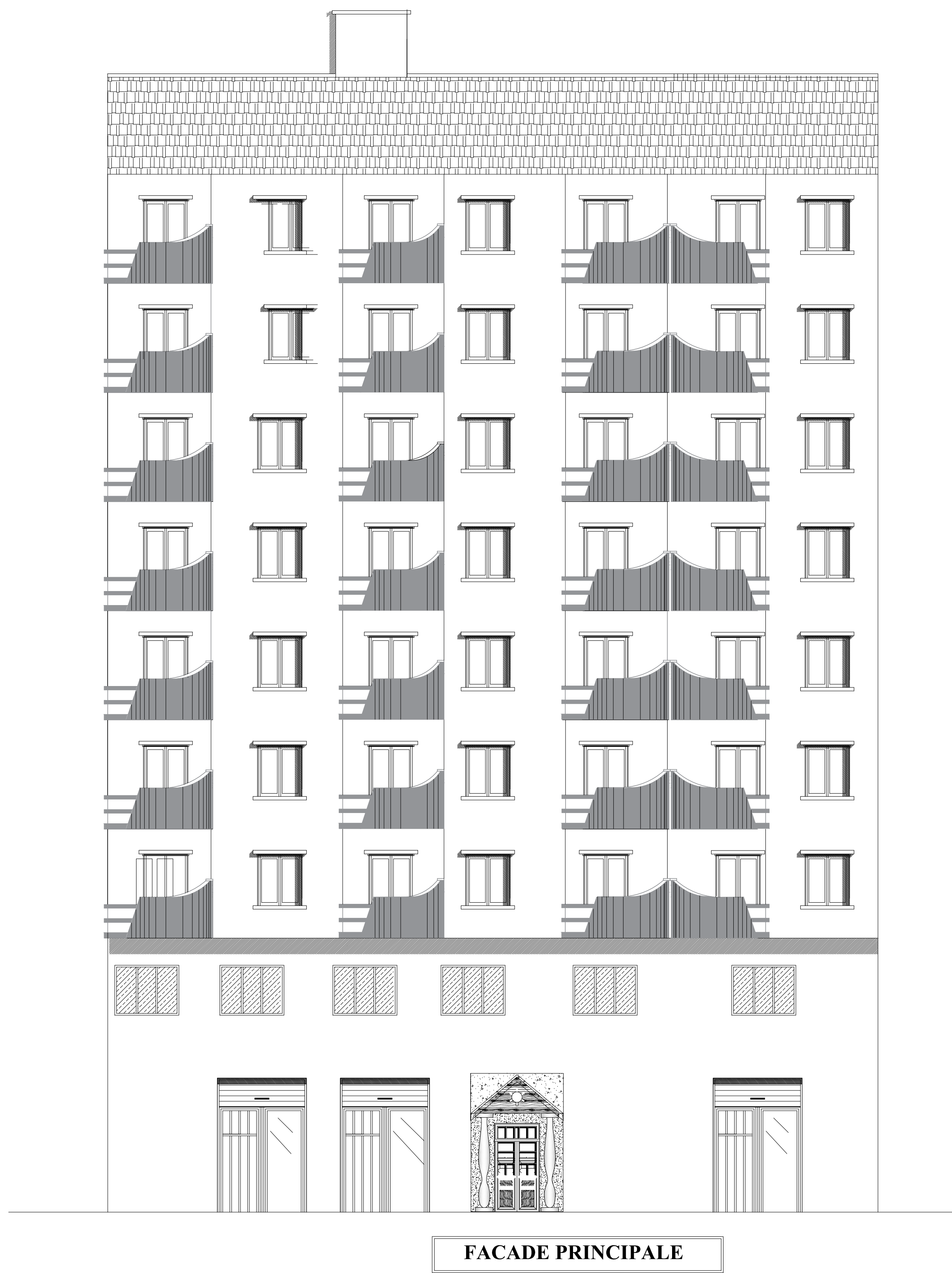
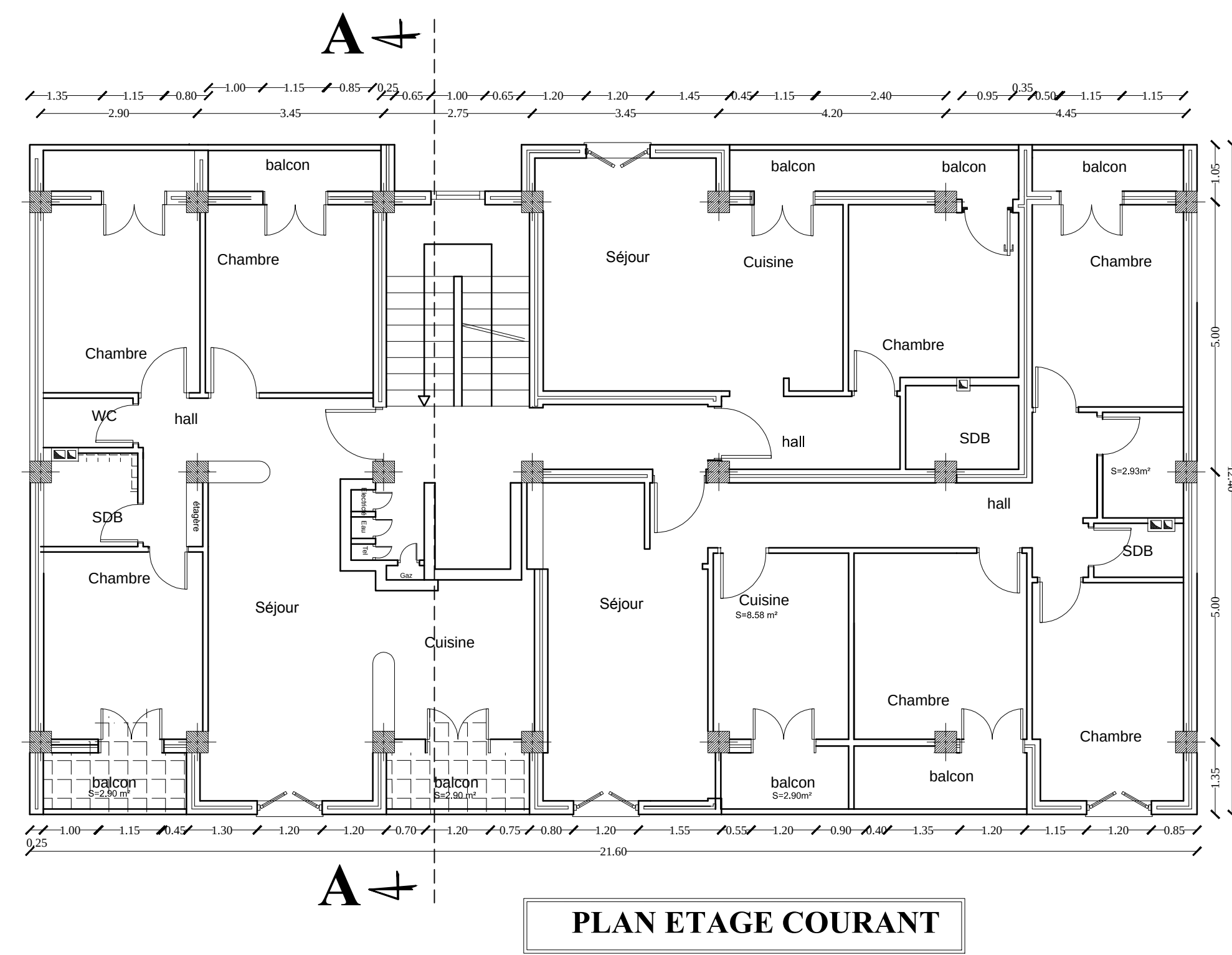
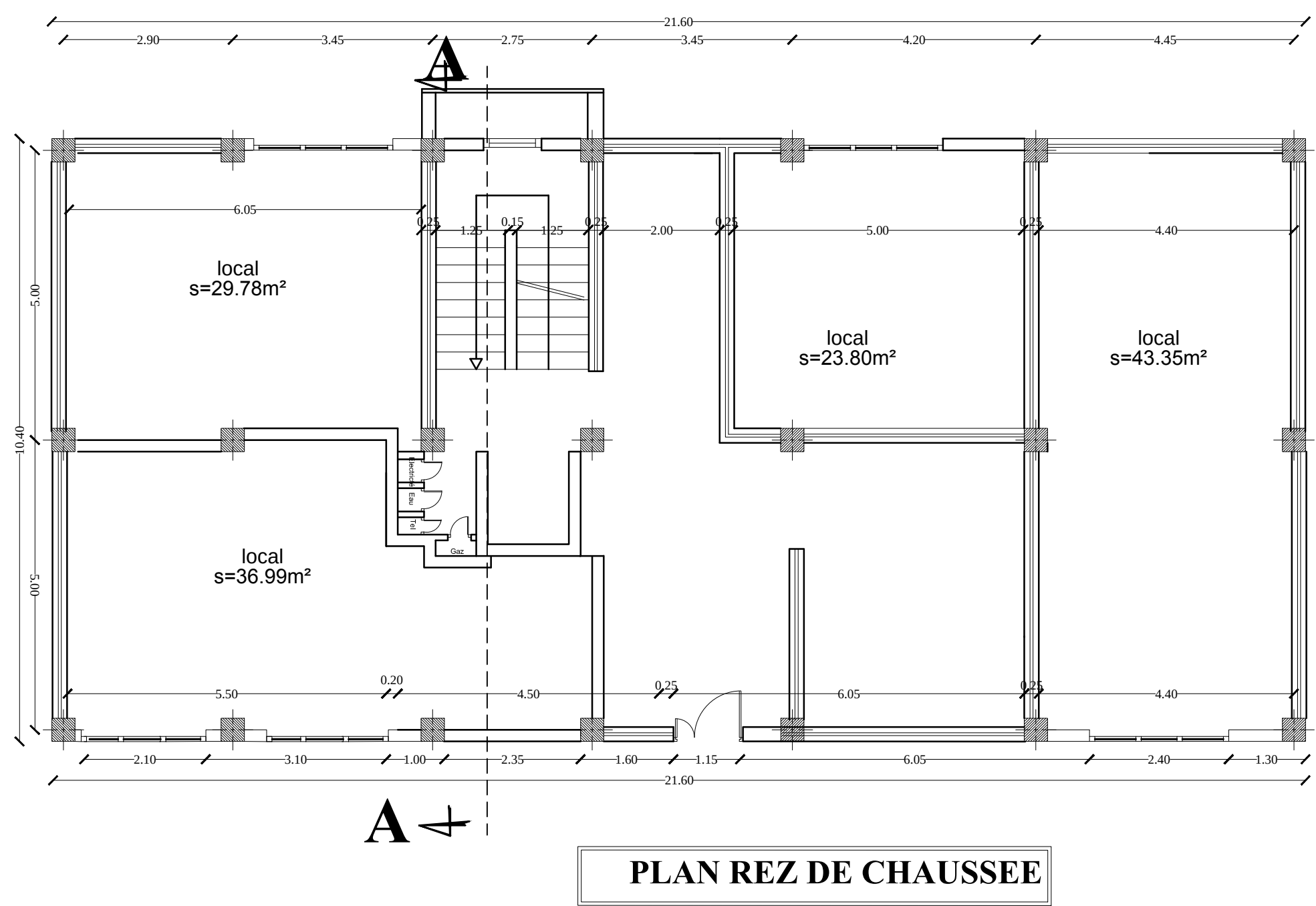
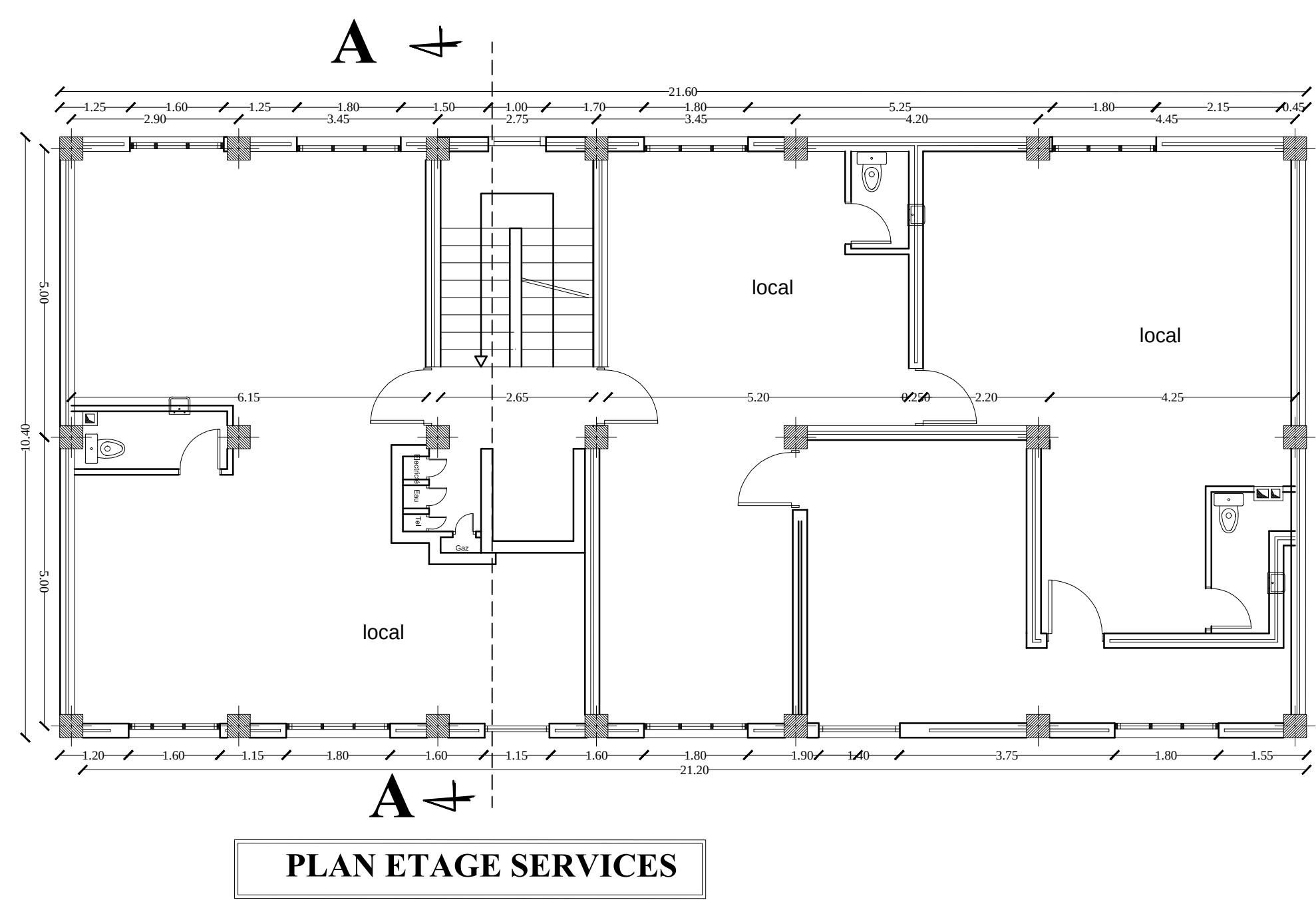
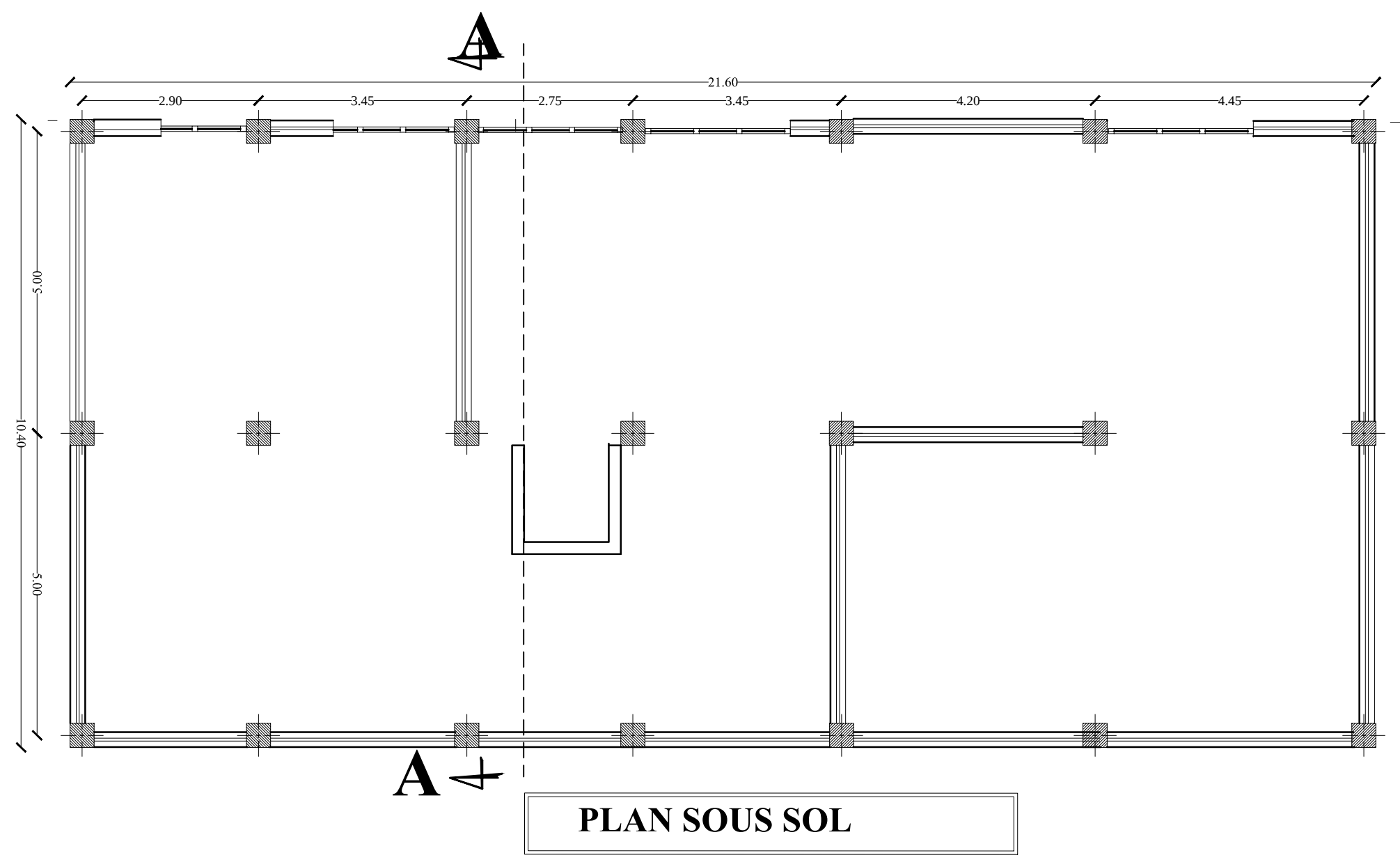
- Tableau V.1: Valeurs de pénalités P_q .
- Tableau V.2: Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W_t
- Tableau V.3: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y
- Tableau V.4: Vérification de l'excentricité
- Tableau V.5: Vérification de l'effet P-Delta .
- Tableau V-6 : Résumé de calcul du paramètre v .

Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux

- Tableau VI.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.
- Tableau VI.2: Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal .
- Tableau VI.3: Efforts internes dans les poteaux dans le sens Transversale
- Tableaux VI-4 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal
- Tableaux VI-5 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversal :
- Tableau VI.6: Quantité minimale d'armatures transversales .
- Tableau VI-7 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.
- Tableau VI-8 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens longitudinal.
- Tableaux VI-9 : Vérification des ferrillages à l'ELS dans le Sens transversal
- Tableau VI.10 : Vérification des contraintes(X-X).
- Tableau VI.11 : Vérification des contraintes(Y-Y).
- Tableau VI.12 : Section des armatures longitudinales.
- Tableau VI-13 : Résumé de calcul des poutres principales.
- Tableau VI-14 : Résumé de calcul des poutres secondaires.
- Tableau VI.15 : Verifications des armatures longitudinal à l'ELU.
- Tableau VI.16 : Vérifications armatures transversales à l'ELU.
- Tableau VI-17 : Vérification du ferrillages des poutres principes l'ELS.
- Tableau VI-18: Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS.
- Tableau VI .19 : Tableau des efforts normaux
- Tableau VI-20: Tableau des armatures verticales.
- Tableau VI.21: Ferrailage des Voiles longitudinaux (VL1 , VL2 , VL3 , VL4) .
- Tableau VI.22: Ferrailage des Voiles longitudinaux (VL5 , VL7) .
- Tableau VI.23: Ferrailage de Voile longitudinal VL6 .
- Tableau VI.24: Ferrailage de Voile longitudinal VL8.
- Tableau VI.25 : Ferrailage des voiles transversaux (VT2 ; VT3)
- Tableau VI.26 : Ferrailage des voiles transversaux (VT1 ; VT4)
- Tableau VI.27 : Ferrailage des voiles transversaux (VT5 ; VT6)

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

- Tableau VII-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).
- Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).
- Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.
- Tableau VII.4 : vérification de la section minimal.
- Tableau VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).
- Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).
- Tableau VII.7 : Les efforts internes dans les nervures.
- Tableau VII.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.
- Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.



Introduction général

Introduction général

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

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+7+SS+ETS), en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au pré-dimensionnement des éléments, calcul des élément, l'étude de contreventement, la modélisation et vérifications RPA. Puis nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettra de procéder au ferrailage des différents éléments. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

I-1-Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

Le présent projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment R+7+ un sous-sol et un étage de service , à usage d'habitation et commerce, contreventé par voiles porteurs, ainsi qu'une charpente en bois qui lui sert de toiture.

I-2- présentation de l'ouvrage:

Le projet, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de :

- Sept étages courants à usage d'habitation.
- Un étage de services a usage commercial.
- Un RDC a usage commercial.
- Un sous-sol a usage commercial.
- Deux cages d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une charpente en bois.

Ce bâtiment est classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2), il est implanté à la wilaya TIZI OUZOU, qui est selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 modifié 2003**) une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Selon l'étude du sol , la contrainte de calcul $\sigma_{sol} = 2$ bars.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, ainsi que la sécurité des usagers pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir ;

- Le RPA\99 version 2003.
- Le BAEL 91.
- DTR-BC22

I-3-Caractéristiques géométriques :

On est tenu de respecter au mieux la conception de l'Architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

Hauteur totale :

Avec charpente et cage d'ascenseur : H=34,36 m

Sans charpente et cage d'ascenseur : H=31,47 m

- **SOUS-SOL:**

-longueur:.....21.60m

-largeur: 10.40m

-hauteur : 3.10m

- **RDC:**

-longueur:..... 21.60 m

-largeur: 10.40m

-hauteur: 3.89m

- **ETAGE DE SERVICE:**

-longueur: 21.60m

-largeur: 10.40m

-hauteur: 3.06m

- **ETAGE COURANT:**

-longueur:..... 21.60m

-largeur:..... 12.40m

-hauteur: 3.06m

I-4.Éléments constitutifs de l'ouvrage

I-4-1 La superstructure :

C'est la partie de la construction au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

- **Voile :**

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

- **Portiques :**

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les surcharges verticales.

- **Planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.

-Il supporte son poids propre et les charges d'exploitations, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).

- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation)

- Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Dans notre bâtiment, nous avons deux types de plancher :

1. Plancher en corps creux :

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

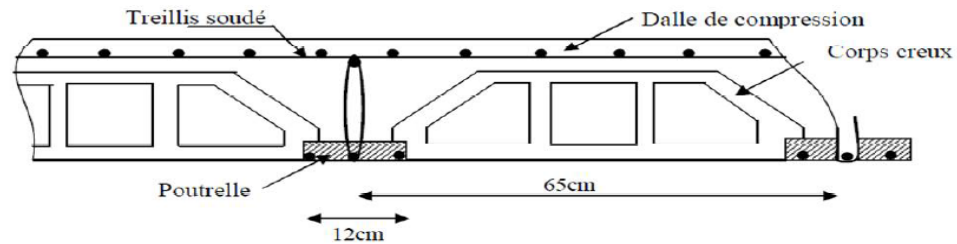


Figure I-1: Les éléments constituant un plancher d'étage courant.

2. Plancher en dalle pleine en béton armé :

Sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourds par rapport aux corps creux.

➤ Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses, il existe deux types de murs :

- **Murs extérieurs :** Les façades extérieures sont réalisées en double cloisons de deux briques creuses, 15cm d'épaisseur pour la cloison externe, et 10cm pour la cloison interne avec une lame d'air de 5cm.
- **Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en simples cloisons de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

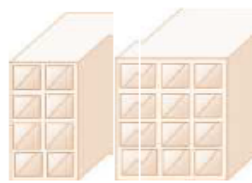


Figure I.2 : les briques

➤ Les revêtements :

Les revêtements sont réalisés en :

- Enduits en ciment de 1.5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

➤ **L'ascenseur :**

L'ascenseur est un dispositif mobile, permettant le déplacement vertical sur un axe prédéfini au sein d'une construction, il est composé essentiellement de la cabine et de la machinerie.

➤ **Escalier :**

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant de se déplacer et relient entre les différents niveaux. Ils sont constitués de paliers de repos et paillasse en béton armé coulés sur place.

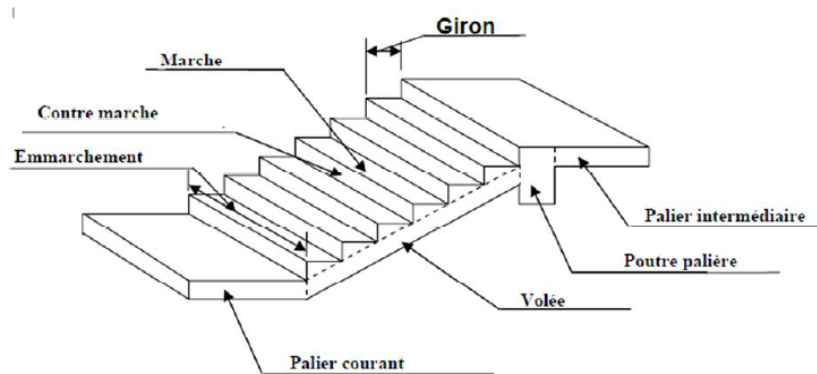


Figure I.3 : schéma d'un escalier.

➤ **Toiture :**

La toiture est composée de deux éléments :

- **Charpente :**

C'est un assemblage de pièces de bois ou de métal, dont ses fonctions sont les suivantes :

- Supporter son poids propre (fermes, pannes ou fermettes).
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.
- Porter le plafond suspendu aux solives, solivettes ou fermettes.

- **Couverture :**

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

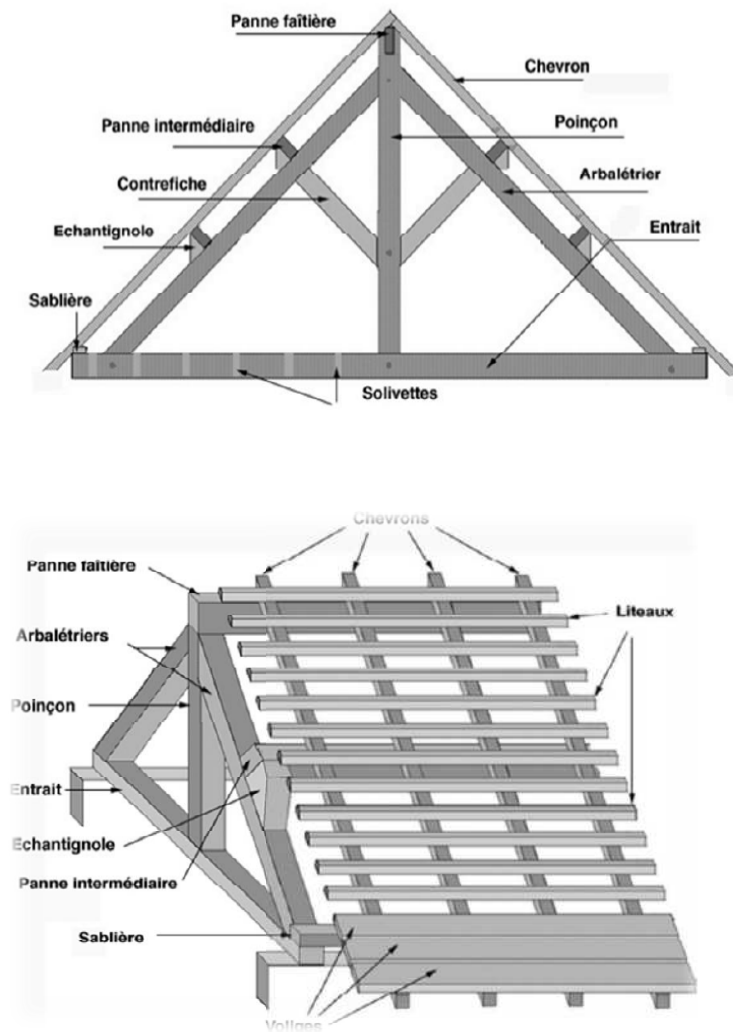


Figure I-4 : Exemple de ferme classique.

1-4-2 : L'infrastructure :

➤ Les fondations :

Les fondations sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol par liaison directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

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

➤ Le système de coffrage :

Le coffrage est une enceinte provisoire, destinée à contenir un matériau de construction (béton), utile pour maintenir ce matériau en place, en attendant sa prise puis son durcissement. Les coffrages auxquels utilisés sont :

- Le coffrage classique en bois, pour les portiques
- Un coffrage métallique pour les voiles

II Caractéristiques mécaniques des matériaux :

II-1 Le béton :

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage, un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à la résistance à la compression. La masse volumique du béton est $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant doser à 350 kg/m³ de ciment.

Composition du béton :

- **Ciment:**

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

- **Granulats :**

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

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

- **Eau de gâchage:**

L'eau employée pour le béton, et qui met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, doit être de l'eau potable ; car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton.

Donc, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton, et tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

- **Dosage du béton :**

Pour confectionner un béton selon la demande, on doit déterminer les proportions de chacun des constituants (ciment, graviers et dosage en eau ...etc.) de ce dernier, afin d'obtenir les caractéristiques mécaniques et les conditions de mise en œuvre souhaitées.

Pour ce fait, plusieurs méthodes de formulations sont proposées comme la méthode des abaques de Dreux, de Faury ou d'Abrams ou bien d'autres encore.

II-1-1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

- **Résistance du béton à la compression f_{cj} :**

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours, est mesurée par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre 16 cm et une hauteur $h = 32$ cm. (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de durcissement notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jour, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (**Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié 99**).

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

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

- Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,10 f_{c28}$. (Art. A.2 .1.11 BAEL91 modifié 99)

- **Résistance à la traction f_{tj} :**

La résistance à la traction du béton à «j» jour est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression comme suit : (**Art .A.2 .1.12 BAEL 91**)

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

✓ Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

II-1-2 : Contraintes limites:**Tableau I-1 :**

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
K	2,33	1,64	1,28	0,80	0,00

A-contrainte de compression :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité, et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

B-État limite ultime(ELU):

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants, qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non –renversement; basculement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).

- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

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

$$\sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ (Art. A.4.3.41.BAEL91 modifier 99)}$$

Avec :

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{sollicitations durables} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{sollicitations accidentelles} \end{cases}$$

θ : coefficient dépendant de la durée d'application(t) du chargement. Il est fixé à :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h \\ \theta = 0,9 & \text{si } 1h < t < 24h \\ \theta = 0,85 & \text{si } t \leq 1h \end{cases}$$

Pour $f_{c28}=25$ MPA.

- $\gamma_b=1.5$ (situation courante)
- $\gamma_b=1.15$ (situation accidentelle)

La relation contrainte- déformation est illustrée dans la figure suivante :

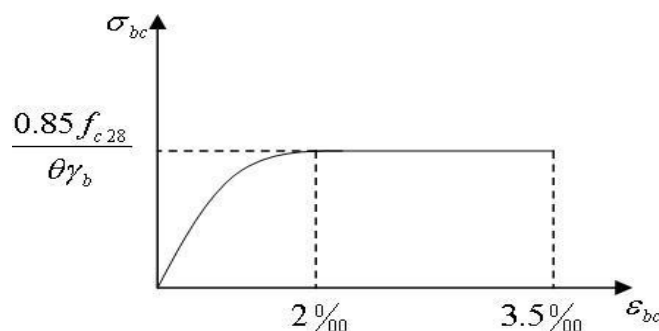


Figure I- 5: Diagramme -parabole rectangle des Contraintes- Déformations du béton a l'ELU.

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

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned} * \quad \varepsilon_{bc1} &= 2 \text{‰} \\ * \quad \varepsilon_{bc2} &= \begin{cases} 3,5 \text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \text{Min } (4,5; 0,025 f_{cj}) \text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \end{aligned}$$

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).
- D'une partie rectangulaire $2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$ (état plastique).

C-Etat limite de service (ELS) (BAEL91/Art4.2) :

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

- Etat limite de la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation admissible des éléments de construction (flèche excessive) .
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (MPa) (Art 4.5.2 BAEL 91)}$$

✓ Pour notre cas, on a : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. Elle est limitée par : $\overline{\sigma}_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

Le béton est considéré comme élastique linéaire .La relation contrainte -déformation est illustrée par la figure suivante :

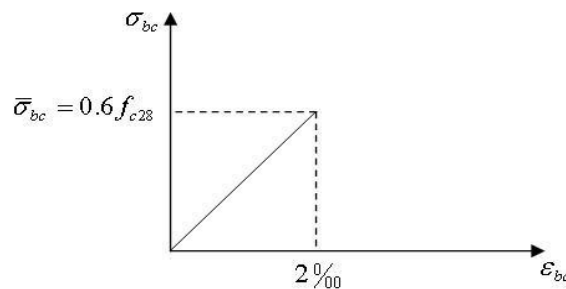


Figure I-6: Diagramme contrainte- déformation du béton de calcul à l'ELS.

C-Contrainte limite de cisaillement (Art.5.1.BAEL.91/modifié 99):

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$$

Avec :

v_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 =largeur de l'âme.

d =hauteur utile de la poutre ($d=h-c$).

$d=0,9 h$: position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

— la fissuration est non préjudiciable (peu nuisible).

$$\zeta_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

— Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\zeta_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

D-Module d'élasticité du béton E :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation longitudinale instantané (Art A-2.1, 21BAEL91):**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier .

✓ Dans notre cas $f_{c28}=25\text{MPa} \longrightarrow E_{ij}=32164, 20\text{MPa}$

- **Module de déformation longitudinale différée (Art A-2.1, 22BAEL91):**

Le module de déformation longitudinale différée, qui dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, permet de calculer la déformation finale du béton. $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$

F_{cj} : la résistance du béton à la compression à (j) jours

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ E_{vj} = 4400 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6100 \left(f_{cj} \right) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice.} \end{cases}$$

✓ Dans notre cas pour j = 28 jours donc $f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$. $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation transversale (Art. A.2.1.3.BAEL99.modifié 99):**

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant.

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson

E-Coefficients de poisson (Art .2.1, 3 .BAEL91.modifié99):

Le coefficient de poisson(ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative ; il est donné par : $\nu = \frac{\Delta d}{d} / \frac{\Delta l}{l}$

Il sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS)

II-2.Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général ,les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les ronds lisses (RL)** :feE215 et fe E 235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235 MPa respectivement.
- **Les aciers à hautes adhérences (HA)** :fe E400 et fe E 500 correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400 MPa et 500MPa respectivement.
- **Treillis soudés** : Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement.Les espacements entre axes sont égaux.



Figure I-7:Treillis soudés.

II-2-1 Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier:**Tableau I-1: Caractéristiques des aciers utilisés.**

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E 400	HA	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé T L 520 (Φ<6mm)	TS	520	550	8	1,3	1

- **Module de déformation longitudinal :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

$$E = 2 \cdot 10^5 \quad (\text{MPa})$$

II-2-2 Contraintes limites (Art A.4.3.1, BAEL91.modifié99):**a-État limite ultime (ELU) :**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leur limites élastiques avec un coefficient de sécurité. La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A.2.1.2, BAEL91 modifier 99})$$

Avec :

δ_{st} : la contrainte de l'acier a l'ELU.

f_e : contrainte d'élasticité de l'acier.

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

- **Digramme contrainte- déformation de calcul:**

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul δ des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations (ξ) de l'acier par le digramme contrainte déformation de la figure suivante :

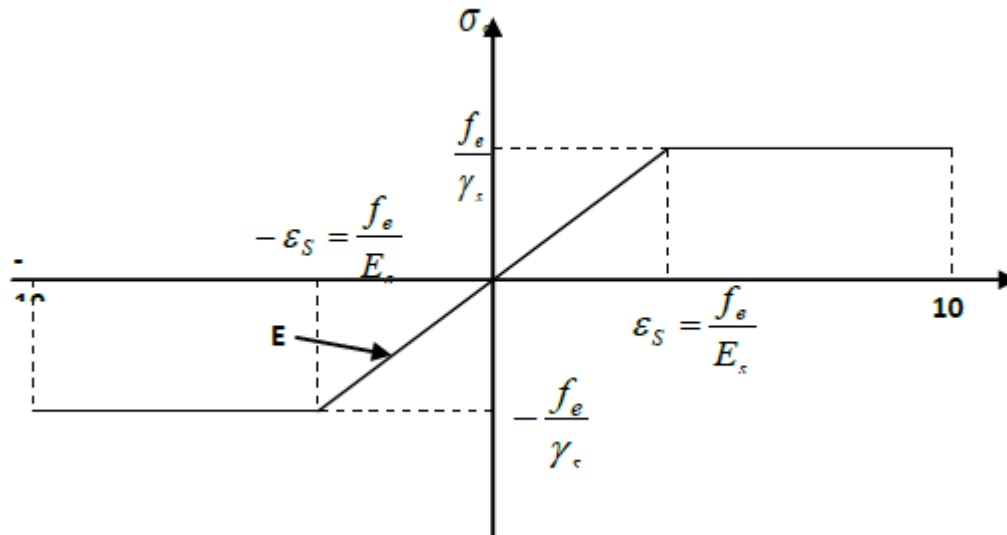


Figure I-8: Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Le diagramme contrainte-déformation se compose d'une droite de pente $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$.

b-Etat limite de service (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures, et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci (risque de corrosion des armatures), on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

On distingue trois cas de fissurations :

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments sont situés dans des locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées). Dans ce cas, aucune vérification n'est à effectuer.

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable, lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou ils peuvent être alternativement immergés en eau. Dans ce cas la contrainte dans l'acier est limitée :

$$\delta_{st} \leq \overline{\delta_{st}} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

• **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.34, BAEL91):**

les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite. Il faut vérifier. Il faut vérifier dans ce cas que :

$$\delta_{st} \leq \overline{\delta_{bc}} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL) et treillis soudés.

$\eta = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi < 6\text{mm}$).

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi > 6\text{mm}$) (HA).

C-Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement est donnée selon le cas de la fissuration présentée ci-après :

• **Fissuration peu nuisible** : $\zeta_u \leq \min(0,2 f_{cj}/\gamma_b; 5\text{MPa})$.

• **Fissuration préjudiciable** : $\zeta_u \leq \min(0,15 f_{cj}/\gamma_b; 4\text{MPa})$.

d-Enrobage (Protection d'armatures) (Art. A.7.2.4, BAEL 91/modifié 99) :

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

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

II-1 Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure, et les caractéristiques des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous précédon dans ce chapitre, au pré-dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**.

II-2 Pré-dimensionnement des dalles :

Les dalles délimitent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés.

- Planchers à corps creux en partie courant, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.
- Dalle pleine pour les balcons et hall d'ascenseur.

II-2-1 Dalles en corps creux :

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

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec:

- ht : épaisseur du plancher.
- $L_{\max}$: La longueur de la portée libre maximale dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas nous avons :

$$L_{\max} = 445 - 25 = 420 \text{ cm.}$$

$$ht \geq \frac{420}{22,5} \geq 18.66 \text{ cm.}$$

On optera pour un plancher de hauteur égale à 20 cm, soit $h_t = (16+4) \text{ cm}$.

- Hauteur de corps creux = 16cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4cm.

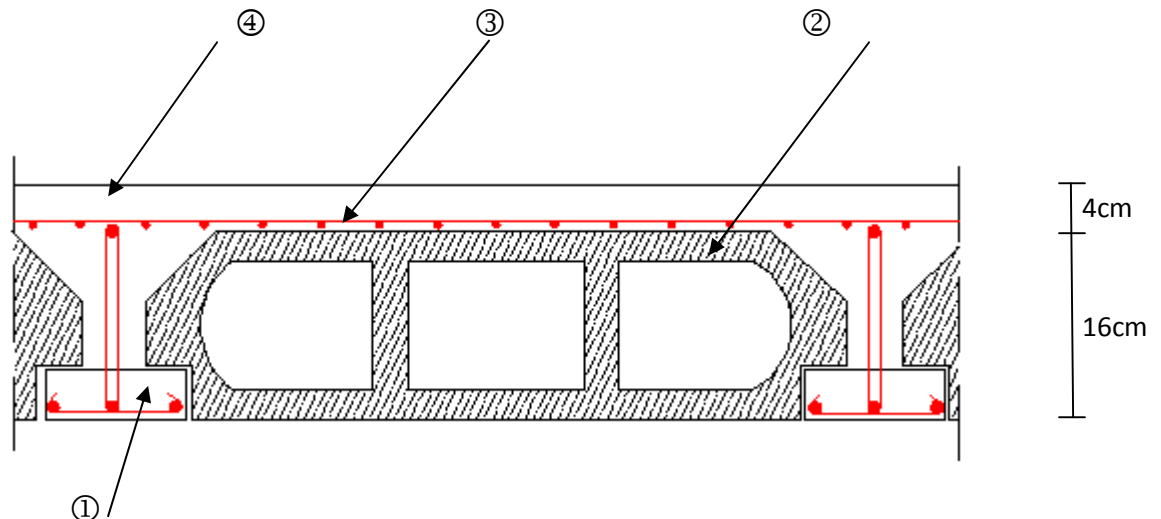


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher.

① - Poutrelle, ② - Corps creux, ③ - Treillis soudé, ④ - Dalle de compression.

II-2-2 Dalles pleines :

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, leur épaisseur sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

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

a. Résistance à la flexion:

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante $e \geq L_0 / 10$

Avec L_0 : portée libre.

Dans notre cas:

$$L_0 = 135 \text{ cm. Donc } e \geq 135/10 \quad e \geq 13,5 \text{ cm.}$$

b. Résistance au feu :

$e = 07 \text{ cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11 \text{ cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 15 \text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

On optera pour une épaisseur de 15 cm ; $e = 15 \text{ cm}$.

c. Isolation phonique :

Selon les règles technique (CBA93) en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à $e = 15 \text{ cm}$.

II-3 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; qui assurent la transmission des charge et surcharge des planches aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Elle assurent aussi la fonction de chaînage des éléments.

Les dimensions de la section transversales de la poutre à savoir la hauteur totale et la largeur b doivent répondre aux règles **BAEL 91**.

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

- **Hauteur h** : d'après les règles de CBA 93 on a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : Longueur de la plus grande portée entre nu d'appuis.

h : hauteur totale de la poutre.

- **Largeur b** : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec : b : largeur de la poutre.

Le RPA exige également la vérification des conditions suivantes dans la zone IIa:

- * Hauteur : $h \geq 30$ cm.
- * Largeur : $b \geq 20$ cm.
- * $\frac{h}{b} \leq 4$.
- * $b_{\max} = 1,5h + b$.

On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales :**

Ce sont les poutres perpendiculaires aux poutrelles.

On a:

- * **Hauteur h** :

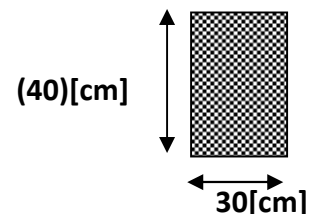
$$L = 500 - 25 = 475 \text{ cm.} \quad \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \quad 31,66 \leq h \leq 47,5$$

on prend $h = 40$ cm.

- * **Largeur b** :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad 16 \leq b \leq 28$$

On prend $b = 25$ cm



Remarque : Après modélisation et vérification RPA, on a dû augmenter la section de la poutre principale donc $b = 30$ cm.

$h/b = 1,5 \leq 4$ (conditions du RPA vérifiées.) **Poutres principales (30x40).**

▪ **Les poutres secondaires:**

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

* **Hauteur h :**

$$L=445-25= 420 \text{ cm.} \quad \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \quad 28 \leq h \leq 42$$

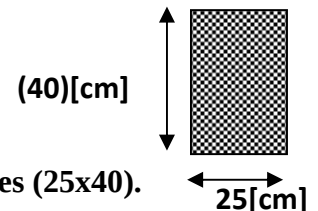
On prend $h=40 \text{ cm.}$

* **Largeur b :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad 16 \leq b \leq 28$$

On prend $b=25 \text{ cm.}$

$$h/b=1.6 \leq 4 \quad (\text{conditions du RPA vérifiée}) \quad \text{Poutres secondaires (25x40).}$$



Vérification :

Tableau II-1 : Vérification des résultats

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	40 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	25cm	vérifiée
$h/b \leq 4$	$1.33 \leq 4$	$1.6 \leq 4$	vérifiée
$b_{\max} \leq 1.5h+b$	$30 \leq 90$	$30 \leq 85$	vérifiée

II-4 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré-dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1. du RPA 99 version 2003.

On distingue 3 cas :

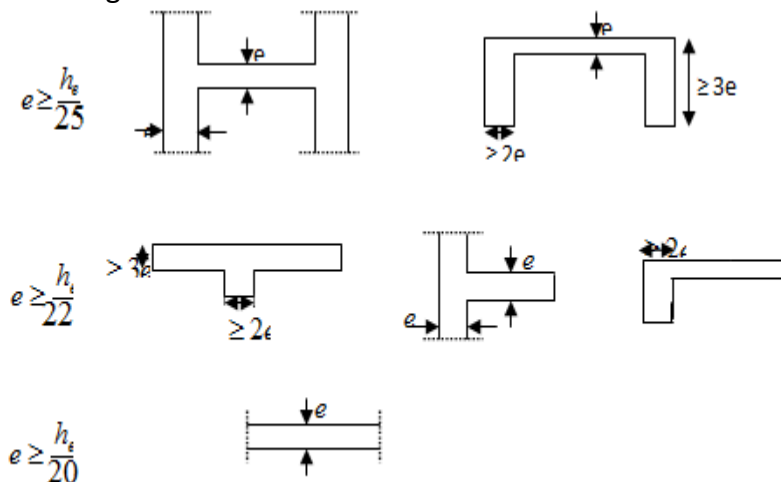


Figure II. 2: coupe verticale des différents voiles.

Le cas qui correspond à nos plans est le troisième cas ; on prend donc $e \geq h_e/20$.

Donc on a :

- Pour le sous-sol : $h_e = h_{s,s} - e_{dalle} = 310 - 20 = 290\text{cm}$, $e \geq 290/20 = 14.50\text{cm}$.
- Pour le RDC : $h_e = h_{RDC} - e_{dalle} = 389 - 20 = 369\text{cm}$, $e \geq 369/20 = 18.45\text{cm}$.
- Pour l'étage de service et l'étage courant du 1^{er} au 7^{em} étage : $h_{étage} = 306\text{ cm}$.
 $h_e = h_{étage} - e_{dalle} = 306 - 20 = 286\text{cm}$, $e \geq 286/20 = 14,30\text{cm}$.

$$e \geq \max (e_{\min} ; e_{s,s} ; e_{RDC} ; e_{étage}) \quad e \geq \max (15 ; 14,50 ; 18.45 ; 14,30) \quad e \geq 18.45 \text{ cm.}$$

On adoptera comme épaisseur des voiles $e = 20\text{cm}$.

Vérification des RPA99 version 2003 :

- Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 version 2003.

$$L_{\min} \geq 4e. \quad L_{\min} \geq 4(20) \quad 100\text{cm} \geq 80\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

II-5 Pré dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'ELS ; en compression simple en considérant un effort normal de compression $N_s = Q + G$.

N_s : effort normal.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

On suppose que le béton seul reprend l'effort normal ; on effectuera le calcul de la section pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence).

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$\bar{\delta}_{bc}$: la contrainte de compression admissible du béton , prise égale à :

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

II-5-1 Descente de charge :

- **Détermination des charges et surcharges :**

a) Charges permanentes:**Tableau II-2 :** charge permanente de la toiture

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Couverture en tuile mécanique (linteau compris)	/	/	0.45
2	Pannes+chevrons+fixation	/	/	0.1
3	Murs de séparation	/	/	0.9
G totale				1.45

Tableau II-3 : charge permanente de Plancher sous toiture

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
6	Plancher en corps creux	16+4	14.00	2.80
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
G totale				3.00

Tableau II-4: charge permanente de Plancher étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22.00	0.44
2	Mortier de pose	2	20.00	0.40
3	Couche de sable	2	18.00	0.36
4	Plancher en corps creux	16+4	14.00	2.80
5	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
6	Cloison en brique creuse	10		0.90
G totale				5.10

Tableau II-5 : charge permanente de Murs extérieurs

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Enduit en ciment	2	22.00	0.44
2	Brique creuse	15	9.00	1.35
3	Brique creuse	10	9.00	0.90
4	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
G totale				2.89

Tableau II-6 : charge permanente de Murs intérieurs

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G(kN/m ²)
1	Enduit en plâtre	2	10.00	0.20
2	Brique creuse	10	9.00	0.90
3	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
G totale				1.30

b) Les surcharges:

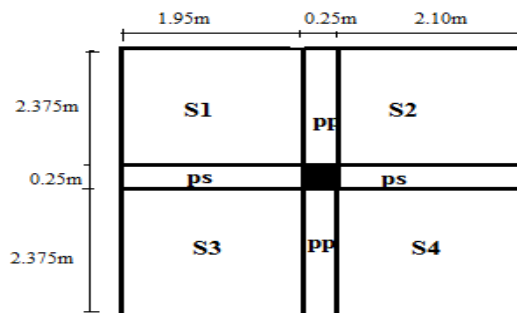
De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminerons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

Tableau II-7 : Les surcharges pour les différents étages.

Eléments	Q(kN/m ²)
Terrasse en toiture	1
Plancher d étage courant	1.5
Plancher d étage de service	2,5
Plancher du RDC	2,5
Plancher du sous sol	4

II.5.2 Surface d'influence:

Le poteau le plus sollicité est représenté sur la figure suivante :

**Figure II.3** : Section du poteau le plus sollicité.

- Calculs des surfaces :**

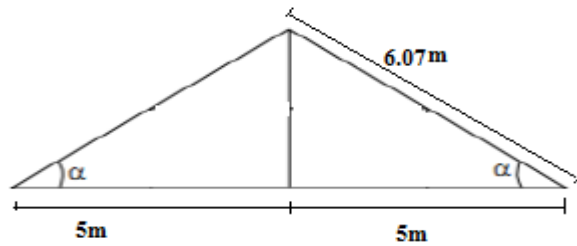
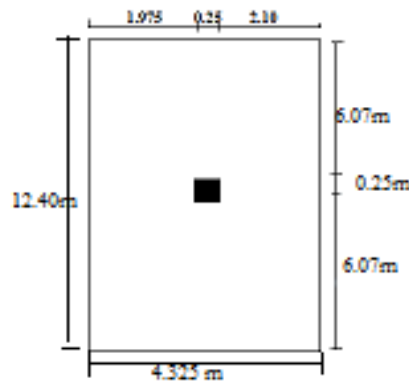
a. La surface supportée par le poteau le plus solliciter :

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

$$S1 = S3 = 1.95 \times 2.375 = 4.631 \text{ m}^2$$

$$S2 = S4 = 2.10 \times 2.375 = 4.987 \text{ m}^2$$

$$S_t = S1 + S2 + S3 + S4 = 4.631 + 4.987 + 4.631 + 4.987 = 19.236 \text{ m}^2.$$

b. La toiture:**Figure II.4** : Section transversale de la toiture**Figure II.5** : vue en plan de la toiture.

Calcul de la surface inclinée de la toiture :

$$S_t = (12.40 \times 4.325) - (0.25 \times 0.25) = 53.56 \text{ m}^2$$

II-5-3 poids propres des poteaux:➤ **Le poids des planchers:**

$$P_{p \text{ toiture}} = G \times S_t = 1.45 \times 53.56 = 77.67 \text{ KN}$$

$$P_{p \text{ sous toiture}} = G \times S_t = 3 \times 19.236 = 57.70 \text{ KN}$$

$$P_{p \text{ etage courant}} = G \times S_t = 5.10 \times 19.236 = 98.10 \text{ KN}$$

➤ **Le poids des poutres : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$**

$$\text{Poutres principales : } G = \rho \times (b \times h) \times (x + y) = 25(0.40 \times 0.30) \times (2.375 + 2.375) = 14.25 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } G = \rho \times (b \times h) \times (x + y) = 25(0.40 \times 0.25) \times (1.95 + 2.10) = 10.125 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = 14.25 + 10.125 = 24.375 \text{ KN}$$

➤ **Le poids des poteaux :**

$$\text{Pot}_{\text{toiture}} : G = \rho \times (b \times h) \times l_{\text{longueur du pot}} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 2.18 = 3.406 \text{ KN}$$

$$\text{Pot}_{\text{etage courant et etage de service}} : G = \rho \times (b \times h) \times l_{\text{longueur du pot}} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06 = 4.781 \text{ KN}$$

$$\text{Pot}_{\text{rez de chaussée}} : G = \rho \times (b \times h) \times l_{\text{longueur du pot}} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.89 = 6.078 \text{ KN}$$

$$\text{Pot}_{\text{sous sol}} : G = \rho \times (b \times h) \times l = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.10 = 4.843 \text{ KN}$$

➤ **Charges d'exploitation :**Toiture : $Q \times S_t = 1 \times 53.56 = 53.56$ KNEtagé courant : $Q \times S_e = 1.5 \times 19.236 = 28.854$ KNRez de chaussée : $Q \times S_{re} = 2.5 \times 19.236 = 48.09$ KN**II-5-4 Loi de dégression des charges d'exploitation :**

Les règles du BAEL 91 nous imposent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les diverses occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

La loi de dégression est : $\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^n Q_i$ pour $n \geq 5$.

Q_0 : surcharges d'exploitation de la terrasse.

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

n : nombre d'étage du haut vers le bas, pour $n \geq 5$.

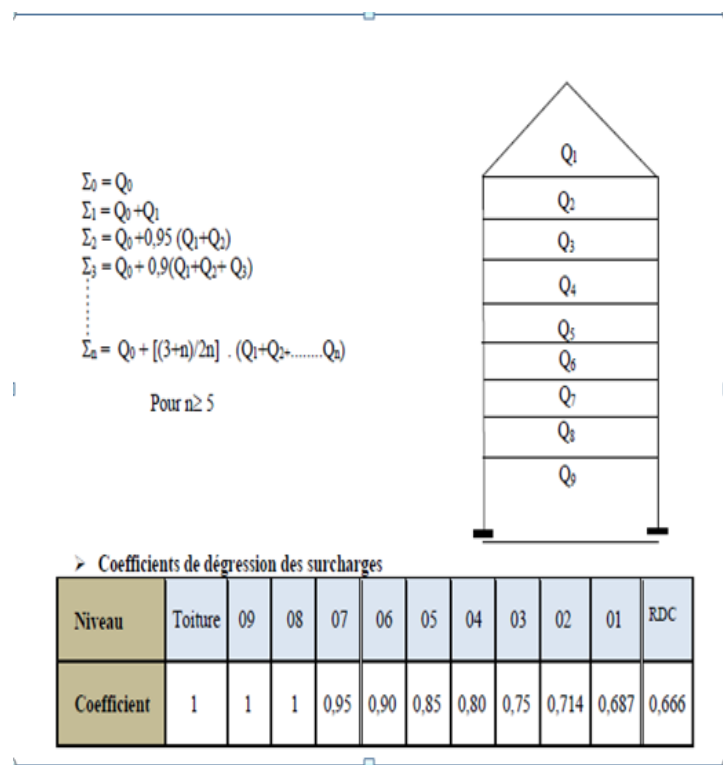


Figure II.6 : Coefficient dégression des charges d'exploitation.

$Q_0 = 1 \times 53.56 = 53.56$ KN

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = 1.5 \times 19.236 = 28.854$ KN

$Q_8 = Q_{9re} = 2.5 \times 19.236 = 48.09$ KN

$Q_{10} = 4 \times 19.236 = 76.944$ KN

On a donc :

Toiture $Q_0 = 53.56 \text{ KN}$

7^{eme} $Q_0 + Q_1 = 82.41 \text{ KN.}$

6^{eme} $Q_0 + Q_1 + Q_2 = 111.26 \text{ KN}$

5^{eme} $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 135.78 \text{ KN.}$

4^{eme} $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 157.42 \text{ KN.}$

3^{eme} $Q_0 + 0,875 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 179.77 \text{ KN.}$

2^{eme} $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 192.04 \text{ KN.}$

1^{eme} $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 205.02 \text{ KN.}$

E_{tage de service} $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 232.08 \text{ KN.}$

RDC $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 258.37 \text{ KN.}$

SS $Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 303.35 \text{ KN.}$

Tableau II.8 : Descente de charge sur le poteau le plus sollicité.

NIVEAU	CHARGES PERMANENTES (KN/m ²)					CHARGES D'EXPLOITATION (KN/m ²)			EFFORT NORMAL (KN)	SECTION (Cm ²)	
	G	G	G	G	G	Q	Coefficient de dégression des charges	Q		S	S
	Plancher	Poutres	poteaux	Total	Cumulé	planche		Cumulé		Trouvée	Adoptée
Plancher sous Toiture	77.67	24.375	3.406	105.45	105.45	53.56	1	53.5	159.01	10.29	35x35
7 ^{eme}	57.70	24.375	4.781	86.85	238.42	28.854	1	82.41	320.83	14.62	35x35
6 ^{eme}	98.10	24.375	4.781	127.25	365.67	28.854	1	111.26	476.93	17.83	35x35
5 ^{eme}	98.10	24.375	4.781	127.25	492.92	28.854	0.95	135.78	628.7	20.47	35x35
4 ^{eme}	98.10	24.375	4.781	127.25	620.17	28.854	0.90	157.42	777.59	22.76	40x40
3 ^{eme}	98.10	24.375	4.781	127.25	747.42	28.854	0.875	179.77	927.19	22.76	40x40
2 ^{eme}	98.10	24.375	4.781	127.25	874.67	28.854	0.80	192.04	1066.71	26.66	40x40
1 ^{er}	98.10	24.375	4.781	127.25	1001.92	28.854	0.75	205.02	1206.94	28.36	40x40
ETS	98.10	24.375	4.781	127.25	1129.17	48.09	0.714	232.08	1361.25	30.12	45x45
RDC	98.10	24.375	6.078	128.55	1257.7	48.09	0.687	258.37	1516.07	31.79	45x45
SS	98.10	24.375	4.843	127.31	1385.03	76.944	0.666	303.35	1688.38	33.54	45x45

II-5-5 Vérification des règles du RPA 99 version 2003

D'après l'article 7.4.1 du RPA (vérification relative au coffrage), nous avons les dimensions minimales suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 0,25 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right\} \text{ En zone II}_a \text{ (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

Avec: b et h : dimensions des poteaux

- **Poteaux de sous-sol : (45*45)**
la hauteur libre du poteau:
 $h_e = 310 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 15,5 \text{ cm}$.
 $\Rightarrow \min(b, h) = 45 \text{ cm} > 15,5 \text{ cm}$.
 $0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$.
- **Poteaux du RDC : (45*45)**
la hauteur libre du poteau:
 $h_e = 389 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 19,45 \text{ cm}$.
 $\Rightarrow \min(b, h) = 45 \text{ cm} > 19,45 \text{ cm}$.
 $0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$.
- **Poteaux d'étage de service: (45*45)**
la hauteur libre du poteau:
 $h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 15,3 \text{ cm}$.
 $\Rightarrow \min(b, h) = 40 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm}$.
 $0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$.
- **Poteaux du 1^{er} au 4^{eme}: (40*40)**
la hauteur libre du poteau:
 $h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 15,3 \text{ cm}$.
 $\Rightarrow \min(b, h) = 35 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm}$.
 $0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$.
- **Poteaux du 5^{eme} au 7^{eme}: (35*35)**
la hauteur libre du poteau:
 $h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 15,3 \text{ cm}$.
 $\Rightarrow \min(b, h) = 30 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm}$.
 $0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4$.

Conclusion :

Les dimensions des poteaux sont conformes aux exigences du RPA 99 (sections des poteaux admissibles).

II-5-6 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = L_f / i \leq 50.$$

Avec λ : élancement du poteau .

$$L_f : 0,7 l_0.$$

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

B : section transversale du poteau ; $B=b^2$.

I : Moment d'inertie du poteau $I= bh^3/12$.

$$\lambda = \frac{0.7 l}{\sqrt{I/B}} = 2,43. l_0/b$$

On simplifiant la formule, on aura : $\lambda = 2,43. l_0/b$

- **Poteaux du sous-sol**

$$l_0 = 310 - 20 = 290 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 15.66 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

- **Poteaux du RDC:**

$$l_0 = 389 - 20 = 369 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 19.92 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

- **Poteaux d'étage de service.**

$$l_0 = 306 - 20 = 286 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 15.44 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

- **Poteaux du 1^{er} au 4^{eme}:**

$$l_0 = 306 - 20 = 286 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 17.37 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

- **Poteaux du 5^{eme} au 7^{eme}:**

$$l_0 = 306 - 20 = 286 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 19.85 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

Conclusion :

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

Récapitulatif

Poutres :

- Poutres principales : (bxh)=(30x40)
- Poutre secondaires : (bxh)=(25x40)

Poteaux :

- Poteaux du sous-sol et RDC et l'étage de service : (bxh)=(45x45)
- Poteaux du 1^{er} au 4^{eme} : (bxh)=(40x40)
- Poteaux du 5^{eme} au 7^{eme} : (bxh)=(35x35)

Voile

- L'épaisseur du voile est de 20cm

Plancher en corps creux :

- L'épaisseur du plancher est du 20cm (16+4)

Plancher en dalle pleine :

- L'épaisseur de la dalle pleine est de 15cm

Introduction :

Dans ce chapitre on procédera au calcul des éléments suivants :

- * les planchers.
- * les balcons.
- * les escaliers
- * la poutre palière.
- * la dalle salle machine.
- * la charpente.

III-1 calcul des planchers :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher en corps creux (16+4) avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier, et disposées suivant la petite portée. Des dalles pleines seront prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage.

Les poutrelles sont d'une section en Té, distantes de 65cm entres axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et de rigidité pour le plancher, sa hauteur est de 16cm.

III-1-1 calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TLE520, ayant pour but de :

- limiter les risques de fissurations par retrait ;
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines ;

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

20cm (5pm) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

30cm (3pm) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

- **Ferraillage de la dalle de compression :**

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec: L=65cm : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

f_e : la nuance de treillis soude.

$f_e = 520$ MPa Avec : TLE 520 ($\emptyset \leq 6$ cm)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5\phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20$ cm.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} \geq \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{//} = 5\phi 5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20$ cm.

- ✓ On adopte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (5x5x150x150) mm².

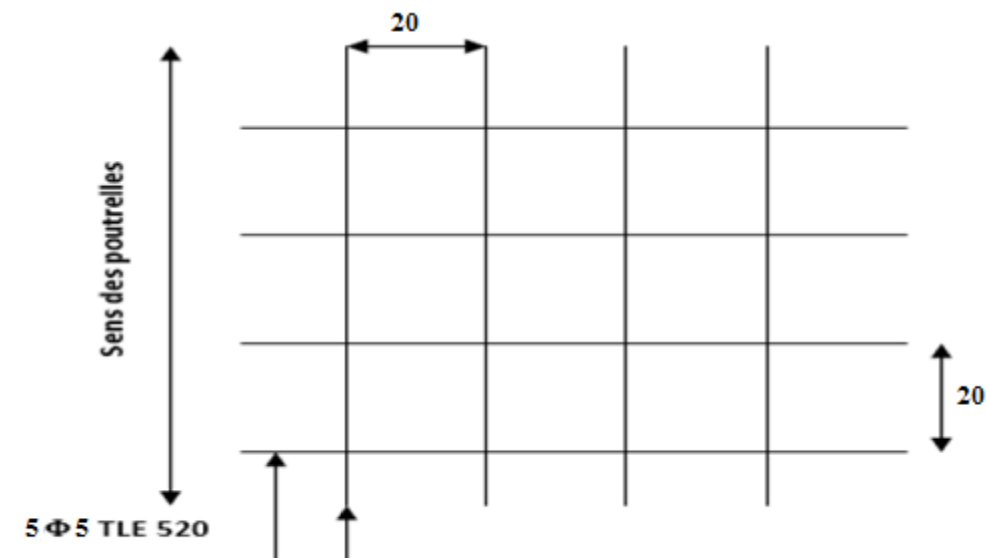


Figure III.1: Schéma du treillis soudé.

III-1-2 Étude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité .

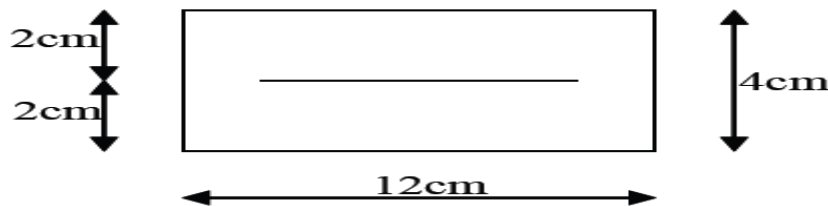


Figure III.2:Section de la poutrelle.

a- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

➤ **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.

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties sur la longueur et seront calculées en deux étapes :

❖ **Avant coulage de la dalle de compression:**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de $0,95 \text{ KN/m}^2$ et celui de l'ouvrier

• **Chargement :**

- Poids propre de la poutrelle ... $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
 - Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
 - Poids total $G_{\text{tot}} = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$.
 - Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Avec : $c = 2 \text{ cm}$;
 $d(\text{la hauteur utile}) = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

- **Ferraillage à l'ELU:**

Le calcul se fera pour la travée la plus longue (la travée la plus défavorable) en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

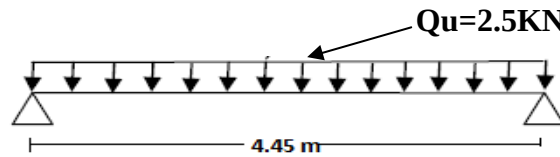


Figure III.3 : Schéma statique de la grande travée pour le calcul de la poutrelle.

Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,50 \text{ kN / ml.}$$

- **Moment maximal en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,50 \cdot 4,45^2}{8} = 6,18 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant maximal aux appuis :**

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,50 \cdot 4,45}{2} = 11,125 \text{ kN.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{6,18 \cdot 10^3}{12 \cdot 22^2 \cdot 14,2} = 9,06 > 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S D A .}$$

Conclusion:

Vu la hauteur faible de la poutrelle $h = 4 \text{ cm}$, il est impossible de disposer deux (2) nappes d'armatures, par conséquent il faudra prévoir des étais intermédiaires pour soulager et aider la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

❖ **Après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul est conduit, en considérant la poutrelle comme une poutre continue de section en «T» encastrée partiellement à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant aux planchers. La poutrelle travaille en flexion simple.

Une poutrelle supportera les charges suivantes :

- Poids propre du plancher (étage courant) : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,31 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$.

La charge de calcul sera donc :

$$\text{à l'ELU} \rightarrow q_u = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow q_u = 5,92 \text{ KN/ml}$$

$$\text{à l'ELS} \rightarrow q_s = G + Q \rightarrow q_s = 4,28 \text{ KN/ml}$$

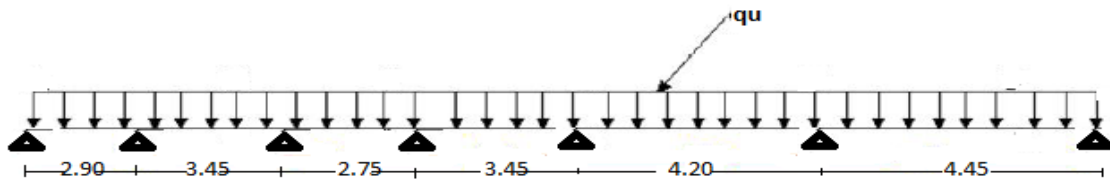


Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle.

$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ la hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ cm}$, la hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12 \text{ cm}$, largeur de la nervure.

- **Détermination de la largeur de la table de compression :** [Art .A.4.1.3...BAEL 91/99]

La largeur d' hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci dessous :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0 \right) \quad * L_0 : \text{Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.}$$

* L : Largeur de la plus grande travée

* b : largeur de la table de compression

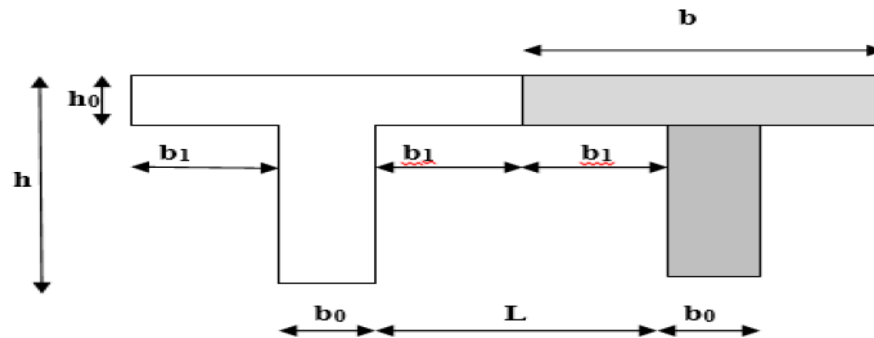


Figure III.1.5 : Les dimensions de la section en Thé.

Avec : $L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ $L = 445 \text{ cm}$ $h_0 = 4 \text{ cm}$ $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min(26.5 ; 44.5 ; 32) \rightarrow b_1 = 26.5$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

Tableau II-1 : Les charges revenant au plancher :

Plancher	G(KN/ml)	Q(KN/ml)
Plancher sous toiture	$3 \times 0.65 = 1.95$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant	$5.10 \times 0.65 = 3.31$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$
Plancher rdc et étage de service	$5.10 \times 0.65 = 3.31$	$2.5 \times 0.65 = 1.625$

Tableau II-2 : Les combinaisons de charge :

Plancher	ELU (1.35G+1.5Q) (KN/ml)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher sous toiture	2.72	2.6
Plancher étage courant	4.59	3.4
Plancher rdc et étage de service	6.9	4.94

• **Calcul des efforts internes :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

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

- **Méthode forfaitaire :**

Le principe de cette méthode consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « M_0 » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

Condition 1 : La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m^2 .

$$Q \leq (2G; 5\text{KN/m}^2)$$

$$2G = 2 \times 5,10 = 10,2 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \leq (10,2\text{KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Condition 2 : Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées)... Condition vérifiée

Condition 3 : le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

$$\text{Application numérique : } 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25.$$

Tableau III.3: Rapport des portées successives.

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	2.90	0.84	Condition vérifiée
L_2	3.45		
L_2	3.45	1,254	Condition non vérifiée
L_3	2.75		
L_3	2.75	0.79	Condition non vérifiée
L_4	3.45		
L_4	3.45	0,82	Condition vérifiée
L_5	4,20		
L_5	4,20	0.94	Condition vérifiée
L_6	4.45		

Condition 4 : La fissuration est considérée comme non préjudiciable

-Plancher non exposée.....Condition vérifiée.

Conclusion :

La 3ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.
Donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

• **Principe de la méthode des trois moments :**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

$$M_{i-1} \cdot \frac{l_i}{I_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{l_i}{I_i} + \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{l_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

Avec:

$$W_i^d = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24 E I_i} \quad W_i^g = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24 E I_{i+1}}$$

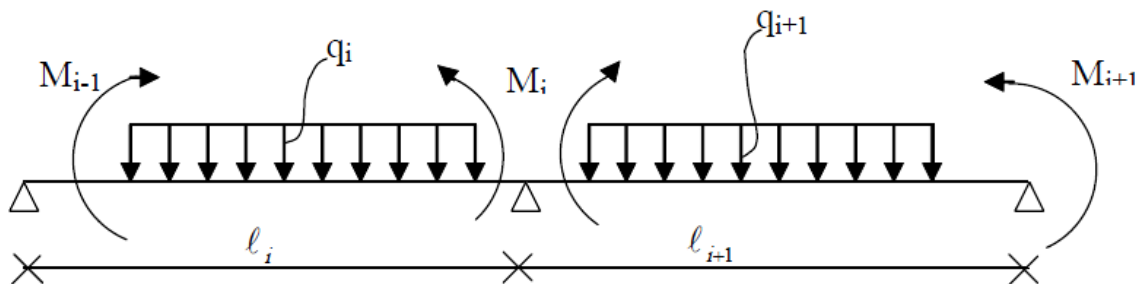


Figure III.6 : Méthode des trois moments.

• **Aux appuis :**

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = \frac{-q_i \cdot l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4}.$$

• **En travée:**

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots(1)$$

$$\mu(x) = \frac{q_l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots\dots\dots(2)$$

Avec: M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments sur les appuis « i-1 », « i », « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i ».

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i ».

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i ».

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i ».

III-1-3 Application:

- schéma statique n1 de calcul:

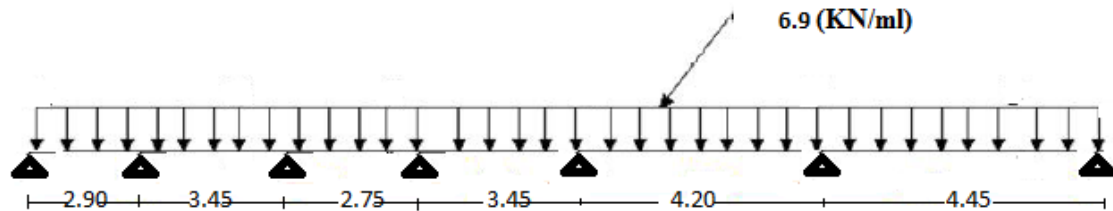


Figure III.7: schéma statique n1 de la poutrelle.

a) Calcul de moments aux appuis :

l'appui 1; $5.8M_1 + 2.9M_2 = -42.07$ (1)

l'appui 2: $2.9M_1 + 12.7 M_2 + 3.45 M_3 = -112.90$ (2)

l'appui 3: $3.45M_2 + 12.4M_3 + 2.75 M_4 = -106.70$ (3)

l'appui 4: $2.75 M_3 + 12.4 M_4 + 3.45M_5 = -106.70$ (4)

l'appui 5: $3.45M_4 + 15.3 M_5 + 4.2 M_6 = -198.62$ (5)

l'appui 6: $4.2 M_5 + 17.3 M_6 + 4.45 M_7 = -279.80$ (6)

l'appui 7 : $4.45 M_6 + 8.9 M_7 = -152.00$(7)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -4,05 \text{ KN.m} \quad M_2 = -6,4 \text{ KN.m} \quad M_3 = -5,74 \text{ KN.m} \quad M_4 = -4,86 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -8,65 \text{ KN.m} \quad M_6 = -11,05 \text{ KN.m} \quad M_7 = -11,55 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

Tableau III.4. : Calcul des moments en travées.

Travées	L (m)	q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X (m)	M(x)	M _t (x) (KN.m)
1-2	2,9	6,9	-4,05	-6,4	1.34	-3.45 x ² + 9.19x - 4.05	2.06
2-3	3,45	6,9	-6,4	-5,74	1.75	-3.45 x ² + 12.09x - 6.4	4.19
3-4	2,75	6,9	-5,74	-4,86	1.42	-3.45 x ² + 9.81x - 5.74	1.23
4-5	3,45	6,9	-4,86	-8,85	1.55	-3.45 x ² + 10.74x - 4.86	3.49
5-6	4,20	6,9	-8,85	-11,05	2.02	-3.45 x ² + 13.96x - 8.85	5.27
6-7	4,45	6,9	-11,05	-11,55	2.21	-3.45 x ² + 15.24x - 11.05	5.78

Remarques:

Les moments calculés par la méthode des trois moments correspondent à un matériau homogène. A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis :

On aura aux appuis les résultats suivants:

$$\begin{aligned} M_1 &= -2,7 \text{ KN.m} & M_2 &= -4,26 \text{ KN.m} & M_3 &= -3,83 \text{ KN.m} & M_4 &= -3,24 \text{ KN.m} \\ M_5 &= -5,76 \text{ KN.m} & M_6 &= -7,36 \text{ KN.m} & M_7 &= -7,7 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée :

On aura en travée les résultats suivants:

$$M_{t1} = 2.74 \text{ KN.m} \quad M_{t2} = 5.58 \text{ KN.m} \quad M_{t3} = 1.64 \text{ KN.m} \quad M_{t4} = 4.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{t5} = 7.02 \text{ KN.m} \quad M_{t6} = 7.7 \text{ KN.m}$$

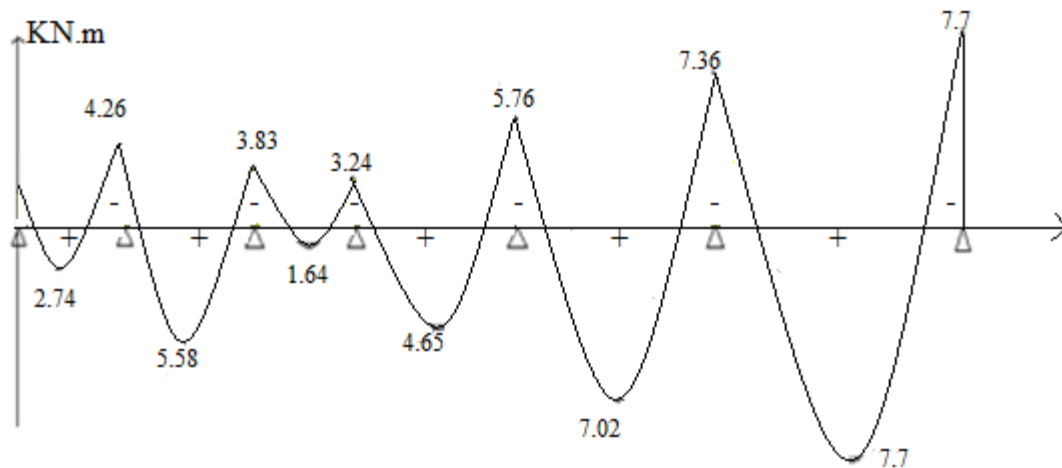


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

c) Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Tableau III.5 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V(x)$ (KN)	
					$x = 0$	$x = L$
1-2	2,9	6,9	-2.7	-4.26	9.46	-10.55
2-3	3,45	6,9	-4.26	-3.83	12.02	-11.8
3-4	2,75	6,9	-3.83	-3.24	9.69	-9.28
4-5	3.45	6,9	-3.24	-5.76	11.17	-12.63
5-6	4,20	6,9	-5.76	-7.36	14.11	-14.87
6-7	4,45	6,9	-7.36	-7.7	15.27	-15.43

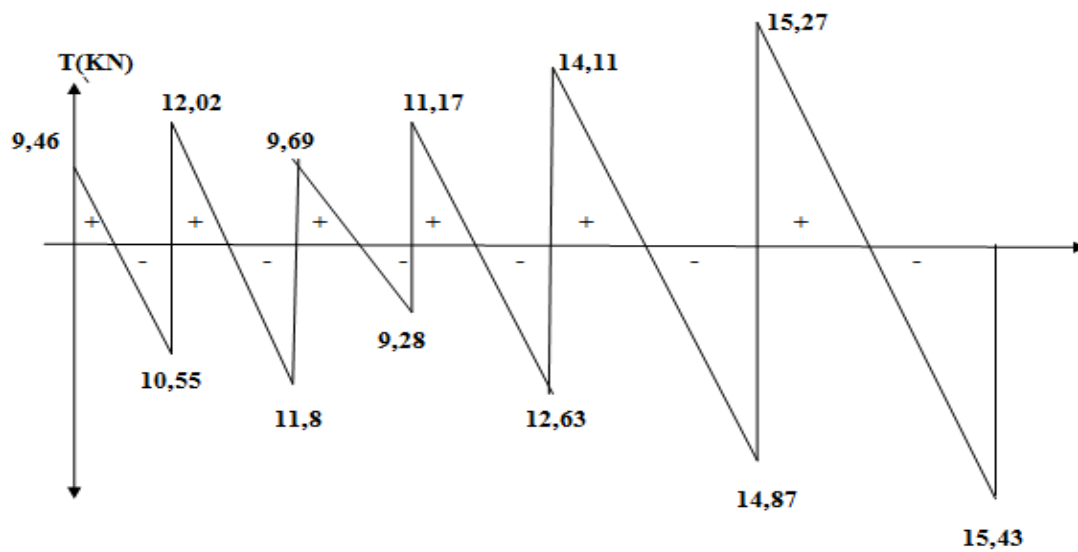


Figure III.9: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU .

- **schéma statique n 2 de calcul:**

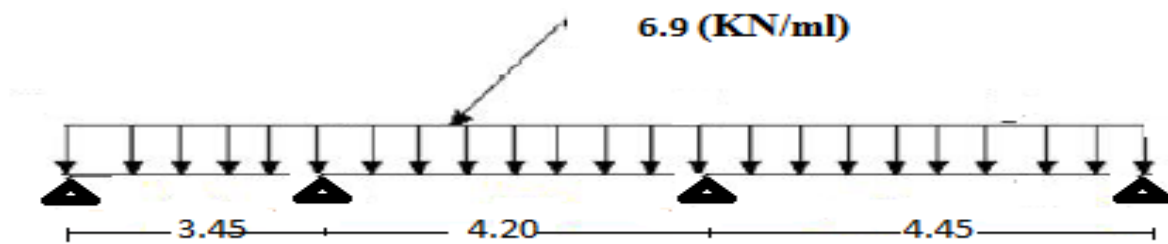


Figure III.10 : schéma statique n2 de la poutrelle

l'appui 1: $6,9M_1 + 3,45M_2 = -70,83$ (1)

l'appui 2: $3,45M_1 + 15,3M_2 + 4,2M_3 = -198,62$ (2)

l'appui 3: $4,2M_2 + 17,3M_3 + 4,45M_4 = -279,80$ (3)

l'appui 4: $4,45 M_3 + 8,9M_4 = -152$ (4)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -5,97 \text{ KN.m} \quad M_2 = -8,57 \text{ KN.m} \quad M_3 = -11,12 \text{ KN.m} \quad M_4 = -11,51 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée :**

Le moment en travée à une distance x de l'appui "i" est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$X_1 = 1,62 \quad M_{t1} = 4,33$$

$$X_2 = 2,01 \quad M_{t2} = 5,41$$

$$X_3 = 2,21 \quad M_{t3} = 5,77$$

- **schéma statique n 3 de calcul:**

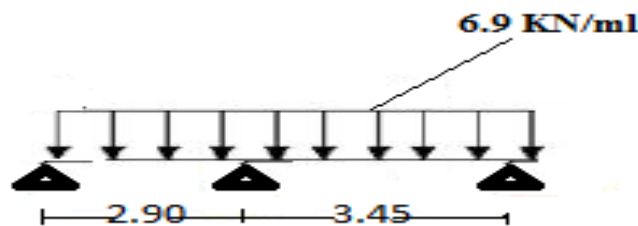


Figure III.11 : schéma statique n3 de la poutrelle

$$\text{l'appui 1: } 5,8M_1 + 2,9M_2 = -42,07 \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{l'appui 2: } 2,9M_1 + 12,7M_2 + 3,45M_3 = -112,9 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{l'appui 3: } 3,45M_2 + 6,9M_3 = -70,83 \dots\dots\dots (3)$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -4,3 \text{ KN.m} \quad M_2 = -5,9 \text{ KN.m} \quad M_3 = -7,13 \text{ KN.m}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$X_1 = 1,37 \quad M_{t1} = -0,93$$

$$X_2 = 1,66 \quad M_{t2} = 3,76$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées on conclut que les moment max correspondent au schéma statique n1 .

$$M_{ut}^{max} = 7.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{max} = 7.7 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = 15.27 \text{ KN}$$

III.1.4 Ferrailage des poutrelles :

-Calcul des armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; \text{ soit } d = 17\text{cm}$$

En travées : $M_t^{max} = 7.7 \text{ KN.m}$

M_0 : Le moment équilibré par la table de compression

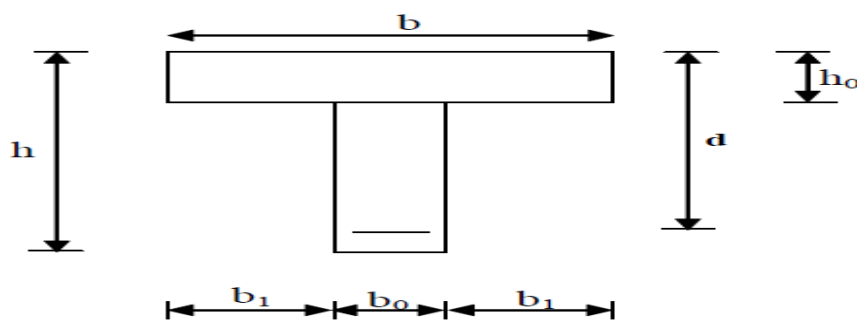


Figure III.12: Schéma de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression en travées

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,17 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 55.38 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 7.7 \text{ KN.m} < M_0 = 57.38 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé
Le calcul des armatures sera identique à celui d'une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 .

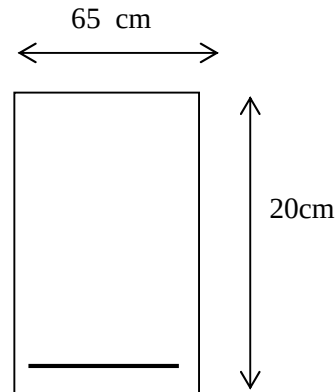
En travée :

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.7 \times 10^5}{65 \times 17^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.7 \times 10^5}{0,986 \times 17 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.32 \text{ cm}^2$$



Soit $A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7.7 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) cm^2

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.7 \times 10^3}{12 \times (17)^2 \times 14,2} = 0.156$$

$$\mu = 0,156 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.156 \Rightarrow \beta = 0.915$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.7 \times 10^3}{0,915 \times 17 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 1.42 \text{ cm}^2$$

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

Conclusion :

En travée : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

- **Calcul des armatures transversales :**
- **Le diamètre minimal des armatures transversales (BAEL 99.Art. A.7.2)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\varnothing_t \leq \min\left\{\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \varnothing_1\right\} = \{12; 5,71; 14\} = 5,71 \text{ mm.}$$

On prend: $\varnothing_t = 6\text{mm}$.

- **La section des armatures transversales:**

$$A_t = 2 \varnothing 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \min\{0,9 d; 40\text{cm}\} = \{15,75\text{cm}; 40\text{cm}\} = 15,30 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

III.1.5.Vérification à l'ELU :

- ✓ **Condition de non fragilité :** (Art.A.4.2.1/BAEL99)

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

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 1,33 \text{ cm}^2.$$

❖ Aux appuis :

$$A_{ap} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,33\text{cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

❖ En travée :

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,33 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification au cisaillement :** (Art A.5.1.211/BAEL91)

Nous avons des fissurations non préjudiciables :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right\} [MPa] \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\{3,33, 5\} = 3,33\text{MPa.}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 15,27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15,27 \times 10^3}{120 \times 170} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement** : (Art.A.6.1.3/BAEL91)

Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

ψ_s : Coefficient de scellement.

$$V_u = V_u^{max} = 15.27 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres ;

n : nombre des barres.

En travée :

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.27 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 94.20} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.05 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

Aux appuis :

$$\sum U_i = 2 \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.27 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 62.8} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.58 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînements des barres.

✓ **Longueur de scellement droit** : (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_{su}} \text{ tel que } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III.1.6.vérification à l'ELS :

Combinaison de charge :

à l'ELS :

$$q_s = G + Q = (5.1 + 2.5) \times 0.65 = 4.94 \text{ KN}$$

Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u)

$$\text{On a } q_u = 6.9 \text{ KN} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.94}{6.9} = 0.715$$

► Calcul des moments fléchissant :**❖ Les moments aux appuis**

$$M_1 = -2.7 \times 0.715 = -1.93 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4.26 \times 0.715 = -3.04 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -3.83 \times 0.715 = -2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -3.24 \times 0.715 = -2.31 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -5.76 \times 0.715 = -4.11 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -7.36 \times 0.715 = -5.26 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -7.7 \times 0.715 = -5.5 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments en travées

$$M_{t1} = 2.74 \times 0.715 = 1.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 5.58 \times 0.715 = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 1.64 \times 0.715 = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} = 4.65 \times 0.715 = 3.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 7.02 \times 0.715 = 5.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 7.7 \times 0.715 = 5.50 \text{ KN.}$$

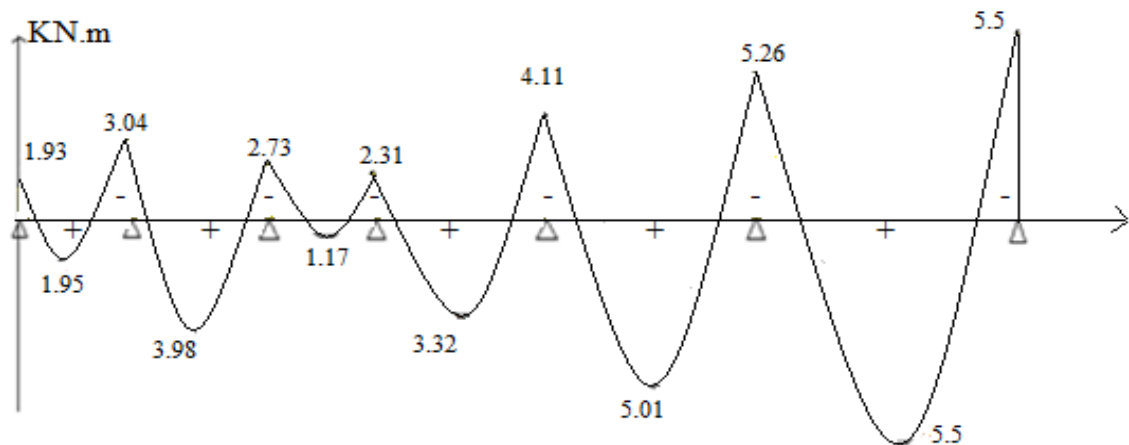


Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

- **Calcul des efforts tranchants**

$$V_s = V_u \times 0.715$$

Tableau III.6: Calcul des efforts tranchants à l'ELS.

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$V(x)$ (KN)		M_t (KN.m)
					$x = 0$	$x = L$	
1-2	2,9	4.94	-1.93	-3.04	6.76	-7.54	1.95
2-3	3,45	4.94	-3.04	-2.73	8.59	-8.43	3.98
3-4	2,75	4.94	-2.73	-2.31	6.92	-6.63	1.17
4-5	3.45	4.94	-2.31	-4.11	7.98	-9.03	3.32
5-6	4,20	4.94	-4.11	-5.26	10.08	-10.63	5.01
6-7	4,45	4.94	-5.26	-5.5	10.91	-11.03	5.5

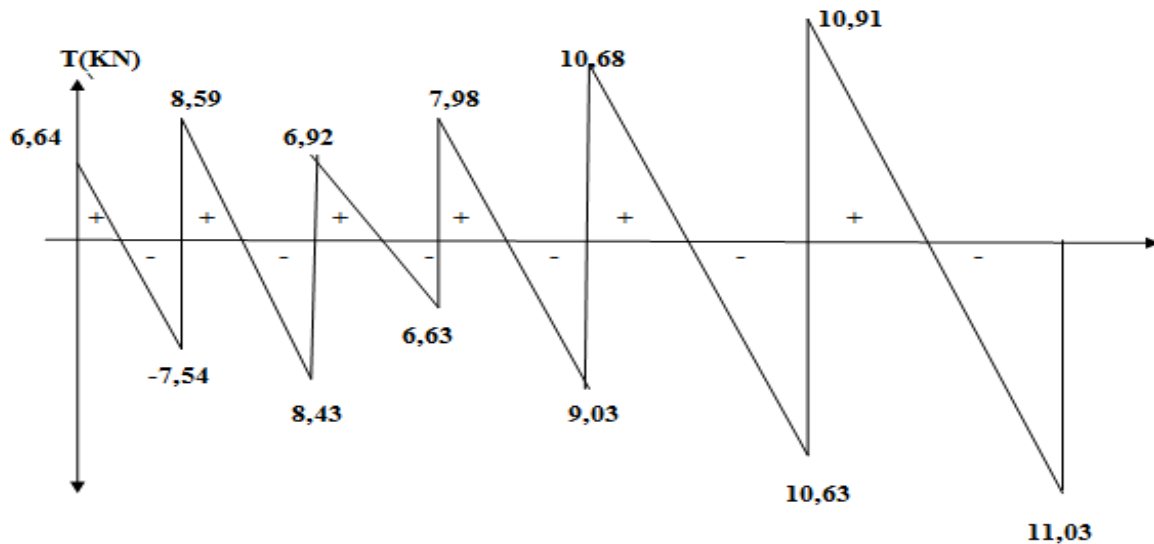


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Conclusion :

$$M_{st}^{\max} = 5.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa}^{\max} = 5.5 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{\max} = 11.03 \text{ KN}$$

• **État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables $\Rightarrow$ Aucune vérification n'est à effectuer.

• **Vérification des contraintes dans le béton:** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

❖ **Aux appuis :**

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 17} = 0.76$$

$$\rho_1 = 0.76 \rightarrow \{\beta_1 = 0.874, K_1 = 24.68\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{5.5 \times 10^3}{0.874 \times 1.57 \times 17} = 235.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{235.7}{24.68} = 9.55 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = 235.7 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

235.7 MPa < 348 MPa condition vérifiée.

❖ **En travée:**

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 17} = 1.66$$

$$\rho_1 = 1.66 \rightarrow \{\beta_1 = 0.833, K_1 = 14.34\}$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{5.5 \times 10^3}{0.833 \times 3.39 \times 17} = 114.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{114.56}{14.34} = 7.98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa .}$$

114.56 MPa < 348 MPa condition vérifiée.

• **Etat limite de déformation:** (Art B.6.5.1/BAEL91)

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0}$ L : portée libre est égale à 445 cm.
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0.044 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4450}{500} = 8.9mm$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

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

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2 .$$

a) Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 17 = 3688.45 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3688.45}{502.85} = 7.33 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.33 = 12.67 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.33^3 + 12.67^3) + (65-12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.33 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.67 - 3)^2$$

$$I_0 = 20771.19 \text{ cm}^4$$

b) Calcul des coefficients : (λ_v , μ , I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 17} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.016} = 1.028$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.610 ; 0 \} = 0.610$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 20771.19}{1 + 1.028 \times 0.610} = 14043.21 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{5.5 \times 4.45^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 14043.21 \times 10^{-8}} = 0.00716 = 7.16 \text{ mm} < \bar{f} = 8.9 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suit :

En travée : 3HA12

Sur appuis : 2HA10

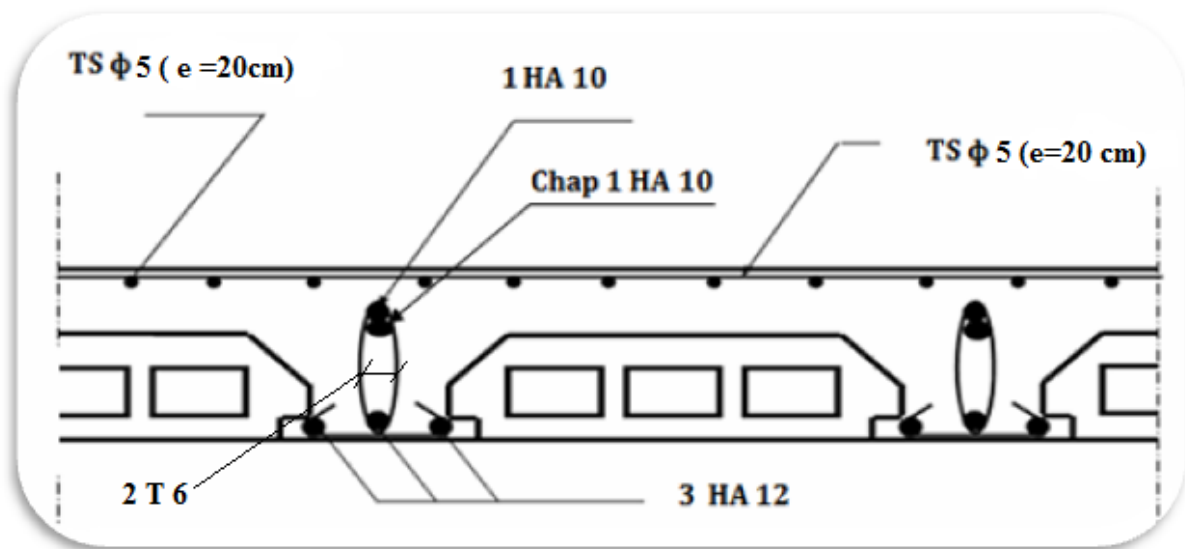


Figure 15 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.

III-2 Calcul des balcons:**III-2 -1 Introduction :**

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont constitués d'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1,35 m
- Un garde de corps de hauteur $h = 1\text{m}$, en brique de 10cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par : $ep \geq L/10$

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1,35}{10} = 1,35 \text{ cm}$$

soit : **ep = 15cm**

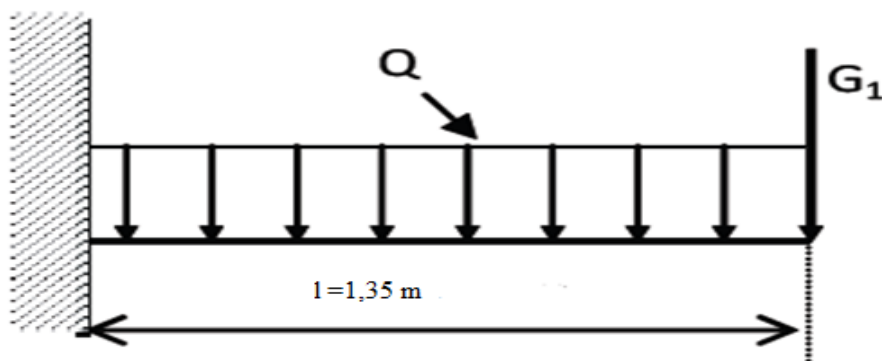


Figure III.16: Schéma statique du balcon.

III-22 Détermination des sollicitations :**a) Les charges permanentes****Tableau III-7 :** Détermination des sollicitations :

Charges permanentes Uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,03	0,54
Enduit ciment	22	0,02	0,44
La dalle pleine	25	0,15	3,75
			<u>G₁=5,57</u>

Tableau III-8 : charge permanente du garde corps (G₁) :

charge permanente du garde corps	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	G(KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit ciment	22	2x0,02	0,88
			<u>G₂=1,78</u>

c) Surcharge d'exploitation de la dalle (Q) :

Q = 3,5 KN/ml. (DTR B.C.2.2)

d) Surcharge due à la main courante (Q₁) :

Q₁ = 1 KN/ml

- **Combinaisons de charges**

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

La dalle : $q_{u1} = (1,35G_1 + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 5,57) + (1,5 \times 3,5) = 12,76 \text{ KN/ml}$.

Le garde-corps : $q_{u2} = (1,35 \times G_2) \times 1m = 1,35 \times 1,78 = 2,40 \text{ KN/ml}$.

- A l'ELS : G + Q

La dalle : $q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1m = (5,57 + 3,5) = 9,07 \text{ KN/ml}$.

Le garde-corps : $q_{s2} = G_2 \times 1m = 1,78 \text{ KN/ml}$.

- **Calcul des moments fléchissant :**

- ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + g_u \cdot l$$

$$M_u = \frac{12,76 \cdot 1,35^2}{2} + 2,40 \cdot 1,35 = 14,86 \text{ KN.m}$$

- ELS :

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + g_s \cdot l$$

$$M_s = \frac{9,07 \cdot 1,35^2}{2} + 1,78 \cdot 1,35 = 10,66 \text{ KN.m}$$

III-2-3 Ferrailage:

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

- **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,86 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,061 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,061 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,86 \cdot 10^3}{0,969 \cdot 13 \cdot 348} = 3,38 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4HA12** = **4,52 cm²** avec **St = 25cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4 HA10** = **3,14 cm²** avec **St = 25 cm**

III.2.4 Vérifications des contraintes à l'ELU:

- **Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 < A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99):**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2}$$

$$V_u = (12,76 \cdot 1,35) + 2,40 = 19,62 \text{ KN}$$

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

$$\Sigma U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \cdot 3,14 \cdot 12 = 150,72 \text{ mm.}$$

D'ou :

$$\tau_{se} = \frac{19,62 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 130 \cdot 150,72} = 1,11 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement (A.5.1,2/BAEL91modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec : $\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{19,62 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,150 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

- **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = \min \{45 ; 33\} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 33\} = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Avec h= 15cm

III.2.5 Vérification à l'ELS :

a) Acier :

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

Calcul β_1 :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4,52}{100 \cdot 13} = 0,347 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,909 ; k_1 = 39,95$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,66 \cdot 10^6}{0,909 \cdot 130 \cdot 452} = 199,57 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 199,57 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Béton :**❖ Vérification des contraintes de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{199,57}{39,95} = 4,99 \text{ MPa}.$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 4,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 199,57 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Etat limite de déformation :

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

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{10} \rightarrow \frac{15}{135} = 0,111 > 0,10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \rightarrow 0,111 \geq \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{10,66}{10 \times 10,66} = 0,10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A}{b \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{452}{1000 \cdot 130} = 0,003 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

c) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \rightarrow \overline{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 423,28 \text{ mm.} \quad \rightarrow l_s = 45 \text{ cm.}$$

Mais cette longueur dépasse la largeur de la poutre (30cm) à laquelle le balcon sera encasté, donc les armatures doivent avoir des crochets.

La longueur des barres mesurées hors crochets (**Art. A.6.1, 253 BAEL91/99**)

Soit la longueur hors crochet égale à : $L_s = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \cdot 45 = 18 \text{ cm}$.

Soit $L_s = 20 \text{ cm}$.

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- a) Armatures principales **4HA12** avec **St = 25cm**.
- b) Armature de répartitions **4HA10** avec **St = 25cm**.

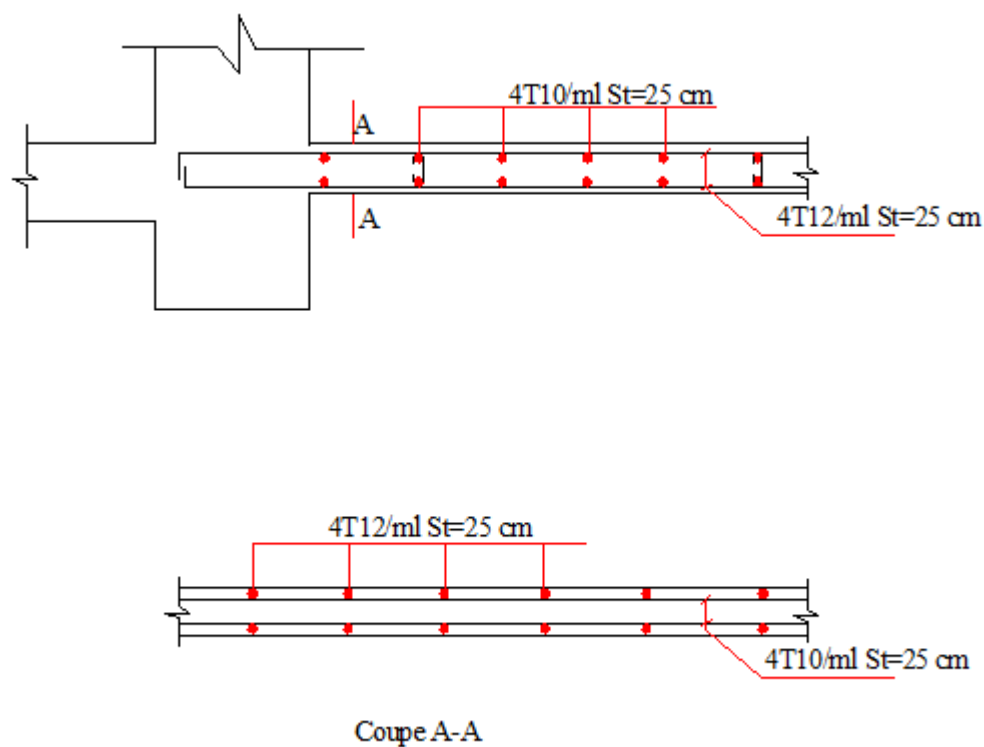


Figure III.17 : Schéma du ferrailage du balcon.

III-3-Calcul de l'escalier :**III-3-1 Définition :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

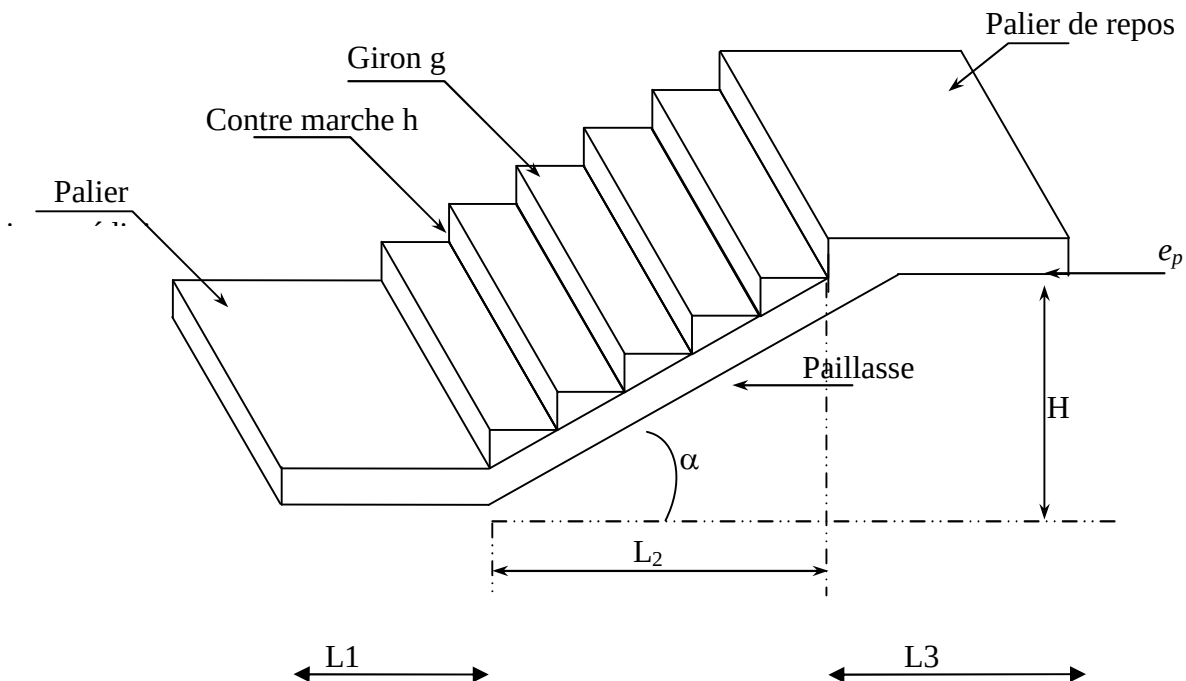


Figure.18 : Schéma statique de l'escalier

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projetée de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

Remarque :

Notre structure est dotée d'une cage d'escalier, l'escalier menant du RDC à l'étage courant passant par l'étage de service comporte deux volées identiques et un palier intermédiaire.

III-3-2 Escalier d'étage courant :**III-3-2-1 Dimensionnement :**

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

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

$$14\text{cm} < h < 18\text{cm}$$

a) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18 \Rightarrow \text{On prend } h = 17\text{cm}$$

Le nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n-1 = 9-1 = 8$$

Le giron g :

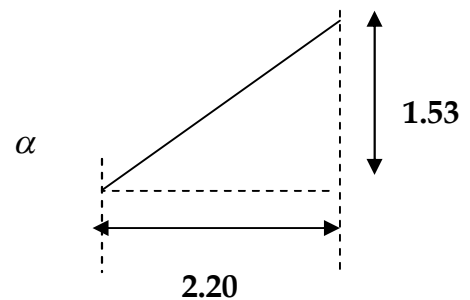
$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{220}{8} = 27,5\text{cm}$$

- Vérification de la loi de BLONDEL :**

Il faut vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$$27,5 + 2 \cdot (17) = 61,5\text{cm}$$

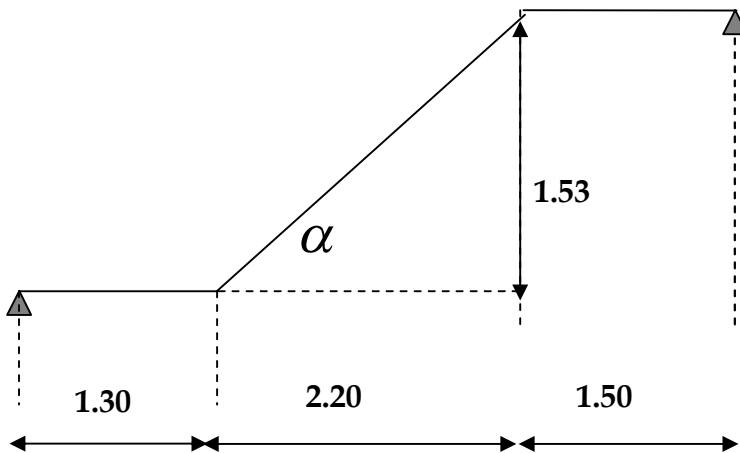
La condition est vérifiée



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

$$g = 27,5\text{cm}$$

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **$h = 17\text{cm}$** et un giron **$g = 27,5\text{cm}$**



b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse aura une épaisseur e_p telle que :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

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

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{27,5} = 0.618 \Rightarrow \alpha = 31,71^\circ$$

$$\text{Donc : } L = 1,30 + \frac{2,20}{\cos 31,71} + 1,50 = 5,38 \text{ m.}$$

$$538 / 30 \leq e_p \leq 538 / 20 \rightarrow 17,93 \leq e_p \leq 26,9$$

Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 25 \text{ cm}$.

III-3-2-2 Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement.

Charges permanentes :

a-1) Palier :

Tableau III.9 : Calcul de la charge permanente du palier.

2	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.02	0.36
04	Palier	25	0.25	6.25
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
				G _T = 7.78

a-2) paillasse :

Tableau III.10 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.02	0.36
04	Marches	25	0.25/2	3.12
05	Paillasse	25	0.25/cos α	7.35
06	Enduit ciment	22	0.015	0.33
				G _T = 12

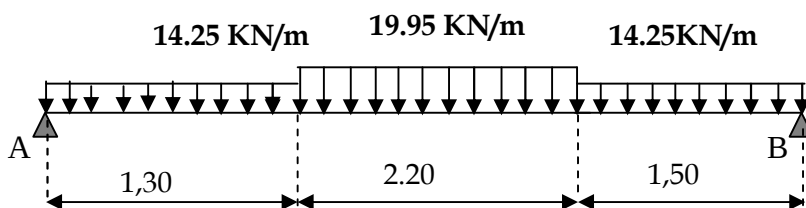
La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier ; **Q = 2,5 kN / m.**

III-3-2-3 Calcul à l'ELU :**a) Combinaison de charges :**

Volée : $q_u^v = 1.35 \times 12 + 1.5 \times 2.5 = 19.95 \text{ KN/m}$.

Palier : $q_u^p = 1.35 \times 7.78 + 1.5 \times 2.5 = 14.25 \text{ KN/m}$.

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

b) Etude des paillasse et des paliers :**b-1) Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 83,79 \text{ KN}.$$

$$\sum M /_A = 0 \rightarrow \frac{14.25 \times 1.30^2}{2} + 19.95 \times 2.20 \times 2.40 + 14.25 \times 1.50 \times 4.25 = 5 R_B$$

Donc: $R_A = 42,15 \text{ KN}$

$$R_B = 41,64 \text{ KN}$$

b-2) Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$

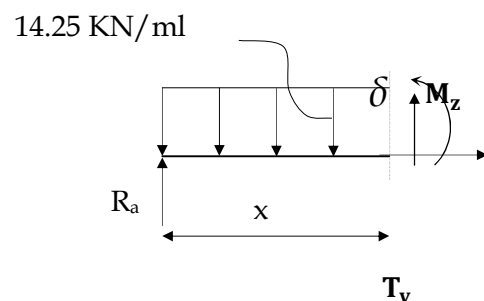
$$\sum M /_\delta = 0$$

$$M_z = -7,12x^2 + 42,15x$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } x=1,30 \rightarrow M_z = 42,76 \text{ KN.m}$$

$$T_y = -14,25x + 42,15$$



Pour $x=0 \rightarrow T_y = 42,15 \text{ KN}$.

Pour $x=1,30 \rightarrow T_y = 23,62 \text{ KN}$

2^{eme} tronçon : $1.30 \leq x \leq 3.50 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -9,97x^2 + 49,56x - 4,81$$

Pour $x=1.30 \rightarrow M_z = 42,76 \text{ KN.m}$

Pour $x=3.50 \rightarrow M_z = 46,44 \text{ KN.m}$

$$T_y = -19,95x + 49,56$$

R_a

Pour $x=1.30 \rightarrow T_y = 23,62 \text{ KN}$.

Pour $x=3.50 \rightarrow T_y = -20,26 \text{ KN}$.

La section dangereuse est dans la travée 2 ($-20,26 < T_y = 0 < 23,62$) :

$$T_y = -19,95x + 49,56 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2.48 \text{ m.}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z = -9,95x^2 + 49,56x - 4,81.$$

$$M_{zu}^{max}(2.48) = 56,90 \text{ KN.m}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7,12x^2 + 41,64x$$

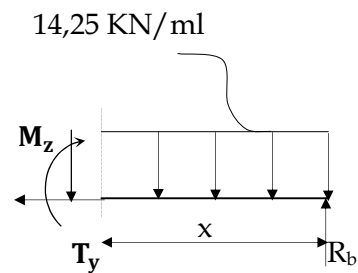
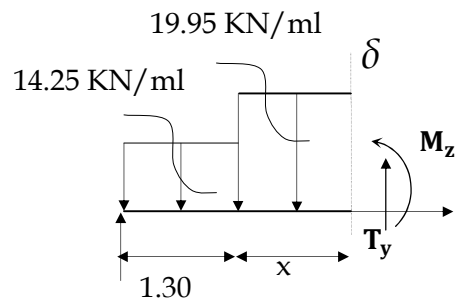
Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1.50 \rightarrow M_z = 46,44 \text{ KN.m}$

$$T_y = 14,25x - 41,64$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = -41,64 \text{ KN}$.

Pour $x=1.50 \rightarrow T_y = -20,26 \text{ KN}$.



Remarque :

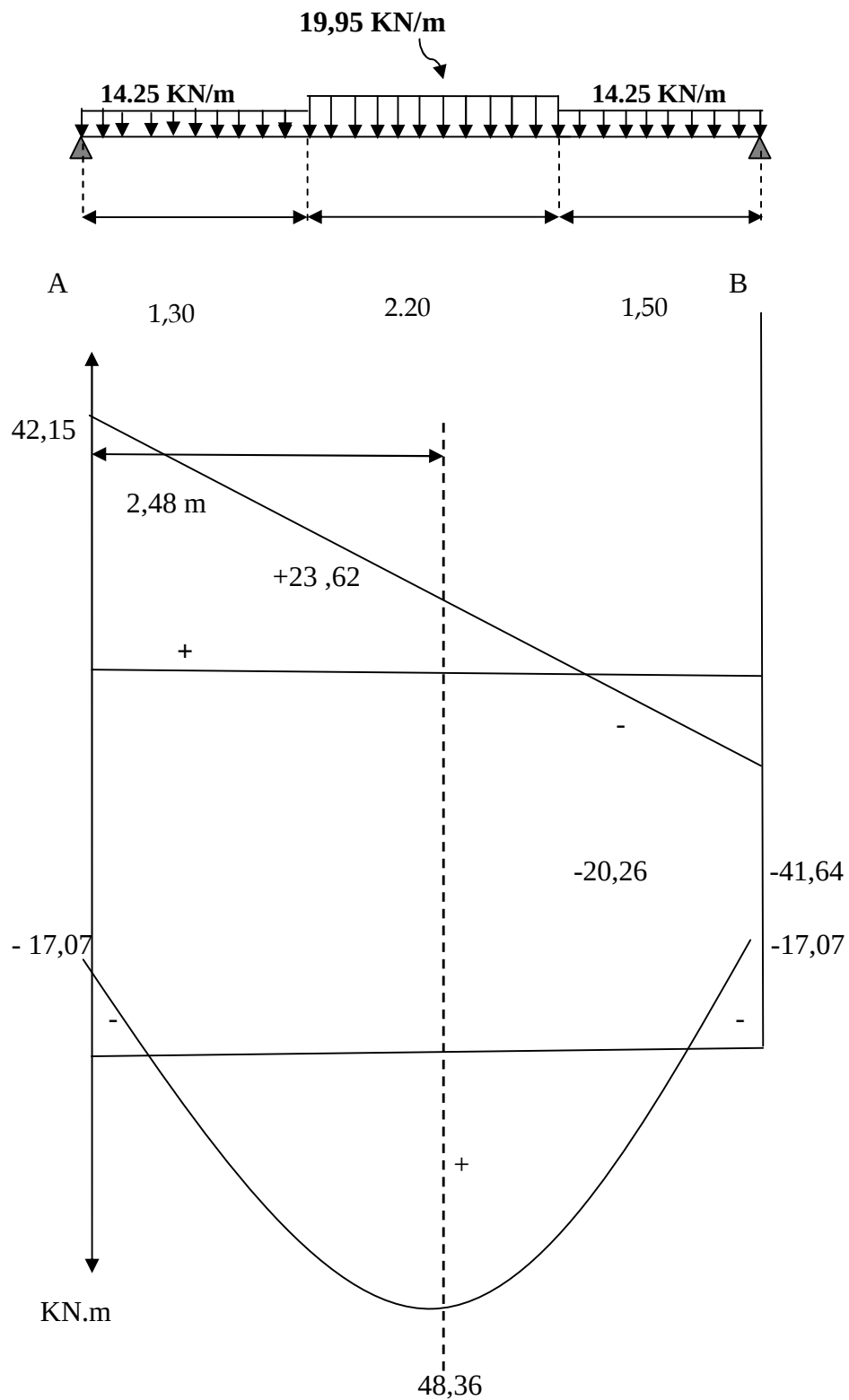
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M_z^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 56,90 = -17,07 \text{KN.m}$$

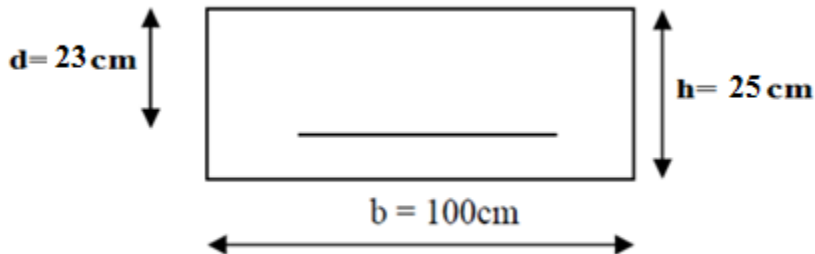
-En travée :

$$M_{t1} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 56,90 = 48,36 \text{KN.m}$$

b-3) Diagramme des Efforts internes :**Figure III.19:** Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.3-2-4 Ferrailage :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep=25 cm)

**- En travée :****1- Armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{48,36 \times 10^2}{1,42 \times 100 \times (23)^2} = 0,064 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,064 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{48,36 \times 10^3}{348 \times 23 \times 0,967} = 6,24 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec: } \sigma_{st} = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

On opte pour **6T12= 6,78 cm²/ml ; Soit 1T12 tous les 16cm.**

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st \text{ et } 3}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4T10=3,14 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 25cm.**

Aux appuis :**1- Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,07.10^2}{100.(23)^2 .1,42} = 0,022 \quad \text{Avec: } f_{bc} = (0.85 \times 25) / 1.5 = 1.42 \text{ K N/cm}^2$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

A partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

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

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,07.10^2}{0,989.23.34,8} = 2,15 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5T10=3,93 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 20cm.

2- Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5T8=2,51 cm²/ml ; Soit 1T8 tous les 20cm.

III-3-2-5 Vérification a l'ELU :**a) Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\text{-Armatures principales} \quad St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}.$$

Appui: St=15 cm < 33 cm ... condition vérifiée.

Travée: St=15 cm < 33 cm ... condition vérifiée.

$$\text{-Armatures de répartition} \quad St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$$

Appui: St=15 cm < 45 cm ... condition vérifiée.

Travée: St=15 cm < 45 cm ... condition vérifié

b) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.77 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_A = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.77 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

c) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissuration non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = (0.2 \times 25) / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa.}$

Calcul de τ_u^{max} :

$$V_{\text{max}} = 42.15 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{42.15 \times 10^3}{1000 \times 230} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.183 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

d) Entraînement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

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

Calcul de τ_{se} :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

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

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42,15 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 226,08} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 0.900 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres}$$

e) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

Calcul de τ_{su} :

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

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$.**

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 42,15 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 230} =$$

0.407Mpa.

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = \mathbf{13.33 \text{ Mpa.}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

g) Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

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

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{42,15 \cdot 10^3}{348.100} = 1,21 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

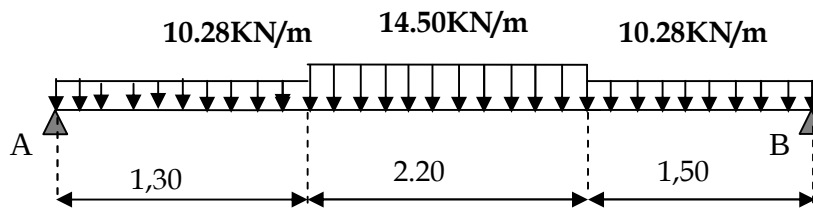
$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes**

III-3-2-vérification à l'ELS :**a) Combinaison de charges à l'ELS :**

Volée : $q_u^v = 12 + 2.5 = \mathbf{14.50 \text{ KN/m.}}$

Palier : $q_u^p = 7.78 + 2.5 = \mathbf{10,28 \text{ KN/m.}}$

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

b) Etude des poutres et de palier :**b-1) Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 60,68 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{10,28 \times 1,30^2}{2} + 14,50 \times 2,20 \times 2,40 + 10,28 \times 1,50 \times 4,25 = 5 R_B$$

Donc: $R_A = 30,52 \text{ KN}$

$R_B = 30,15 \text{ KN.}$

b-2) Calcul des efforts internes:

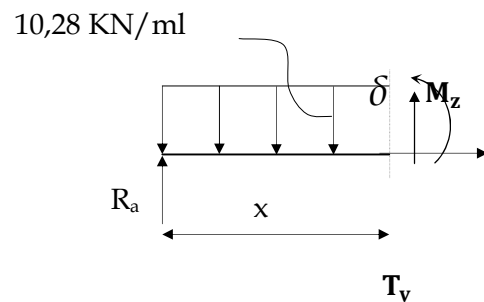
1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -5,14x^2 + 30,52x$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1,30 \rightarrow M_z = 30,98 \text{ KN.m.}$



$$T_y = -10,28x + 30,52$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = 30,52 \text{ KN.}$

Pour $x=1,30 \rightarrow T_y = 17,15 \text{ KN.}$

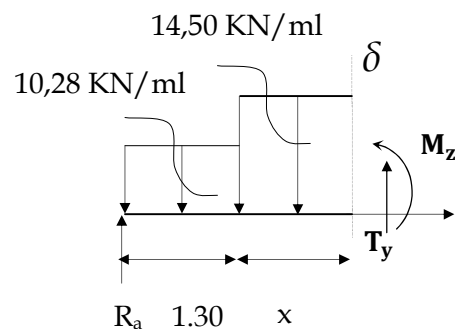
2^{eme} tronçon : $1.3 \leq x \leq 3.50\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7,25x^2 + 35,81x - 3,57$$

Pour $x=1,3 \rightarrow M_z = 19,98 \text{ KN.m}$

Pour $x=3,50 \rightarrow M_z = 32,95 \text{ KN.m.}$



$$T_y = -14,50x + 35,81$$

Pour $x=1,3 \rightarrow T_y = 16,96 \text{ KN}$.

Pour $x=3,50 \rightarrow T_y = -14,94 \text{ KN}$

Le moment max à l'état limite ultime :

$$T_y = -14,50x + 35,81 = 0 \quad \underline{x = 2,47 \text{ m.}}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z = -7,25x^2 + 35,81x - 3,57$$

$$M_{zu}^{max}(2,47) = 40,65 \text{ KN.m.}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$

$$\sum M / \delta = 0$$

$$M_z = -5,14x^2 + 30,15x$$

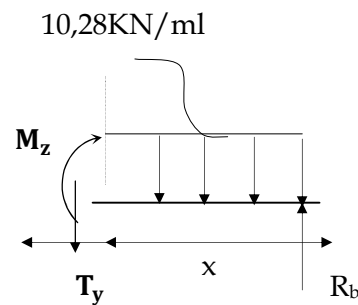
Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1,50 \rightarrow M_z = 33,66 \text{ KN.m}$

$$T_y = 10,28x - 30,15$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = -30,15 \text{ KN}$.

Pour $x=1,50 \rightarrow T_y = -14,73 \text{ KN}$



Remarque :

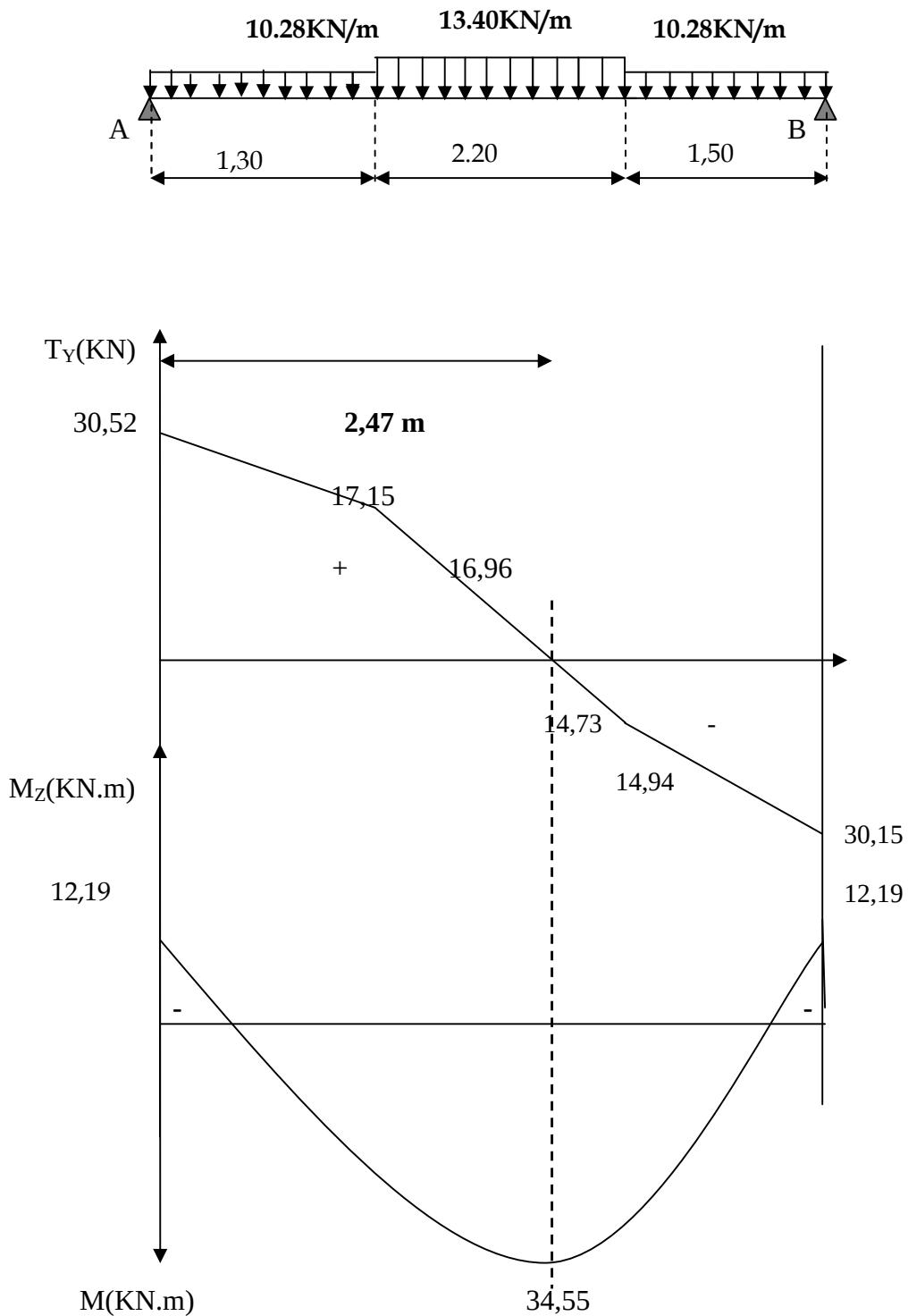
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants

-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3. M_z^{max} = -0,3 \times 40,65 = -12,19 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_{t1} = 0,85. M_z^{max} = 0,85 \times 40,65 = 34,55 \text{ KN.}$$

b-3) Diagramme des Efforts internes :**Figure III.20:** Diagramme des efforts internes à l'ELS.

a) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

b) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)-Aux travées :• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6,78}{100 \times 23} \times 100 = 0,294$$

que $\rho_1 = 0,294 \Rightarrow k_1 = 43,87$ et $\beta_1 = 0,915$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{34,55 \times 10^6}{0,915 \times 230 \times 678} ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = 242,14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 242,14 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{242,14}{43,87} \quad \sigma_{bc} = 5,51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,51 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Aux appuis :• Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3,93}{100 \times 23} \times 100 = 0,171$$

$$\rho_1 = 0,171 \Rightarrow k_1 = 59,63 \quad \beta_1 = 0,933$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,19 \times 10^6}{0,933 \times 230 \times 3,93} \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{144,54 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_s = 144,54 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \quad ; \quad \text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{144,54}{59,63} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = \mathbf{2,42 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{bc} = 1,95 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c)Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{19}{380} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{non vérifiée ;}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{26,80}{10 \times 31,54} = 0,085 > 0,05 \quad \dots\dots\dots \text{non vérifié ;}$$

$$\bullet \quad A_t \leq \frac{4,2 b d}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 23}{400} = 24,15 \text{ cm}^2 > A_t = 6,78 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

Étant donné que deux conditions sur 3 ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche

On doit vérifier que :

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

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5380}{500} = 10,76 \text{ mm}$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible.

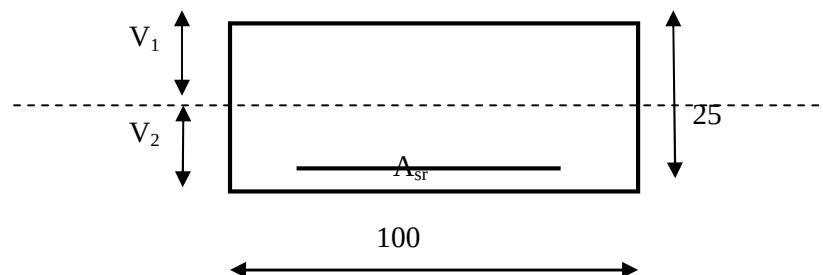
E : Module de déformation différé $= E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,87 \text{ Mpa}$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 25 + 15 \times 6,78$$

$$B_0 = 2601,70 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 23 = 33589,1 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = 33589,1 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{33589,1}{2601,7} = 12,91 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 12,91 \text{ cm}$$

$$; \quad \text{Donc : } V_2 = 12,09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,91 = 12,09 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (12,91^3 + 12,09^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,78 (12,09 - 2)^2$$

$$I_0 = 140982,46 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6,78}{100 \times 23} = 0,00294$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00294 \times ((2 + 3))} = 7,14$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad \lambda_v = 2,85$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00294 \times 242,14 + 2,1} = 0,191$$

$$\mu = 0,256$$

Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 140982,46}{1 + 1,18 \times 0,256} = 119102,28 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 119102,28 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

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

$$f = \frac{34,55 \times 5,38^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 119102,28 \times 10^{-8}} = 0,0077 = 7,7 \text{ mm} < \bar{f} = 10,76 \text{ mm}$$

$$f = 7,7 \text{ mm.}$$

$$f = 7,7 \text{ mm} < \bar{f} = 10,76 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

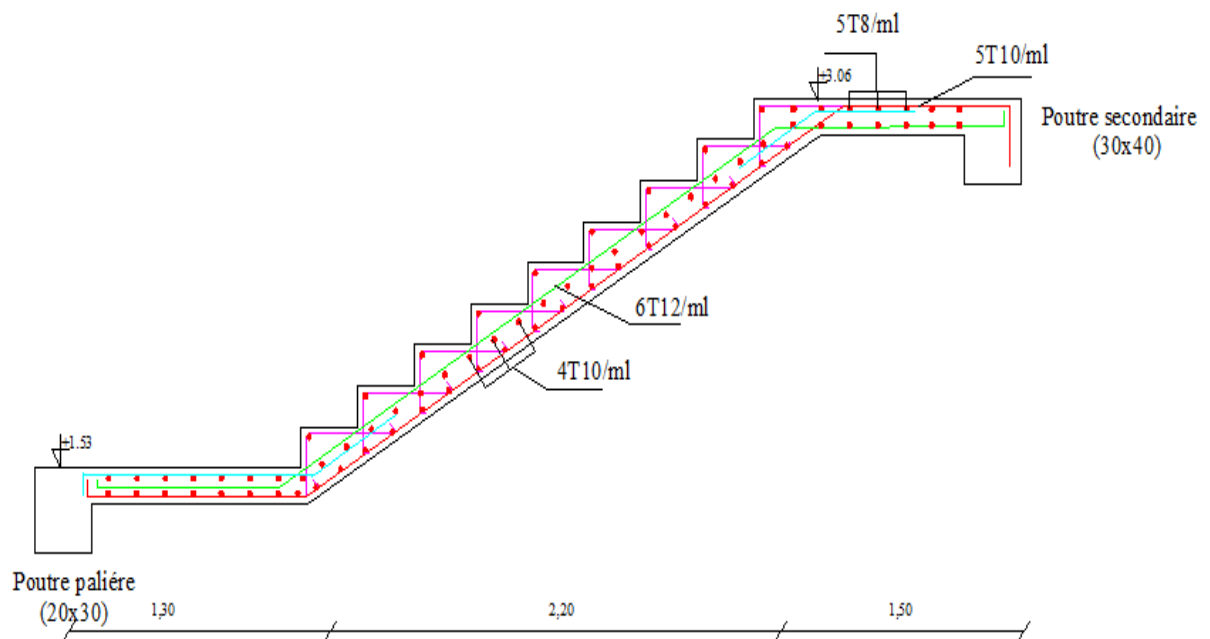


Figure. III.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.

III-3-3 Escalier de RDC :**III-3-3-1 Dimensionnement :**

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition.

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

a) Calcul du nombre de contre marches et de marches :

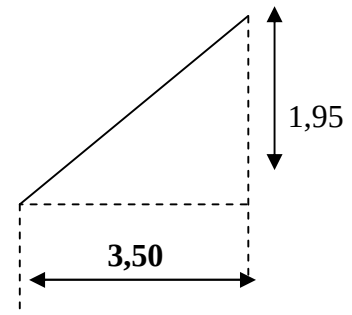
Avec :

h : Hauteur de la contre marche. g : Giron.

$$14\text{cm} \leq h \leq 18 \Rightarrow \text{On prend } h = 16\text{cm}$$

Le nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{195}{16} = 12 \Rightarrow n - 1 = 12 - 1 = 11$$



volée 1 et 2 : $n = 12$ contre marches ; **Donc :** $m = 12 - 1 = 11$ marches.

Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{350}{11} = 32\text{cm}$$

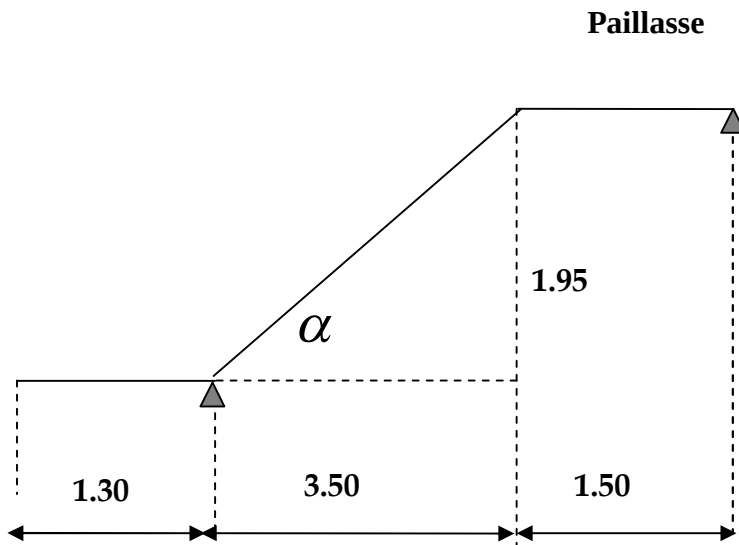
Vérification de la loi de BLANDEL :

Il faut vérifier que :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$32 + 2 \cdot (16) = 64\text{cm} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Donc on opte pour une hauteur des marches **$h = 16\text{cm}$** et un giron **$g = 32\text{ cm}$** .



b) Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$L / 30 \leq e_p \leq L / 20$$

Avec : L : longueur totale entre nus d'appuis.

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16}{32} = 0.5 \Rightarrow \alpha = 26.56^\circ$$

Donc : $L = 1,30 + \frac{3,50}{\cos 26,56} + 1,50 = 6,73 \text{ m.}$

$$673 / 30 \leq e_p \leq 673 / 20 \rightarrow 22,43 \leq e_p \leq 33,65$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur $e_p = 25 \text{ cm.}$

II.3.3.2.Détermination des Charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1m d'emmarchement.

Charges permanentes :

a-1) Palier :

Tableau III.11 : Calcul de la charge permanente du palier.

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.02	0.36
04	Palier	25	0.25	6,25
05	Enduit de ciment	22	0.015	0.33
				$G_T = 7,78$

a-2) volée :

Tableau III.12 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	lit de sable	18	0.02	0.36
04	Marches	25	0.30/2	3,75
05	Paillasse	25	$0.25/\cos \alpha$	7,37
06	Enduit ciment	22	0.015	0.33
				$G_T = 12,65$

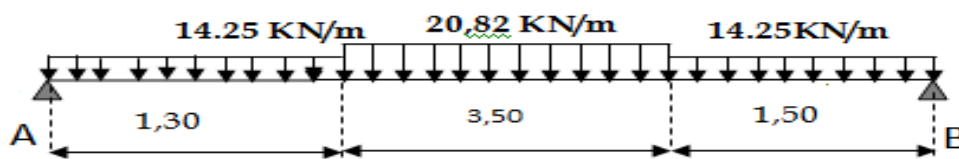
La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier ; $Q = 2,5 \text{ kN / m}$.

III.3.3.3 calcul à l'ELU :**a) Combinaison de charges à l'ELU :**

Volée : $q_u^v = 1.35 \times 12,65 + 1.5 \times 2,5 = 20,82 \text{ KN/m}^2$.

Palier : $q_u^p = 1.35 \times 7,78 + 1.5 \times 2,5 = 14,25 \text{ KN/m}^2$.

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

b.1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 108,49 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 \rightarrow \frac{14,25 \times 1,30^2}{2} + 20,82 \times 3,5 \times 3,25 + 14,25 \times 1,30 \times 5,65 - 5 R_B = 0$$

Donc: $R_A = 70,70 \text{ KN}$

$R_B = 37,79 \text{ KN.}$

b-2) Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,30 \text{ m}$

$$\sum M /_0 = 0$$

$$M_z = -7,135 x^2$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1,30 \rightarrow M_z = -12,06 \text{ KN.m}$

$$T_y = -14,25 x$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = 0 \text{ KN.}$

Pour $x=1,30 \rightarrow T_y = -24,08 \text{ KN}$

2^{ème} tronçon : $1.30 \leq x \leq 4.80\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -10.41x^2 + 52.18x$$

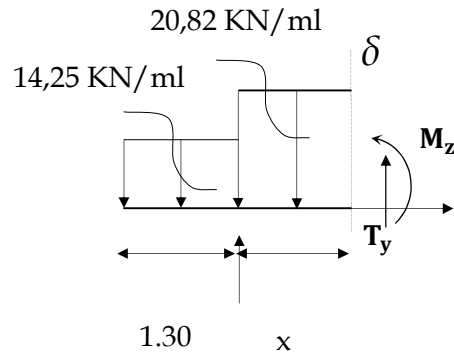
Pour $x=1.30 \rightarrow M_z = 50.24 \text{ KN.m}$

Pour $x=4.8 \rightarrow M_z = 10.62 \text{ KN.m}$

$$T_y = -20.82x + 52.18$$

Pour $x=1.30 \rightarrow T_y = 25.11 \text{ KN}$

Pour $x=4.8 \rightarrow T_y = -29.86 \text{ KN}$



La section dangereuse est dans la travée 2 ($-28.04 < T_y = 0 < 39.53$) :

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -20.82x + 52.18 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2.51\text{m}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z = -10.41x^2 + 52.18x$$

$$M_{zu}^{max}(2.51) = 65.39 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7.97x^2 + 37.79x$$

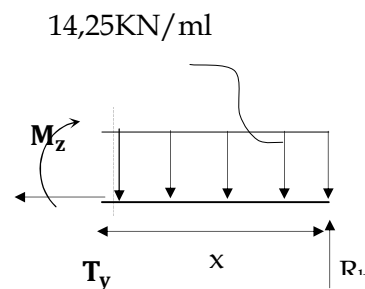
Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1.50 \rightarrow M_z = 37.10 \text{ KN.m}$

$$T_y = 14.25x - 37.79$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = -37.79 \text{ KN}$

Pour $x=1.50 \rightarrow T_y = -29.86 \text{ KN}$



Remarque :

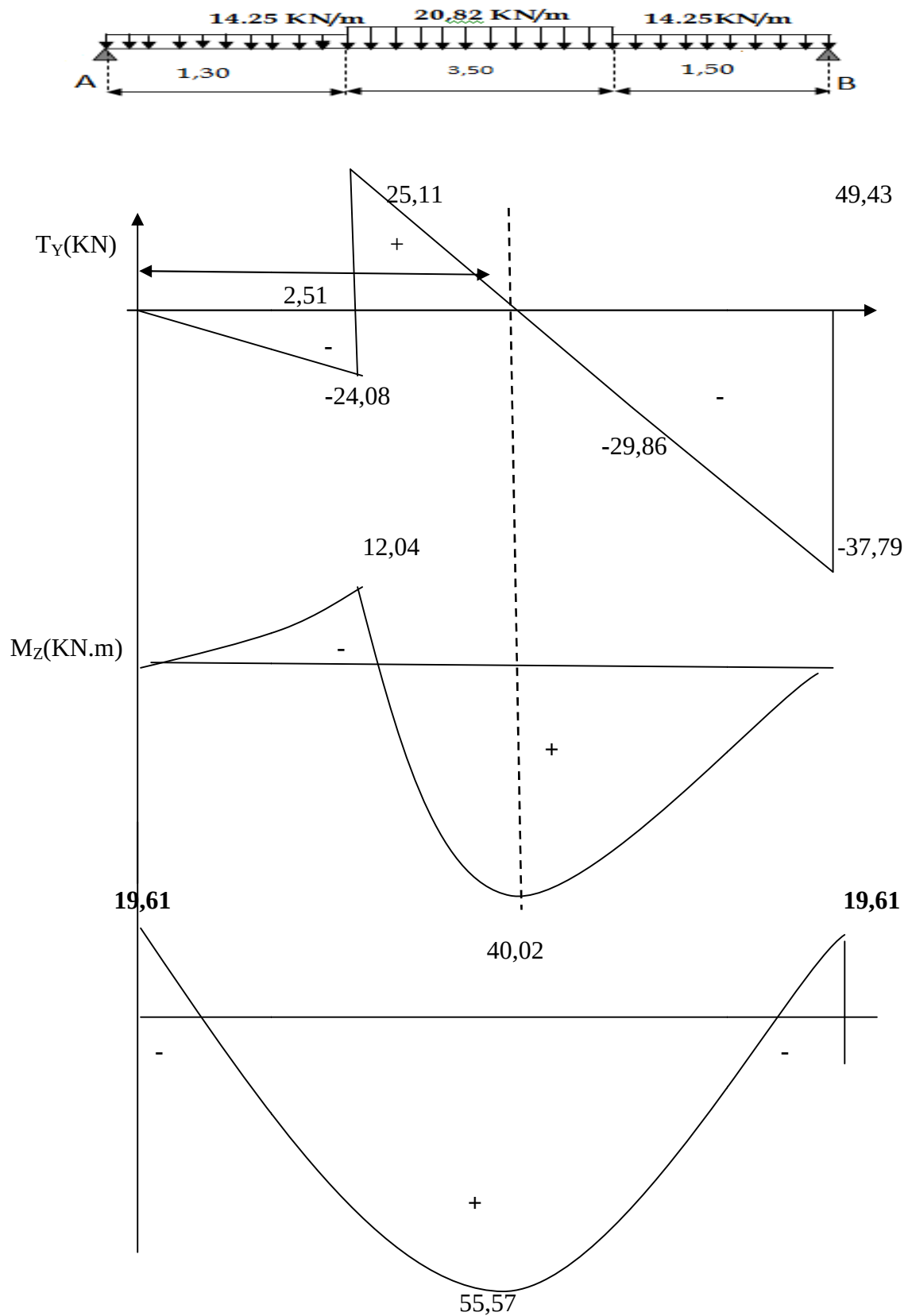
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M_z^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3. M_z^{\max} = -0,3 \times 65,38 = -19,61 \text{ KN.m}$$

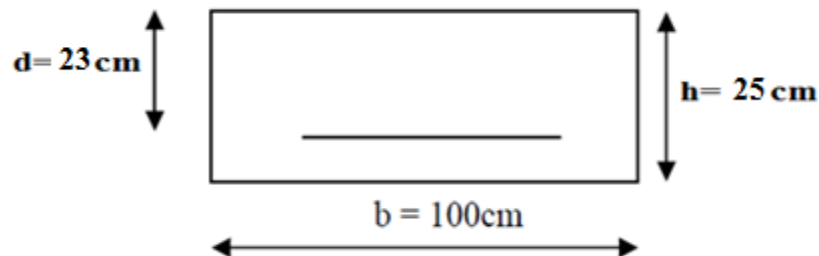
-En travée :

$$M_{t1} = 0,85. M_z^{\max} = 0,85 \times 65,38 = 55,57 \text{ KN.m}$$

b-3) Diagramme des Efforts internes:**Figure III.22:** Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.3.3.4..Ferraillage :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et d'épaisseur ($e_p=25\text{cm}$).

**En travée :****1) Armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{55,57 \times 10^2}{1,42 \times 100 \times (28)^2} = 0,049 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,049 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{55,57 \times 10^3}{348 \times 28 \times 0,975} = 5,85 \text{ cm}^2 \quad \text{avec: } \sigma_{st} = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

On opte pour **6T12=6,78 cm²/ml ; Soit 1T16 tous les 17cm.**

2) Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_{st_{1et3}}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T8=3,02 cm²/ml ; Soit 1T10 tous les 17cm.**

Aux appuis :**1) Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19,61.10^2}{100.(28)^2 .1,42} = 0,019 \quad \text{avec: } f_{bc} = (0.85 \times 25) / 1.5 = 1.42 \text{ K N/cm}^2$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,019 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19,61.10^2}{0,990.28.34,8} = 2,03 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6T10=4,71 cm²/ml** ; Soit 1T10 tous les 17cm.

2) Armatures de répartition :

$$A_{sr} \geq \frac{A_A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour **6T8=3,02 cm²/ml** ; Soit 1T8 tous les 15cm.

III.3.3.5.Vérification a l'ELU :**a) Espacement des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures principales $\longrightarrow S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

Aux appuis : $S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$... condition vérifiée

En travée : $S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$... condition vérifiée

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

Aux appuis : $S_t = 17 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$... condition vérifié

En travée : $S_t = 17 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$... condition vérifiée

b) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.78 \text{ m}^2$$

En travée : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 3.38 \text{ cm}^2$ condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_A = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 3.38 \text{ cm}^2$ condition est vérifiée.

c)contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = (0.2 \times 25) / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa.}$

Calcul de τ_u^{max} :

$$V_{\text{max}} = 37.79 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{37.79 \times 10^3}{1000 \times 280} \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.134 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

d)Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

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

Calcul de τ_{se} :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

Calcul de τ_{se} :

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

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37,79 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 226,08} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 0.663 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ Pas de risque d'entraînement des barres}$$

e) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1,22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Calcul de } \tau_{su} : \quad L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A ; **Donc : $L_c = 20 \text{ cm}$**

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

On doit vérifier :
$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} = \frac{2 \times 37,79 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 230} = 0,365 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

g) Influence effort tranchant sur armatures : (Art 5.1.1,312 / BAEL91) :

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

❖ **Paillasse :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{37,79 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 1,08 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2$$

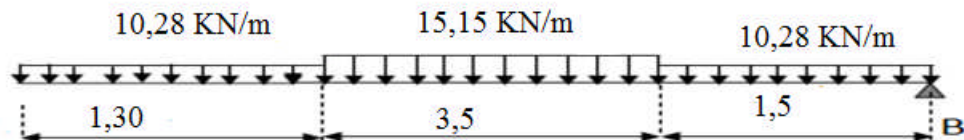
$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \longrightarrow$ **Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes**

III-3-3-6 à l'ELS :a) Combinaison de charges à l'ELS :

$$\text{Volée : } q_u^v = 12,65 + 2,5 = 15,15 \text{ KN/m.2}$$

$$\text{Palier : } q_u^p = 7,78 + 2,5 = 10,28 \text{ KN/m.}$$

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

Etude des paillasse et de palier :b-1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 81,81 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_B = 0 \rightarrow \frac{10,28 \times 1,50^2}{2} + 15,15 \times 3,50 \times 3,25 + 10,28 \times 1,30 \times 5,65 = 5 R_A$$

$$\text{Donc: } R_A = 51,88 \text{ KN}$$

$$R_B = 29,93 \text{ KN.}$$

b-2) Calcul des efforts internes:

$$\text{1^{er} tronçon : } 0 \leq x \leq 1,30\text{m}$$

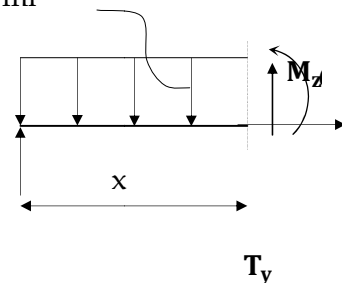
$$\sum M /_\delta = 0$$

$$M_z = -5,14 x^2$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } x=1,30 \rightarrow M_z = -8,68 \text{ KN.m}$$

$$10,28 \text{ KN/ml}$$



$$T_y = -10,28x$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = 0 \text{ KN}$.

Pour $x=1,30 \rightarrow T_y = -13,36 \text{ KN}$

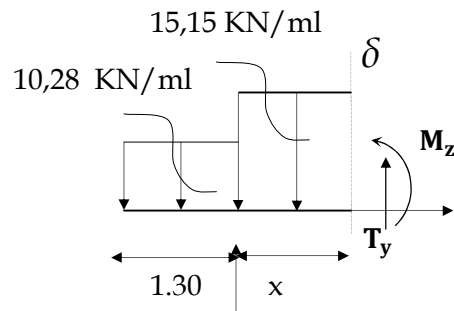
2^{ème} tronçon : $1.30 \leq x \leq 4.8 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7,58x^2 + 45,2x$$

Pour $x=1,30 \rightarrow M_z = 45,49 \text{ KN.m}$

Pour $x=4,8 \rightarrow M_z = 42,32 \text{ KN.m}$



$$T_y = -15,15x + 45,2$$

Pour $x=1,30 \rightarrow T_y = 25,51 \text{ KN}$.

Pour $x=4,8 \rightarrow T_y = -13,63 \text{ KN}$

La section dangereuse est dans la travée 2 ($-27,52 < T_y = 0 < 25,51$) :

$$T_y = -15,15x + 45,2 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2,98 \text{ m.}$$

$$M_{zu}^{max}(x) = M_z = -7,58x^2 + 45,2x.$$

$$M_{zu}^{max}(2,98) = 67,38 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50 \text{ m}$

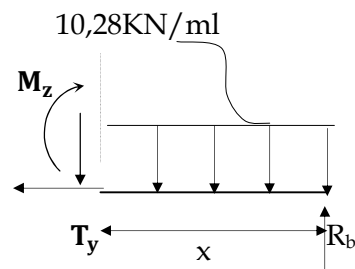
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -5,125x^2 + 29,93x$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1.50 \rightarrow M_z = 35,65 \text{ KN.m}$

$$T_y = 10,28x - 29,93$$



Pour $x=0 \rightarrow T_y = -29,93$

Pour $x=1.50 \rightarrow T_y = -14,49 \text{ KN}$

Remarque :

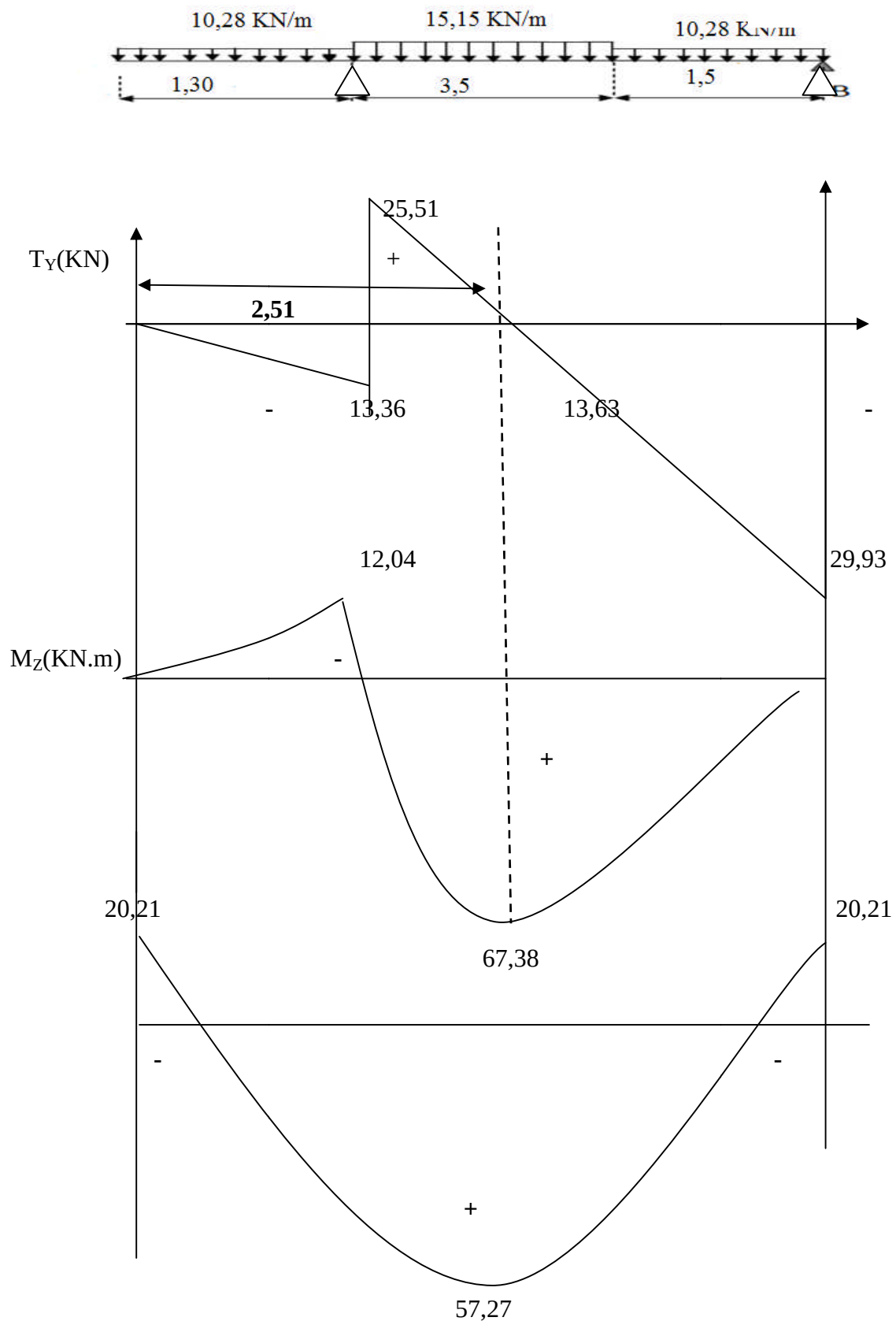
Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M_z^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 67,38 = -20,21 \text{ KN.m}$$

-En travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 67,38 = 57,27 \text{ KN.m}$$

c) Diagramme des Efforts internes :**Figure III.23:** Diagramme des efforts internes à l'ELS.

a) Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

b) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)-Aux travées :• Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6,78}{100 \times 23} \times 100 = 0,242$$

$$\rho_1 = 0,242 \Rightarrow k_1 = 48,29 \text{ et } \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{57,27 \times 10^6}{0,921 \times 230 \times 678} ; \text{ Donc : } \sigma_{st} = 327,55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 327,55 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{327,55}{48,29} \text{ Donc ; } \sigma_{bc} = 6,78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,78 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{condition verifier.}$$

-Aux appuis :

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4,71}{100 \times 23} \times 100 = 0,168$$

$$\rho_1 = 0,168 \Rightarrow k_1 = 59,63 \text{ et } \beta_1 = 0,933$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{20,21 \times 10^6}{0,933 \times 230 \times 471} ;$$

$$\sigma_s = 199,96 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{199,96}{59,63} \text{ Donc } ; \sigma_{bc} = 3,35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,35 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

c)Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{689} = 0,021 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée ;}$$

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{57,27}{10 \times 67,38} = 0,085 > 0,05 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée ;}$$

- $A_t \leq \frac{4,2bd}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 28}{400} = 29,4 \text{ cm}^2 > A_t = 6,78 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Étant donné que deux conditions sur 3 ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche :

On doit vérifier que :

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

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{6730}{500} = 13,46 \text{ mm}$$

Avec :

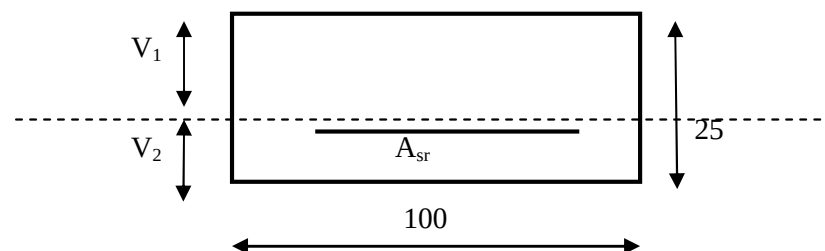
$$E : \text{Module de déformation différé} = E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

$$I_f : \text{Inertie fictive pour les charges de longue durée ; } I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG.

μ, λ_v : Coefficients.



a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 25 + 15 \times 6,78$$

$$B_0 = 3101,7 \text{ cm}^2$$

b) Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 23^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 23 = 42047,6 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = 42047,6 \text{ cm}^3$$

c) Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{42047,6}{3101,7} = 13,55 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 13,55 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 13,55 = 11,45 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 16,44 \text{ cm}$$

d) Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (13,55^3 + 11,45^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,78 (11,45 - 2)^2$$

$$I_0 = 252242,89 \text{ cm}^4$$

e) Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{42047,6}{3101,7} = 13,55 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 13,55 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 13,55 = 11,45 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 11,45 \text{ cm}$$

f) Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (13,55^3 + 11,45^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,78 (16,44 - 2)^2$$

$$I_0 = 252242,89 \text{ cm}^4$$

g) Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6,78}{100 \times 23} = 0,0024$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,005 \times ((2 + 3))} = 4,2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1,68$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 198,23 + 2,1} = 0,394$$

$$\mu = 0.394$$

h) Calcul de l'inertie fictive I_f :

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 252242,89}{1 + 1,68 \times 0,32} = 180454.72 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 180454.72 \text{ cm}^4$$

i) Calcul de flèche :

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

$$f = \frac{57,27 \times 6,73^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 180454.72 \times 10^{-8}} = 0.010 = 10 \text{ mm} < \bar{f} = 13,46 \text{ mm}$$

$$f = 10 \text{ mm.}$$

$$f = 10 \text{ mm} < \bar{f} = 13,46 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

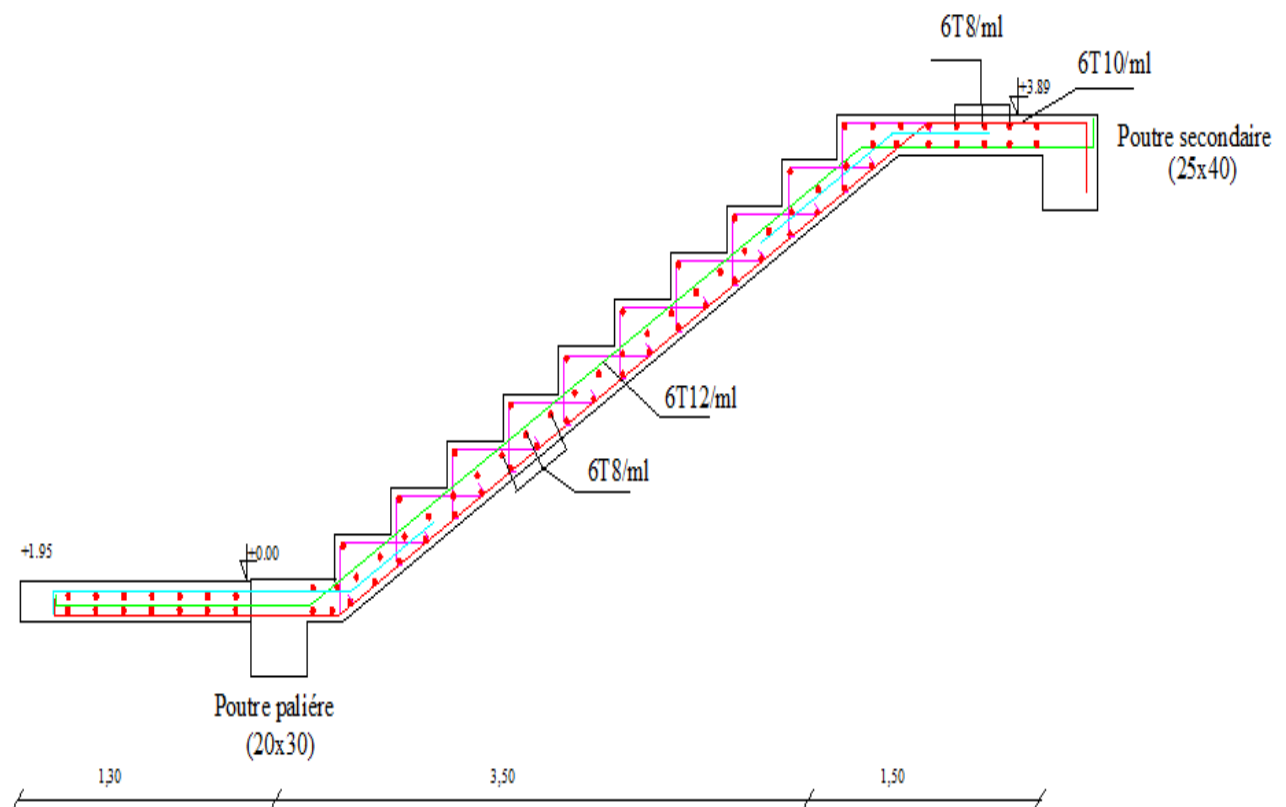


Figure. III.24 : Schéma de ferraillage de l'escalier RDC.

III-4) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension $(b \times h)$. Elle est soumise à son poids propre et à la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les douteux ,sa portée est de 2,75 (longueur libre entre nus d'appuis) .

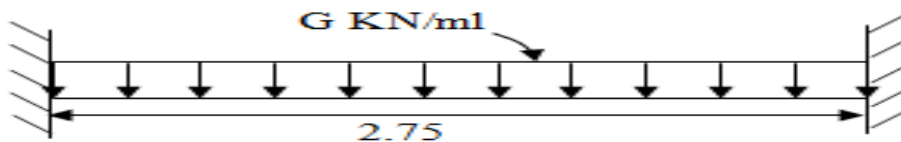


Figure III.25: Schéma de la poutre palière.

III.4.1) Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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

- Avec :**
- h : hauteur de la poutre,
 - b : largeur de la poutre,
 - L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$L=275 \text{ cm}$$

$$\frac{275}{15} \leq h \leq \frac{275}{10} \Rightarrow 18,33 \text{ cm} \leq h \leq 27,5 \text{ cm} \quad ;$$

On opte pour : **$h = 25 \text{ cm}$**

$$0,4 \times 25 \leq b \leq 0,7 \times 25 \Rightarrow 10 \text{ cm} \leq b \leq 17,5 \text{ cm} \quad ;$$

On opte pour : **$b = 15 \text{ cm}$**

-Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

les conditions ne sont pas Vérifiées, on prendra les valeur minimales de **l'RPA 99vrsion2003**

La poutre a pour dimensions $(b.h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

III-4-2) Détermination des Charges et surcharges revenant à la poutre palière :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,20 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$.

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_A = 70,70 \text{ KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELS : $R_A = 51,88 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \cdot h_0$ h_0 : hauteur libre d'étage.

$$G_M = 2,89 \times (3,06 - 0,2) = 7,18 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_M + G_p = 8,26$$

III-4-3 Calcul à L'ELU :**a) Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + R_A = 1,35 \cdot 8,26 + 70,7 = 81,85 \text{ KN/ml}$$

b) Réaction d'appuis:

$$R_B = R_A = \frac{q_u}{2} \cdot l = \frac{81,85}{2} \cdot 2,75 = 112,54 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts internes:

$$T_y = -81,85 \cdot (x) + 112,54 \quad \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = 112,54 \text{ KN} \\ x = 2,75 \text{ m} \rightarrow T_y = -112,54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q_u}{8} \cdot l^2 = \frac{81,85}{8} \cdot 2,75^2 = 77,37 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ travées} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 77,37 = 65,76 \text{ kN.m}$$

$M_{\text{appuis}} = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \cdot 77,37 = -23,21 \text{ kN.m}$

c) **Diagramme des efforts internes :**

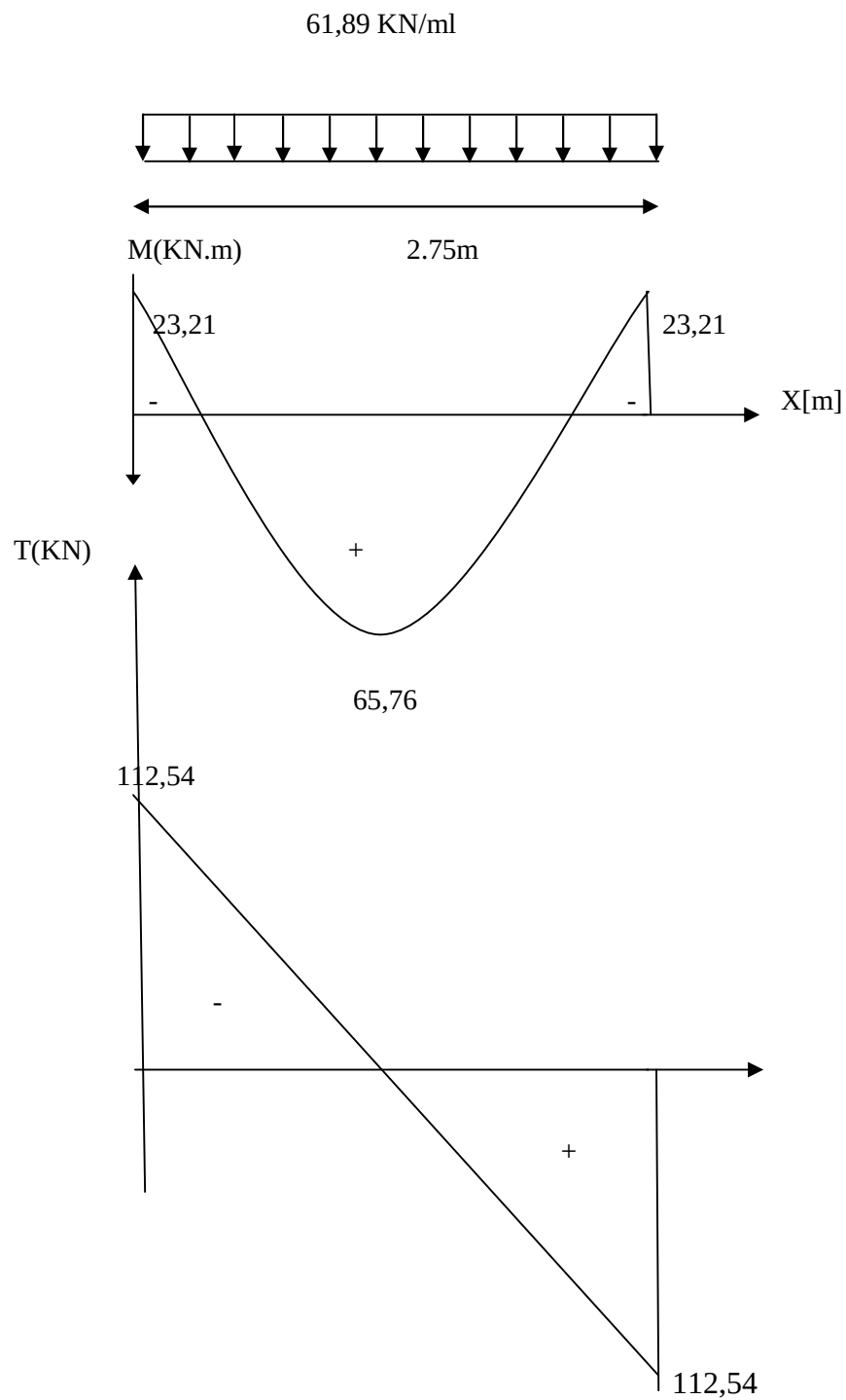


Figure III.26 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

e) Calcul des armatures**-En appuis**

$h = 30\text{cm}$; $d = 20\text{cm}$; $c = 2\text{ cm}$; $b = 18\text{cm}$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{23,21 \cdot 10^6}{200 \cdot 280 \cdot 280 \cdot 14,2} = 0,079 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{ap}=0$

$$\mu_t = 0,079 \rightarrow \beta = 0,959.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{23,21 \cdot 10^6}{0,959 \cdot 280 \cdot 348} = 2,48 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA12 = 3,39 cm²**.

-Aux travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{65,76 \cdot 10^6}{200 \cdot 280^2 \cdot 14,2} = 0,223 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{up}=0$

$$\mu_t = 0,223 \rightarrow \beta = 0,872$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{65,76 \cdot 10^6}{0,923 \cdot 280 \cdot 348} = 5,835 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **3HA16= 6,03 cm²**.

-Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,005 b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2 > 0,005 b \cdot h = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

II-4-4 Vérification à l'ELU:

- Condition de non fragilité (BAEL91, Art-A-4.2.1):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 20 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 = A_{\min} \dots \text{Condition vérifiée.}$

En travée : $A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > 0,676 \text{ cm}^2 = A_{\min}$ Condition vérifiée.

La section d'armatures choisie est supérieure à $A_{\min}$, donc la condition est vérifiée

- **Contrainte tangentielle (BAEL91, Art A.5.1.) :**

$T_{\max} = 85,09 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{112,54 \cdot 10^3}{200 \cdot 280} = 2,00 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 2 < \overline{\tau_u} = 3,33 . \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (B.A.E.L 99. Art A.6.1.2.1)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec: } \Psi = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} \quad \text{Avec: } U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{112,54 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 3 \cdot 16 \cdot 3 \cdot 16} = 2,85 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 2,29 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres (BAEL99.Art. A.6.1.2):**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec } \overline{\tau_s} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = \tau_{se} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

$$L_s = \frac{1.400}{4.2,853} = 35,05 \text{ cm. On prend : } L_s = 35 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter une croche normale, d'après le BAEL 91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_c = 0,4 L_s = 0,4 \cdot 35 = 14 \text{ cm}$.

on prend : $L_c = 15 \text{ cm}$.

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

-Appuis de rive : (Art A.5.1.312/BAEL 91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement pour cela, il faut vérifier cette condition :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min}}$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{85,09 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 2,45 \text{ cm}^2.$$

Les armatures ancrées sont suffisantes.

- **Influence sur le béton (Art A.5.1,313 / BAEL91):**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot 112,85 \cdot 10^3}{200 \cdot 0,9 \cdot 260} = 4,65 \text{ MPa} < \frac{0,8 \cdot 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

❖ Calcul des armatures transversales :

1) Diamètre des armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91):

$$\phi_t < \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 8,57 ; 20 \} = 8,57 \text{ mm.}$$

Soit: $\phi_t = 8 \text{ mm}$. Nous adopterons 1 cadre et un étrier en $\phi 8$. Donc $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

2) Espacement des armatures transversales (Art A.5,22/BAEL91):

$$S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}.$$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003):**Zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \varnothing \right\} = \min \{7,5 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} = 7,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 7,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}.$$

Zone courante :

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

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3) Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 20 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ RPA}} = 0,9 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1,22 / BAEL91):

$$A_{\min} > \frac{0,4 \cdot b \cdot S_t}{400} = \frac{0,4 \cdot 20 \cdot 15}{400} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min \text{ BAEL}} = 0,28 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.5) Calcul à l'ELS :**a) combinaison de charge:**

$$q_s = 1. G_M + R_A = 1.8,26 + 51,88 = 60,14 \text{ KN}.$$

b) Réaction d'appuis:

$$R_B = R_A = \frac{q_s}{2} \cdot l = \frac{60,14}{2} \cdot 2,75 = 82,69 \text{ KN/ml}.$$

c) Calcul des efforts interne :

$$T_y = -60,14 \cdot (x) + 82,69 \quad \begin{cases} x = 0 \text{ m} \rightarrow T_y = 82,69 \text{ KN.} \\ x = 2,75 \text{ m} \rightarrow T_y = -82,69 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{q_s}{8} \cdot l^2 = \frac{60,14}{8} \cdot 2,75^2 = 56,85 \text{ KN.m}.$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 56,85 = 48,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 \cdot M_0 = -0,3 \cdot 56,85 = -17,055 \text{ kN.m}$$

d) Diagramme des effort interne :

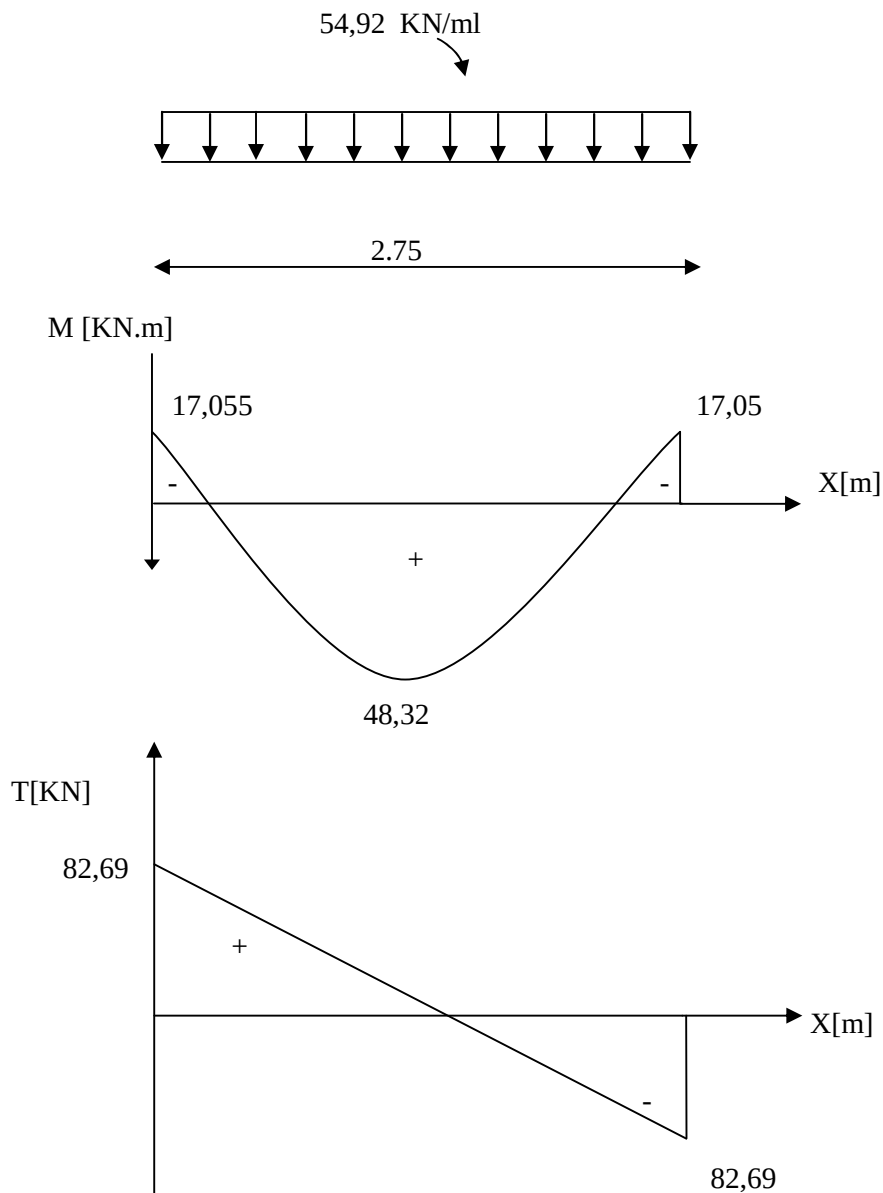


Figure III.27: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III.4.6 : vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que :

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

- **En travées :** $A_t = 6,03 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100.6,03}{20.28} = 1,07 \rightarrow \beta_1 = 0,856 ; k_1 = 19,96$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{48,32 . 10^6}{0,857 . 280 . 603} = 298,89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{298,89}{18,72} = 14,97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3,39 \text{ cm}^2$.

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100.3,39}{20.28} = 0,60 \rightarrow \beta_1 = 0,958 ; k_1 = 104$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{17,05 . 10^3}{0,958 . 28 . 3,39} = 187,507 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{187,507}{104} = 1,80 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation:**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{275} = 0,109 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \rightarrow \frac{30}{275} = 0,109 > \frac{48,32}{10.56,64} = 0,0085 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{6,03}{20.28} = 0,019 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les condition sont vérifiées, alors il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34):**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

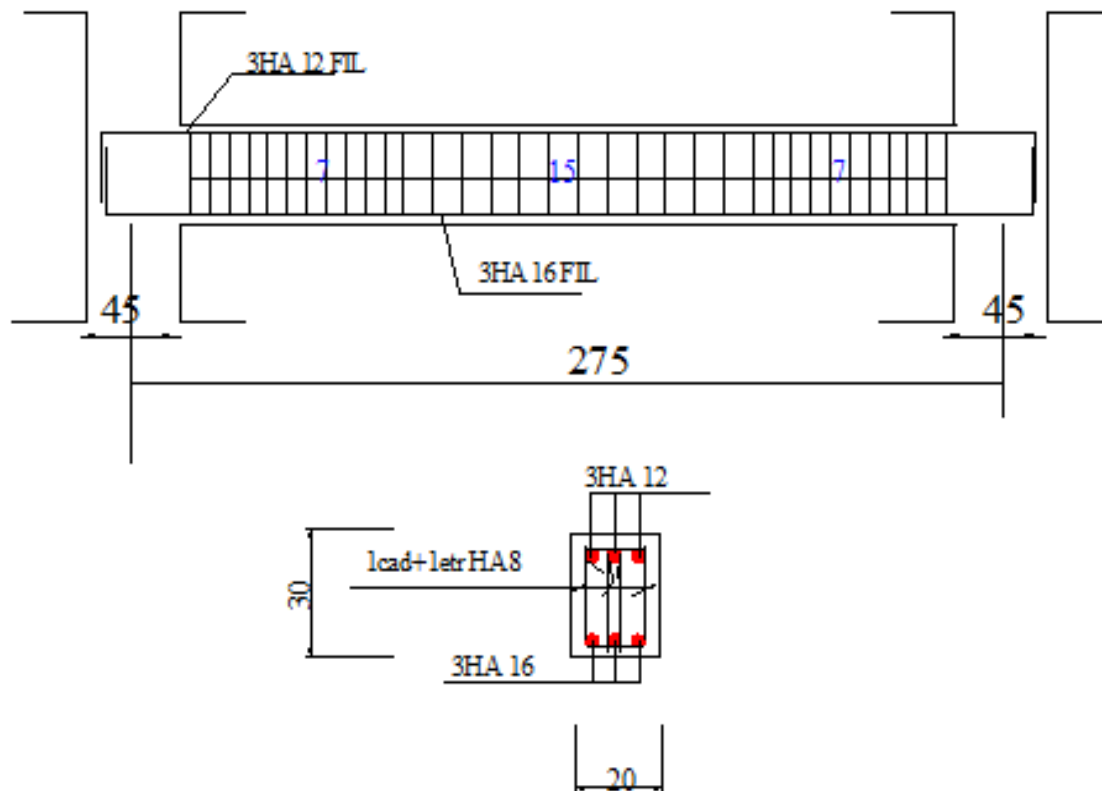


Figure III-28 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-5 Salle machine:

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de 6,3 KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

A- Caractéristique de l'ascenseur:

$$L_x = 1,80\text{ m} ; \quad L_y = 1,80\text{ m} ; \quad S = 3,24\text{ m}^2.$$

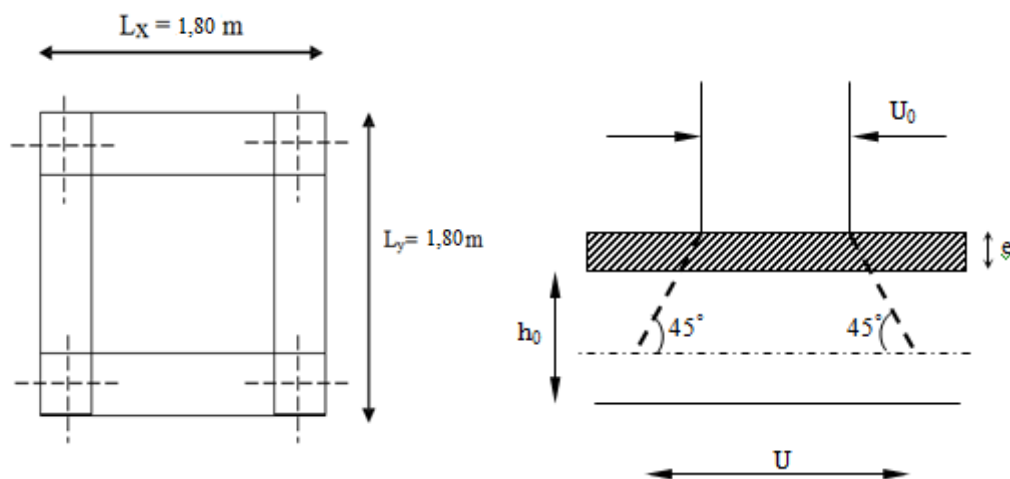


Figure III.29 : Schéma statique de la Salle machine.

B- Charge nominale, la surface et le poids total :

Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

III-5 -1 Calcul de la dalle pleine :

L'étude des dalles reposant sur leurs contours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD, qui donnent les coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

III-5 -2 Pré-dimensionnement:

La dalle n'est pas continue.

1) **Hauteur de la dalle** : [RPA99 version 2003].

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq 6 \text{ cm.}$$

On optera pour une hauteur $h = 15 \text{ cm}$.

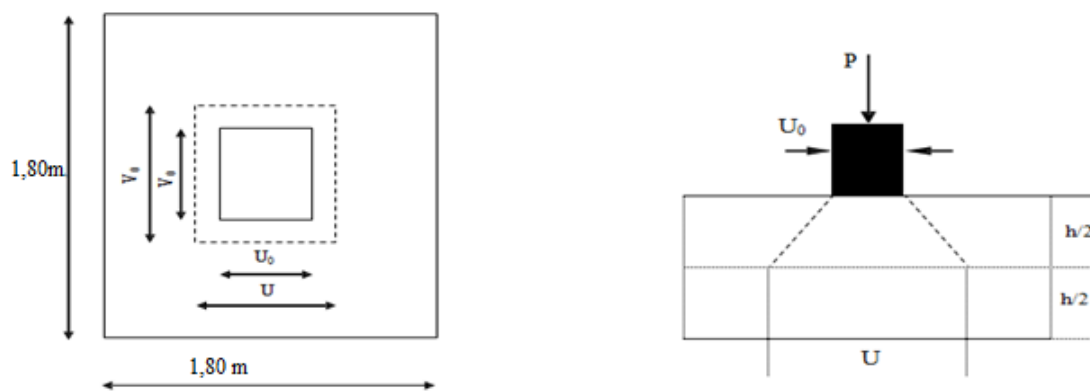
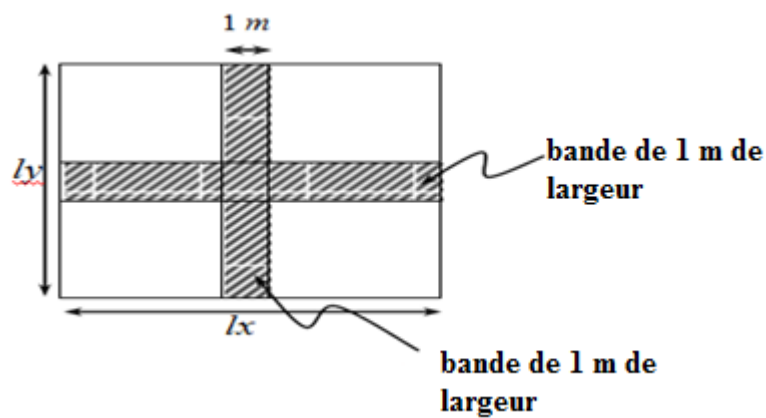


Figure III-30 : Schéma de la dalle de la salle machine.

2) **Évaluation des moments M_x et M_y** :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :



$$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + \nu M_1)$$

Avec: ν coefficient de poisson - ELU $\nu = 0$.

- ELS $\nu = 0,2$.

M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le

rapport : $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{1,80} = 1 \rightarrow 0,4 < \rho = 1 \leq 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux direction.}$$

$$u = x_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$$v = y_0 + k \cdot h_r + h_0$$

Avec: h_0 : épaisseur de la dalle

h_r = épaisseur du revêtement égale a 5cm.

$$u = 80 + 0 \times 5 + 15 = 95\text{cm}$$

$$v = 80 + 0 \times 5 + 15 = 95\text{cm}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{95}{180} = 0,527.$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{95}{180} = 0,527.$$

Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans le sous tableau de PIGEAU relatif a $\rho=1$:

Une interpolation simple donne les valeurs suivantes :

$$M_1 = 0,0865, M_2 = 0,0865$$

a-Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

- A l'ELU : $\nu = 0$

$$P = 1,35 \text{ Q} = 1,35 \times 10 \text{ t} = 13,5 \text{ t} = 135 \text{ KN} \text{ Donc :}$$

$$M_{x1} = P M_1 = 135 \times 0,0865 = 11,677 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P M_2 = 135 \times 0,0865 = 11,677 \text{ KN.m}$$

b-Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

On a $0,4 < \rho < 1$ donc la dalle travaille dans les deux directions.

$$M_{x2} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = 1 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{Avec : } G = 25,0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q = (1,35 \cdot 3,75 + 1,5 \cdot 1) \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 0,0368 \times 6,563 \times 1,8^2 = 0,782 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \times 0,782 = 0,782 \text{ KN.m}$$

c- Les moments globaux:

$$M_x = M_y = M_{x1} + M_{x2} = 11,677 + 0,782 = 12,459 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue. On aura donc :

- Moments en travée : $M^t = 0,95 M$.

$$M_x^t = M_y^t = 0,95 M_x = 0,95 \times 12,459 = 11,84 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis : $M^a = -0,30 M$

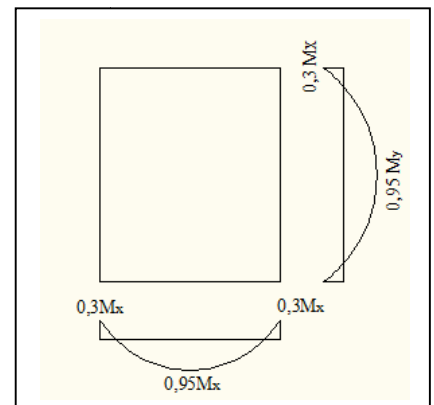
$$M_x^a = M_y^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 12,459 = -3,74 \text{ KN.m}$$

III-5 -3 Calcul de la section d'armature :

Suivant la direction x

-En travée :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{11,84 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,057 < 0,392.$$



$\mu_b=0,057 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b=0,057 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} ; A_t = \frac{11,84 \cdot 10^3}{0,971 \cdot 12 \cdot 348} = 2,91 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{3,74 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,018 < 0,392.$$

$\mu_b=0,018 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b=0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot x \cdot \delta_{st}} ; A_a = \frac{3,74 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 12 \cdot 348} = 0,903 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour $A_a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Suivant la direction y :

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{11,84 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,049 < 0,392.$$

$\mu_b=0,049 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b=0,049 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \delta_{st}} ; A_t = \frac{11,84 \cdot 10^3}{0,974 \cdot 13 \cdot 348} = 2,68 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{bc}} ; \mu_b = \frac{3,74 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,015 < 0,392.$$

$\mu_b = 0,015 < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,015 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d_y \cdot \sigma_{st}} ; A_a = \frac{3,74 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 13 \cdot 348} = 0,83 \text{ cm}^2.$$

On adoptera pour $A_a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III-5 -4 Vérifications à l'ELU :**1) Condition de non fragilité du béton (Art :B-7-4/BAEL91):**

$$A_s \geq A_{\min} = w_0 \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

Avec: $w_0 = 0,0008$ pour HA Fe E400

$A_{\min}$: section minimale d'acier.

S : section du béton.

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{(3-1)}{2} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

En travée :**En appuis :**

$$A_x = A_y = 3,14 > A_{\min} ; A_x = A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Diamètre des barres :

On doit vérifier que : $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10}.$

$\emptyset$: diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}.$$

3) Vérification de l'espacement des barres :

-Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

-Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Armatures $A_X // L_X$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Armatures $A_Y // L_Y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

4) Poinçonnement (Art A-5-2-42/BAEL91):

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante sera vérifiée :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}.$$

q_u : Charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2 \times (95 + 95) = 3,80 \text{ m}.$$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 10 = 13,50 \text{ t}.$$

$$q_u = 13,50 \text{ t} \leq \frac{0,045 \cdot 3,80 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 42,75 \text{ t}.$$

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

5) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x}; \text{ avec } P = 100 \cdot 1,35 = 135 \text{ KN}; 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}.$$

$$T_u = \frac{135}{2 \cdot 0,95 + 0,95} = 47,36 \text{ KN}.$$

Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{135}{3.0,95} = 47,36 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{47,36.10^3}{1000.130} = 0,364 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,364 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-5 -5 Vérifications à l'ELS :**1) Evaluation des moments Mx et My :****a) Calcul de M_{x1} et M_{y1}:**

- A l'ELS : $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = M_{y1} = P (M_1 + 0,2 M_2) = 100 (0,0865 + 0,2 \cdot 0,0865) = 10,38 \text{ KN.m}$$

b) Calcul de M_{x2} et M_{y2}:

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\text{Avec : } q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 1 \rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD} \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0368 \cdot 4,75 \cdot 1,80^2 = 0,566 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1 \cdot 0,566 = 0,566 \text{ KN.m}$$

c) Les moments globaux:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,38 + 0,566 = 10,946 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,38 + 0,566 = 10,946 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle a ses extrémités on aura :

$$\text{Moment en travée : } M^t = 0,95 M$$

$$M_x^t = M_y^t = 0,95 M_x = 0,95 \cdot 10,946 = 10,40 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis : $M^a = -0,3M$

$$M_x^a = M_y^a - 0,3M_x = -0,3 \cdot 10,946 = -3,28 \text{ KN.m}$$

2) Etat limite de fissuration :

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

3) Etat limite de compression du béton :

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$) on doit vérifier la condition suivante :

- Sens longitudinal:

-Aux appuis : $M_a = 3,28 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100.2,01}{100.12} = 0,17 \quad \begin{cases} \alpha_1 = 0,204 \\ \beta_1 = 0,932 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{3,28.10^3}{0,932 \cdot 12 \cdot 2,01} = 145,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 145,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,017 \sigma_s < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,017 \cdot 145,90 = 2,48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-En travée: $M_t = 10,40 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100.3,15}{100.12} = 0,26 \quad \begin{cases} \alpha_1 = 0,243 \\ \beta_1 = 0,919 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1.d.A_t} = \frac{10,40 \cdot 10^3}{0,919 \cdot 12 \cdot 3,15} = 299,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 299,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,021 \sigma_s < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 0,021 \cdot 299,38 = 6,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4)Etat limite de déformation :

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

- $\frac{H}{L_x} \geq \frac{M_{ty}}{20 \cdot M_y} \rightarrow \frac{15}{180} = 0,083 > \frac{10,40}{20 \cdot 10,946} = 0,037 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3,14}{100 \cdot 12} = 0,0026 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Conclusion : La condition est vérifiée dans tout les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la flèche. Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Sens x-x

$$A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

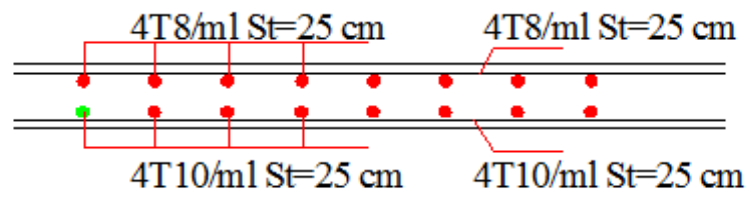
$$A_a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Sens y-y

$$A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Sens xx



Sens yy

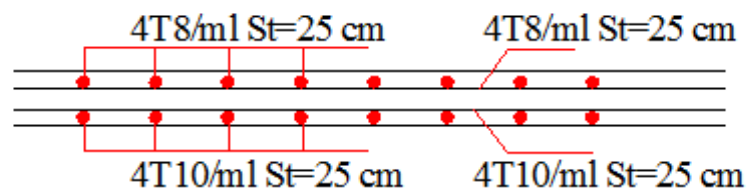


Figure III-31 : Schéma de ferrailage de la dalle de la salle machine.

III-6 Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois la quelle supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente plusieurs versants inclinée de $20,67^\circ$.

Dans l'étude de cette charpente, nous intéresserons à déterminer les efforts revenant aux différentes sollicitations.

III-6-1 Détermination des charges et surcharge :**1. Charges permanentes :**

-Poids des tuiles et des liteaux = $0,49 \text{ KN/m}^2$.

-poids des pannes et des cheverons = $0,10 \text{ KN/m}^2$.

-Murs pignons = $0,9 \text{ KN/m}^2$.

$$G_t = 0,49 + 0,10 + 0,9 = 1,49 \text{ KN/m}^2.$$

2. Charges d'exploitations :

-Poids de la neige = 1 KN/m^2 .

3. Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35 G + 1,5 Q .$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q .$$

Le choix des sections des pannes , des chevrons et des liteaux est conditionné par le marché c'est pour cela que notre choix se portera sur les section les plus commercialisées.

Alors on adoptera les sections suivants :

- pannes : $(10,5 \times 22,5) \text{ cm}^2$.

- chevrons : $(5,5 \times 7,5) \text{ cm}^2$.

-Liteaux : $(3 \times 4) \text{ cm}^2$.

Calcul des poids :

-Poids de la panne : $P_p = (0,105 \times 0,225) \times \rho_b = 0,14 \text{ KN/ml}$ Avec : $\rho_b = 6 \text{ KN/m}^3$ (D.T.R)

-Poids de chevrons : $P_c = (0,0055 \times 0,075) \times 6 = 0,0024 \text{ KN/ml}$.

-Poids des liteaux : $P_l = (0,03 \times 0,04) \times 6 = 0,0072 \text{ KN /ml}$.

III-6-2 Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU :

- Efforts revenant à la panne :

L'espace des pannes est prêt égale a 1m .

La portées des pannes est de 3,20.

$G_p = (0,14 + 0,024) \times \cos 20,67 + 0,32 \times 1 = 0,279 \text{ KN/ml}$.

$q_p = 1,35 \times 0,279 + 1,5 \times 1 = 2,22 \text{ KN/ml}$.

- Efforts revenant aux chevrons :

L'espace des chevrons $e = 0,5\text{m}$.

Portée des liteaux $L_c = 1\text{m}$.

$G_c = 0,024 + (0,49 \times 0,5) \times 1 = 0,269 \text{ KN/ml}$.

$q_c = 1,35 \times 0,269 + 1,5(1 \times 0,5) = 1,10 \text{ KN/ml}$.

- Efforts revenant aux liteaux :

L'espace des chevrons $e = 0,32\text{m}$.

Portée des liteaux $L = 1\text{m}$.

$G_l = 0,0072 + (0,49 \times 0,32) \times 1 = 0,164 \text{ KN/ml}$.

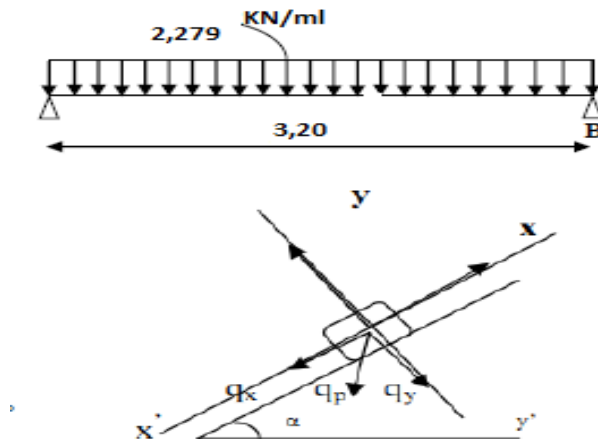
$q_l = 1,35 \times 0,164 + 1,5(1 \times 0,32) = 0,7 \text{ KN/ml}$.

III-6-3 Dimensionnement des éléments de la charpente :

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et d' après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est $\sigma_f = 142\text{da/cm}^2$

III-6-3-1 Dimensionnement des panne :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p .

- Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{tx}}{W_x} + \frac{M_{ty}}{W_y} \leq \bar{\sigma}_f.$$

-Module de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times (22,5)^2}{6} = 885,93 \text{ cm}^3.$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{hb^3}{12} = \frac{hb^2}{6} = \frac{22,5 \times (10,5)^2}{6} = 413,44 \text{ cm}^3.$$

- Moments de flexion :

$$q_{px} = q_p \sin \alpha = 0,78 \text{ KN/ml.} \quad \text{Avec : } \alpha = 20,67.$$

$$q_{py} = q_p \cos \alpha = 2,07 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{fx} = q_x \frac{l^2}{8} = 0,72 \times \frac{3,2^2}{8} = 0,92 \text{ KN.m.}$$

$$M_{fy} = q_y \frac{l^2}{8} = 2,07 \times \frac{3,2^2}{8} = 2,65 \text{ KN.m.}$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{0,92 \times 10^4}{885,93} + \frac{2,64 \times 10^4}{413,44} = 74,29 \text{ daN /cm}^2$$

$$\sigma_f = 74,29 \text{ daN /cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 124 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les pannes est (22,5 × 10,5 cm).

-Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71] :

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{320}{300} = 1,07 \text{ cm} \quad L_p : \text{portée de la panne.}$$

$$f = \frac{5 \sigma_f l^2}{48 E_f \cdot \frac{h}{2}} .$$

Avec : E_f : Module de déformation du béton

$$E_f = 11000 \sqrt[3]{\sigma_f} = 462419.949 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$f = \frac{5 \times 74,29 \times (320)^2}{48 \times 492419,94 \times 11.25} = 0,98 \text{ daN/cm}^2 .$$

$$f = 0,98 \text{ cm} < \bar{f} = 1,07 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les pannes est bonne

III-6-3-2 Dimensionnement des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis comme le montre le schéma suivant :

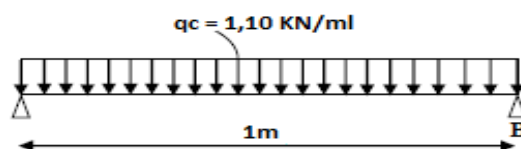


Figure III-32 : Schéma statique d'une poutre continue.

-Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_f v}{I} \leq \bar{\sigma}_f .$$

a) Calcul des moments :

$$M_0 = \frac{q_c l^2}{8} = \frac{1,10 \times 1^2}{8} = 0,137 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de la continuité des appuis :

-Moment en travée = $0,6 M_0 = 0,6 \times 0,137 = 0,082 \text{ KN.m}$.

-Moment aux appuis = $0,8 M_0 = 0,8 \times 0,137 = 0,109 \text{ KN.m}$.

b) Calcul de module de résistance :

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5,5 \times 7,5^2}{6} = 51,56 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Aux appuis : } \sigma_a = \frac{M_{fa}}{I/V} = \frac{0,109 \times 10^4}{51,56} = 21,14 \text{ daN / cm}^2$$

$$\text{En travée : } \sigma_t = \frac{M_{ft}}{I/V} = \frac{0,082 \times 10^4}{51,56} = 16,49 \text{ daN / cm}^2.$$

$$\sigma = (\sigma_a; \sigma_t) = (21,14 ; 16,49) < \overline{\sigma_f} = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Donc la section choisie pour les chevrons est $(5,5 \times 7,5 \text{ cm})$.

-Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71] :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{100}{300} = 0,33 \text{ cm} \quad L_p : \text{portée de chevrons .}$$

$$f_t = \frac{5 \times 16,49 \times (100)^2}{48 \times 27981,3 \times 3,75} = 0,16 \text{ cm} . < \bar{f} = 0,33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_a = \frac{5 \times 21,14 \times (100)^2}{48 \times 30415,46 \times 3,75} = 0,19 \text{ cm} < \bar{f} = 0,33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les chevrons est bonne .

III-6-4-3 Dimensionnement des liteaux :

Le dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne, on a choisit une

-Vérification de la contrainte admissible :

-Module de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3.$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{2}{h} \times \frac{hb^3}{12} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times (3)^2}{6} = 6 \text{ cm}^3.$$

- Moments de flexion :

$$q_{lx} = q_p \sin \alpha = 0,247 \text{ KN/ml.} \quad \text{Avec : } \alpha = 20,67.$$

$$q_{ly} = q_p \cos \alpha = 0,654 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{fx} = q_x \frac{l^2}{8} = 0,247 \times \frac{0,5^2}{8} = 0,0086 \text{ KN.m.}$$

$$M_{fy} = q_y \frac{l^2}{8} = 0,654 \times \frac{0,5^2}{8} = 0,024 \text{ KN.m.}$$

Donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{0,0086 \times 10^4}{8} + \frac{0,024 \times 10^4}{6} = 50,75 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 50,75 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 124 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section choisie pour les pannes est $(3 \times 4) \text{ cm}^2$.

-Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71] :

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{50}{300} = 0,17 \text{ cm} \quad L : \text{portée de liteaux.}$$

$$Ef = 11000 \sqrt[3]{\sigma_f} = 40725,96 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times 50,75 \times (50)^2}{48 \times 40725,96 \times 2} = 0,16 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = 0,16 \text{ cm} < \bar{f} = 1,07 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section choisie pour liteaux est bonne ,donc on aura les dimensions suivantes :

Pannes = (10,5 x 22,5) cm² avec $L_p = 1,00$ m.

Chevrans = (5,5 x 7,5) cm² avec $L_c = 0,5$ m.

Liteaux = (3 x 4) cm² avec $L_l = 0,32$ m.

IV.1.INTRODUCTION :

Le système de contreventement est l'ensemble des 'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- a) des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- b) du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- c) des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

IV.2.Caractéristiques géométriques des portiques :**IV.2.1.Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :****❖ Hypothèses de calcul :**

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

$$K_{ptr} \text{ (m}^3\text{): Rigidité linéaire des poutres} \quad K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

$$K_{pot} \text{ (m}^3\text{): Rigidité linéaire des poteaux} \quad K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

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

$$h_c = \min (\bar{h} + 1/2e \text{ poteau}, h_0)$$

$$l_c = \min (l + 1/2h \text{ poutre}, l_0)$$

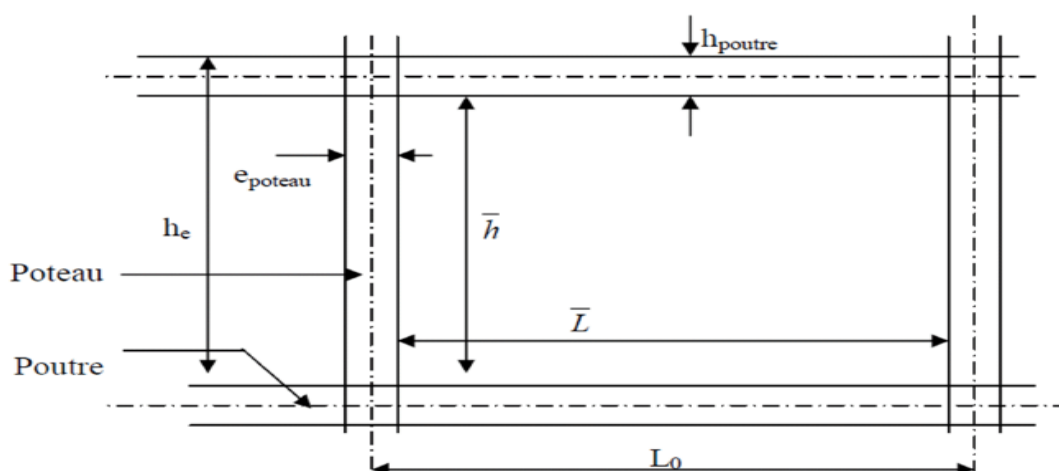
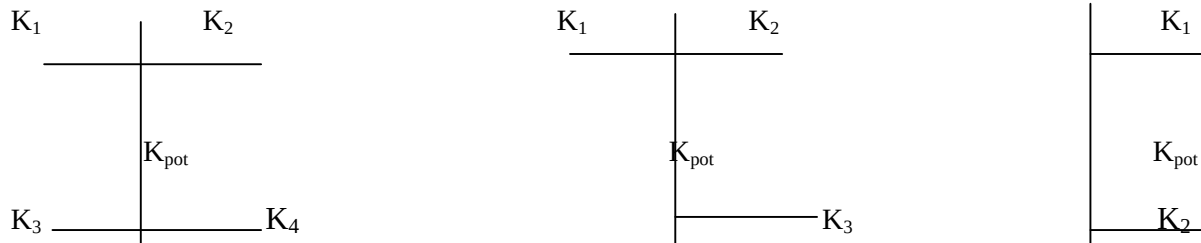


Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

IV.2.2.Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :**➤ Niveau courant :**

$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}} \quad \overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}} \quad \overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

➤ Niveau RDC :

$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

$$\overline{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Figure IV-2 : coefficients K relatifs aux portiques .**IV.2.3.Calcul des coefficients correcteurs (a_{ij}) :****➤ coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :**

- **1^{er} Cas :** d'étage courant :

$$a = \frac{\overline{K}}{2 + \overline{K}}$$

- **2^{ème} :** Premier niveau :

- Poteau encastré à la base $a = \frac{0,5 + \overline{K}}{2 + \overline{K}}$
- Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \overline{K}}{1 + 2\overline{K}}$

IV.2.4.Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

IV.2.5.Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :**

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
ET7	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,100822
ET6	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,100822
ET5	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,100822
ET4	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ET3	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ET2	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ET1	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ETS	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,46707
RDC	45	45	341718,75	389	40	349	45	371,5	919,835128
sous -sol	45	45	341718,75	310	40	270	45	292,5	1168,26923

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (Y-Y) :**

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
ET7	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,100822
ET6	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,100822
ET5	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,100822
ET4	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ET3	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ET2	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ET1	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920745
ETS	45	45	341718,75	306	40	266	45	288,5	1184,46707
RDC	45	45	341718,75	389	40	349	45	371,5	919,835128
sous -sol	45	45	341718,75	310	40	270	45	292,5	1168,26923

Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal (x-x) :

Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	epot	L' (cm)	hptre (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
5,6,7	1_2	25	40	133333,333	290	35	255	40	272,5	489,296636
	2_3	25	40	133333,333	345	35	310	40	327,5	407,124682
	3_4	25	40	133333,333	275	35	240	40	257,5	517,799353
	4_5	25	40	133333,333	345	35	310	40	327,5	407,124682
	5_6	25	40	133333,333	420	35	385	40	402,5	331,26294
	6_7	25	40	133333,333	445	35	410	40	427,5	311,890838
1,2,3,4	1_2	25	40	133333,333	290	40	250	40	270	493,82716
	2_3	25	40	133333,333	345	40	305	40	325	410,25641
	3_4	25	40	133333,333	275	40	235	40	255	522,875817
	4_5	25	40	133333,333	345	40	305	40	325	410,25641
	5_6	25	40	133333,333	420	40	380	40	400	333,333333
	6_7	25	40	133333,333	445	40	405	40	425	313,72549
SSOL,rdc,ets	1_2	25	40	133333,333	290	45	245	40	267,5	498,442368
	2_3	25	40	133333,333	345	45	300	40	322,5	413,436693
	3_4	25	40	133333,333	275	45	230	40	252,5	528,052805
	4_5	25	40	133333,333	345	45	300	40	322,5	413,436693
	5_6	25	40	133333,333	420	45	375	40	397,5	335,429769
	6_7	25	40	133333,333	445	45	400	40	422,5	315,581854

- **Rigidités des poutres suivant le sens (Y-Y) :**

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm 4)	L0 (cm)	epot	L' (cm)	hptre (cm)	Lc (cm)	K (cm 3)
5,6,7	1_2	30	40	160000	500	35	465	40	485	329,896907
	2_3	30	40	160000	500	35	465	40	485	329,896907
1,2,3,4	1_2	30	40	160000	500	40	460	40	480	333,333333
	2_3	30	40	160000	500	40	460	40	480	333,333333
SSOL,rdc,ets	1_2	30	40	160000	500	45	455	40	475	336,842105
	2_3	30	40	160000	500	45	455	40	475	336,842105
5,6,7	1_2	30	40	160000	500	35	465	40	485	329,896907
	2_3	30	40	160000	500	35	465	40	485	329,896907
1,2,3,4	1_2	30	40	160000	500	40	460	40	480	333,333333
	2_3	30	40	160000	500	40	460	40	480	333,333333
SSOL,rdc,ets	1_2	30	40	160000	500	45	455	40	475	336,842105
	2_3	30	40	160000	500	45	455	40	475	336,842105

- **Rigidités des portiques suivant (X-X) :**

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sens longitudinal.

Niveau	travées	K Poutre	poteau	K poteau	k'	Aij	E	Hc	Rjx	Rjx
5,6,7	1_2	489,296636	1	441,100822	1,10926258	0,35676066	32164,2	283,5	755,72311	4008,51136
	2_3	407,124682	2	441,100822	0,92297421	0,31576543	32164,2	283,5	668,883253	
	3_4	517,799353	3	441,100822	1,17387982	0,36985642	32164,2	283,5	783,463736	
	4_5	407,124682	4	441,100822	0,92297421	0,31576543	32164,2	283,5	668,883253	
	5_6	331,26294	5	441,100822	0,75099144	0,27298938	32164,2	283,5	578,271098	
	6_7	311,890838	6	441,100822	0,70707381	0,26119488	32164,2	283,5	553,286908	
1,2,3,4	1_2	493,82716	1	745,920745	0,66203704	0,24869565	32164,2	286	875,352169	4561,56135
	2_3	410,25641	2	745,920745	0,55	0,21568627	32164,2	286	759,166663	
	3_4	522,875817	3	745,920745	0,70098039	0,25952813	32164,2	286	913,480032	
	4_5	410,25641	4	745,920745	0,55	0,21568627	32164,2	286	759,166663	
	5_6	333,333333	5	745,920745	0,446875	0,18263091	32164,2	286	642,819281	
	6_7	313,72549	6	745,920745	0,42058824	0,17375456	32164,2	286	611,576546	
ETS	1_2	498,442368	1	1184,46707	0,42081572	0,1738322	32164,2	288,5	954,806977	4915,30637
	2_3	413,436693	2	1184,46707	0,3490487	0,14859151	32164,2	288,5	816,167623	
	3_4	528,052805	3	1184,46707	0,44581468	0,18227656	32164,2	288,5	1001,18924	
	4_5	413,436693	4	1184,46707	0,3490487	0,14859151	32164,2	288,5	816,167623	
	5_6	335,429769	5	1184,46707	0,28319046	0,12403278	32164,2	288,5	681,27402	
	6_7	315,581854	6	1184,46707	0,26643362	0,11755633	32164,2	288,5	645,700888	
RDC	1_2	498,442368	1	919,835128	0,54188229	0,2131815	32164,2	371,5	548,398021	2839,55247
	2_3	413,436693	2	919,835128	0,44946826	0,18349626	32164,2	371,5	472,034309	
	3_4	528,052805	3	919,835128	0,57407332	0,22302135	32164,2	371,5	573,710508	
	4_5	413,436693	4	919,835128	0,44946826	0,18349626	32164,2	371,5	472,034309	
	5_6	335,429769	5	919,835128	0,36466293	0,15421349	32164,2	371,5	396,705959	
	6_7	315,581854	6	919,835128	0,34308524	0,14642457	32164,2	371,5	376,669364	
S-SOL	1_2	498,442368	1	1168,26923	0,42665026	2,23627209	32164,2	292,5	926,63782	4771,67639
	2_3	413,436693	2	1168,26923	0,3538882	0,15034197	32164,2	292,5	792,365296	
	3_4	528,052805	3	1168,26923	0,45199582	0,15034197	32164,2	292,5	971,538215	
	4_5	413,436693	4	1168,26923	0,3538882	0,15034197	32164,2	292,5	792,365296	
	5_6	335,429769	5	1168,26923	0,28711684	0,15034197	32164,2	292,5	661,63049	
	6_7	315,581854	6	1168,26923	0,27012768	0,15034197	32164,2	292,5	627,139274	

- **Rigidités des portiques suivant (Y-Y)**

Tableau IV.6: Rigidité relative par portique dans le sens transversal

Niveau	Travées	K Poutre poteau		K poteau	k'	aij	E	HC	Rjy	Rjy
5,6,7	A_B	329,896091	A	441,100822	0,74789271	0,27216955	32164,2	283,5	576,534459	1153,06892
	B_C	329,896091	B	441,100822	0,74789271	0,27216955	32164,2	283,5	576,534459	
1,2,3,4	A_B	333,333333	A	745,920745	0,446875	0,18263091	32164,2	286	642,819281	1285,63856
	B_C	333,333333	B	745,920745	0,446875	0,18263091	32164,2	286	642,819281	
ETS	A_B	336,842105	A	1184,46707	0,28438284	0,12449001	32164,2	288,5	683,78544	1367,57088
	B_C	336,842105	B	1184,46707	0,28438284	0,12449001	32164,2	288,5	683,78544	
RDC	A_B	336,842105	A	919,835128	0,36619835	0,15476232	32164,2	371,5	398,117795	796,235589
	B_C	336,842105	B	919,835128	0,36619835	0,15476232	32164,2	371,5	398,117795	
S_SOL	A_B	336,842105	A	1168,26923	0,28832575	2,31100216	32164,2	432,5	303,731826	967,79712
	B_C	336,842105	B	1168,26923	0,28832575	2,31100216	32164,2	292,5	664,065295	

IV-3 Calcul des inerties des voiles :**IV-3-1 Caractéristiques géométriques des voiles :**

Les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, on aura donc à calculer des refends pleins.

IV-3-2 Calcul des inerties des refends pleins :**a) Les refends longitudinaux:**

$$\left. \begin{array}{l} I_y = \frac{el^3}{12} \\ I_x = \frac{le^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux:

$$\left. \begin{array}{l} I_x = \frac{el^3}{12} \\ I_y = \frac{le^3}{12} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y.}$$

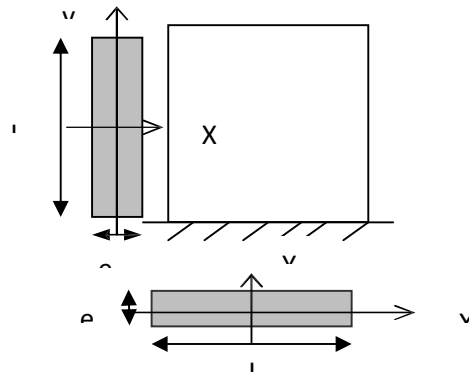


Figure IV.3: Vue en plan et en coupe des refends

- Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

Tableau IV.7 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

sens longitudinal (Iy)					La somme	
NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	Iy (m ⁴)	Iy(m ⁴)niveaux	Iy(m ⁴)totale
5,6,7	VL1	1	0,2	0,01666667	1,77835416	5,33506248
	VL2	1	0,2	0,01666667		
	VL3	1	0,2	0,01666667		
	VL4	1	0,2	0,01666667		
	VL5	2,25	0,2	0,18984375		
	VL6	4,2	0,2	1,2348		
	VL7	2,25	0,2	0,18984375		
	VL8	1,8	0,2	0,0972		
1,2,3,4	VL1	1	0,2	0,01666667	1,77835416	7,11341664
	VL2	1	0,2	0,01666667		
	VL3	1	0,2	0,01666667		
	VL4	1	0,2	0,01666667		
	VL5	2,25	0,2	0,18984375		
	VL6	4,2	0,2	1,2348		
	VL7	2,25	0,2	0,18984375		
	VL8	1,8	0,2	0,0972		
ETS	VL1	1	0,2	0,01666667	1,77835416	1,77835416
	VL2	1	0,2	0,01666667		
	VL3	1	0,2	0,01666667		
	VL4	1	0,2	0,01666667		
	VL5	2,25	0,2	0,18984375		
	VL6	4,2	0,2	1,2348		
	VL7	2,25	0,2	0,18984375		
	VL8	1,8	0,2	0,0972		
RDC	VL1	1	0,2	0,01666667	1,77835416	1,77835416
	VL2	1	0,2	0,01666667		
	VL3	1	0,2	0,01666667		
	VL4	1	0,2	0,01666667		
	VL5	2,25	0,2	0,18984375		
	VL6	4,2	0,2	1,2348		
	VL7	2,25	0,2	0,18984375		
	VL8	1,8	0,2	0,0972		
S-sol	VL1	1	0,2	0,01666667	1,77835416	1,77835416
	VL2	1	0,2	0,01666667		
	VL3	1	0,2	0,01666667		
	VL4	1	0,2	0,01666667		
	VL5	2,25	0,2	0,18984375		
	VL6	4,2	0,2	1,2348		
	VL7	2,25	0,2	0,18984375		
	VL8	1,8	0,2	0,0972		
L'inertie des totale						17,7835416
L'inertie moyen						1,77835416

Tableau IV .8 : Inertie des voiles dans le sens transversal..

sens transversal (Ix)					La somme	
NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	Iy (m ⁴)	Iy(m ⁴)niveaux	Iy(m ⁴)totale
5,6,7	VT1	5	0,2	2,08333333	5,81906667	17,45720001
	VT2	3,6	0,2	0,7776		
	VT3	3,6	0,2	0,7776		
	VT4	5	0,2	2,08333333		
	VT5	1,8	0,2	0,0972		
	VT6	1,8	0,2	0,0972		
1,2,3,4	VT1	5	0,2	2,08333333	5,81906667	23,2762668
	VT2	3,6	0,2	0,7776		
	VT3	3,6	0,2	0,7776		
	VT4	5	0,2	2,08333333		
	VT4	1,8	0,2	0,0972		
	VT4	1,8	0,2	0,0972		
ETS	VT1	5	0,2	2,08333333	5,81906667	5,81906667
	VT2	3,6	0,2	0,7776		
	VT3	3,6	0,2	0,7776		
	VT4	5	0,2	2,08333333		
	VT4	1,8	0,2	0,0972		
	VT4	1,8	0,2	0,0972		
RDC	VT1	5	0,2	2,08333333	5,81906667	5,81906667
	VT2	3,6	0,2	0,7776		
	VT3	3,6	0,2	0,7776		
	VT4	5	0,2	2,08333333		
	VT5	1,8	0,2	0,0972		
	VT6	1,8	0,2	0,0972		
S-sol	VT1	5	0,2	2,08333333	5,81906667	5,81906667
	VT2	3,6	0,2	0,7776		
	VT3	3,6	0,2	0,7776		
	VT4	5	0,2	2,08333333		
	VT5	1,8	0,2	0,0972		
	VT6	1,8	0,2	0,0972		
L'inertie des totale						58,280667
L'inertie moyen						5,8280667

IV-4 Calcul des inerties fictives des portiques

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

IV-4-1 Principe de la méthode

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses 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 est 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 les portiques.

IV-5-2 Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie **I = 1m⁴**, soumis au même système de forces que le portique (une force égal 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 :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i (2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

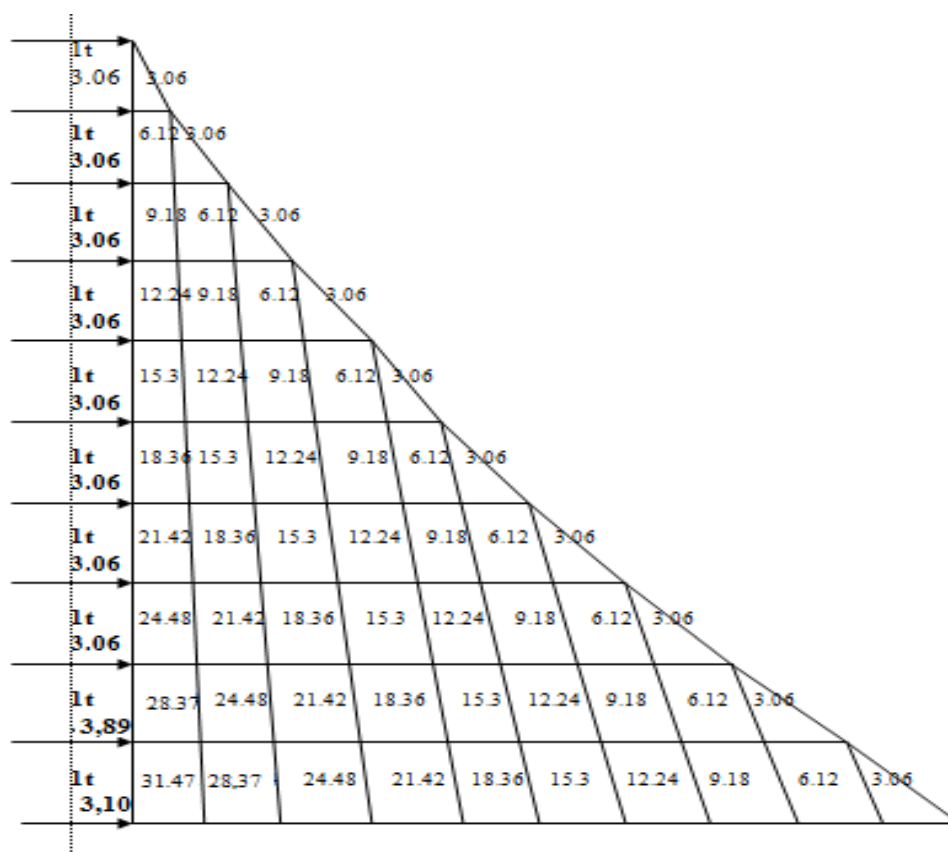


Figure IV-4: Diagramme des moments des aires

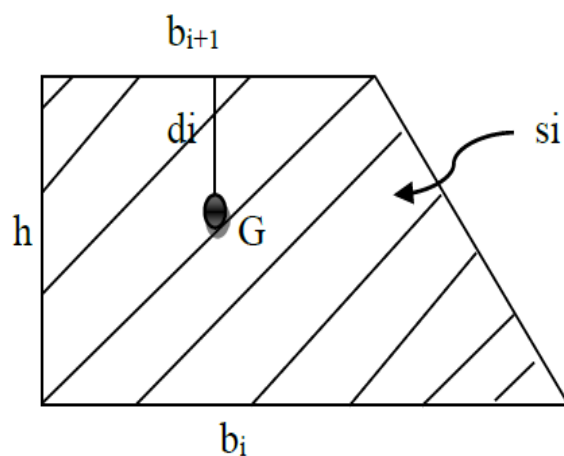


Figure IV-5 : Schéma d'un trapèze.

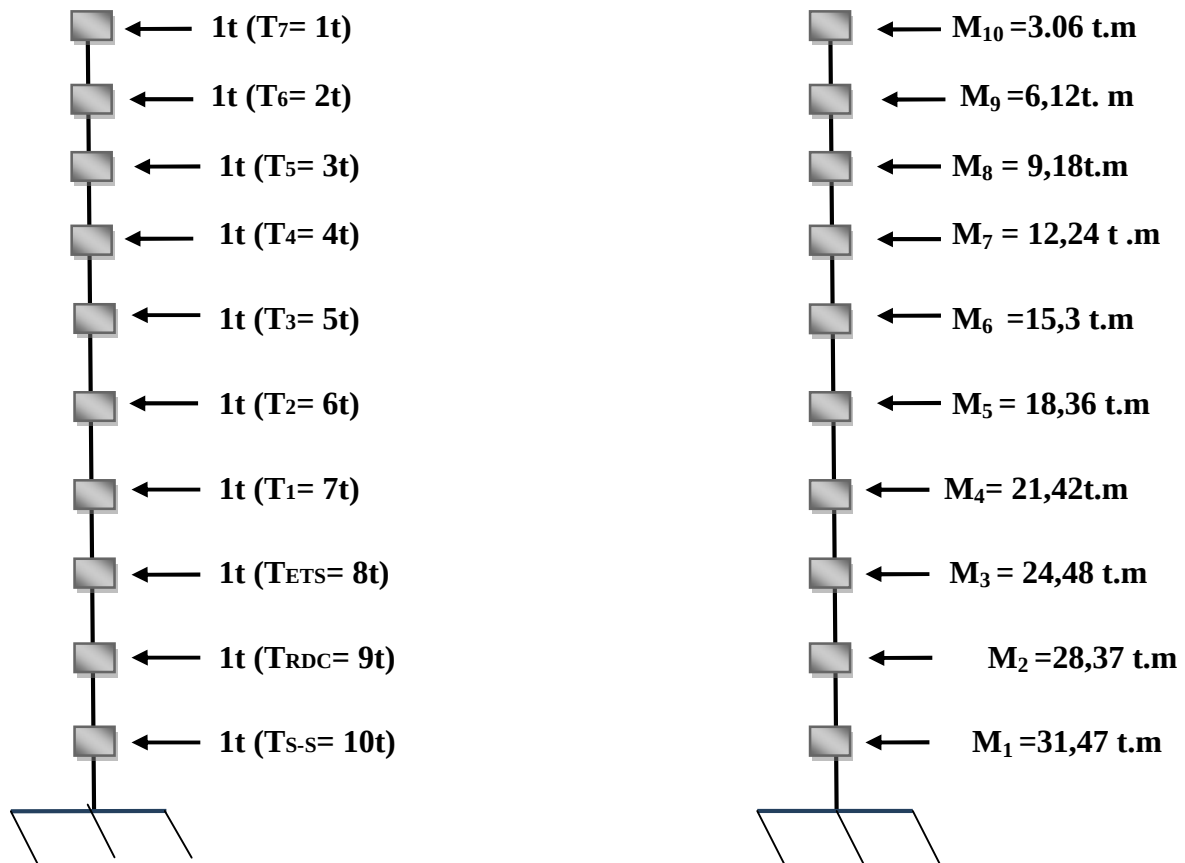


Figure IV.6 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

- Les résultats de calcul sont comme suit :

Tableau IV.9 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

Niveau	h(m)	B	b	Si (m ²)	Di(m)	Si di(m ³)	fix El
7	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872	3290,26211
6	3,06	9,18	3,06	18,7272	1,785	33,428052	3280,71124
5	3,06	18,36	9,18	42,1362	1,7	71,63154	3247,28318
4	3,06	30,6	18,36	74,9088	1,6575	124,161336	3175,65164
3	3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,01744	3051,49031
2	3,06	64,26	45,9	168,5448	1,615	272,199852	2860,47287
1	3,06	85,68	64,26	229,4082	1,60285714	367,708572	2588,27302
ETS	3,06	110,16	85,68	299,6352	1,59375	477,5436	2220,56444
RDC	3,89	138,53	110,16	483,70205	2,01896042	976,575294	1743,02084
S-sol	3,1	170	138,53	478,2215	1,6026999	766,44555	766,44555

IV-4-3 Calcul du déplacement des portiques :

- Le déplacement de chaque niveau

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h$$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres} \quad K = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux} \quad K = \frac{I_{pn}}{h}$$

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent

- **Inerties fictives des portiques longitudinaux :**

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

		$\sum K_{tn}$	M_n	M_{n+1}	$E\Theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum \Delta_n$	F_i	l_e
b	h	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(m)			
0,25	0,4	0,0019512	3,06	0	65,3444034	219,828808	672,676153	672,676153	3290,26211	0,6987574
0,25	0,4	0,0019512	3,06	0	65,3444034	219,828808	672,676153	672,676153	3290,26211	0,6987574
0,25	0,4	0,0019512	3,06	0	65,3444034	219,828808	672,676153	672,676153	3290,26211	0,6987574
0,25	0,4	0,0019512	3,06	0	65,3444034	219,828808	672,676153	672,676153	3290,26211	0,6987574
0,25	0,4	0,0019512	3,06	0	65,3444034	219,828808	672,676153	672,676153	3290,26211	0,6987574
0,25	0,4	0,0019512	3,06	0	65,3444034	219,828808	672,676153	672,676153	3290,26211	0,6987574
0,25	0,4	0,0019512	3,06	0	65,3444034	219,828808	672,676153	672,676153	3290,26211	0,6987574
0,25	0,4	0,0019512	3,06	0	65,3444034	219,828808	672,676153	672,676153	3290,26211	0,6987574
		0,0136584	0	0	0	14,0023722	42,8472588	4708,733	3290,26211	4,8913
b	h	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)			
0,25	0,4	0,0019512	6,12	3,06	196,03321	439,657616	1345,35231	2018,02846	3280,71124	0,23224
0,25	0,4	0,0019512	6,12	3,06	196,03321	439,657616	1345,35231	2018,02846	3280,71124	0,23224
0,25	0,4	0,0019512	6,12	3,06	196,03321	439,657616	1345,35231	2018,02846	3280,71124	0,23224
0,25	0,4	0,0019512	6,12	3,06	196,03321	439,657616	1345,35231	2018,02846	3280,71124	0,23224
0,25	0,4	0,0019512	6,12	3,06	196,03321	439,657616	1345,35231	2018,02846	3280,71124	0,23224
0,25	0,4	0,0019512	6,12	3,06	196,03321	439,657616	1345,35231	2018,02846	3280,71124	0,23224
0,25	0,4	0,0019512	6,12	3,06	196,03321	439,657616	1345,35231	2018,02846	3280,71124	0,23224
0,25	0,4	0,0019512	6,12	3,06	196,03321	439,657616	1345,35231	2018,02846	3280,71124	0,23224
		0,0136584	6,12	3,06	28,0047443	62,8082182	192,193148	14126,19	3280,71124	1,625
b	h	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)			
0,25	0,4	0,0019512	9,18	6,12	326,722017	656,696063	2009,48995	4027,51841	3247,28318	0,115182
0,25	0,4	0,0019512	9,18	6,12	326,722017	656,696063	2009,48995	4027,51841	3247,28318	0,115182
0,25	0,4	0,0019512	9,18	6,12	326,722017	656,696063	2009,48995	4027,51841	3247,28318	0,115182
0,25	0,4	0,0019512	9,18	6,12	326,722017	656,696063	2009,48995	4027,51841	3247,28318	0,115182
0,25	0,4	0,0019512	9,18	6,12	326,722017	656,696063	2009,48995	4027,51841	3247,28318	0,115182
0,25	0,4	0,0019512	9,18	6,12	326,722017	656,696063	2009,48995	4027,51841	3247,28318	0,115182
0,25	0,4	0,0019512	9,18	6,12	326,722017	656,696063	2009,48995	4027,51841	3247,28318	0,115182
0,25	0,4	0,0019512	9,18	6,12	326,722017	656,696063	2009,48995	4027,51841	3247,28318	0,115182
		0,0136584	9,18	6,12	46,6745739	93,8137042	287,069935	28192,629	3247,28318	0,806274

b	h	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)			
0,25	0,4	0,0019753	12,24	9,18	451,830102	725,386188	2219,68173	6247,20015	3175,65164	0,07262
0,25	0,4	0,0019753	12,24	9,18	451,830102	725,386188	2219,68173	6247,20015	3175,65164	0,07262
0,25	0,4	0,0019753	12,24	9,18	451,830102	725,386188	2219,68173	6247,20015	3175,65164	0,07262
0,25	0,4	0,0019753	12,24	9,18	451,830102	725,386188	2219,68173	6247,20015	3175,65164	0,07262
0,25	0,4	0,0019753	12,24	9,18	451,830102	725,386188	2219,68173	6247,20015	3175,65164	0,07262
0,25	0,4	0,0019753	12,24	9,18	451,830102	725,386188	2219,68173	6247,20015	3175,65164	0,07262
0,25	0,4	0,0019753	12,24	9,18	451,830102	725,386188	2219,68173	6247,20015	3175,65164	0,07262
0,25	0,4	0,0019753	12,24	9,18	451,830102	725,386188	2219,68173	6247,20015	3175,65164	0,07262
		0,0138271	12,24	9,18	64,5471574	103,626598	317,097391	43730,401	3175,65164	0,50834
b	h	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)			
0,25	0,4	0,0019753	15,3	12,24	580,924417	906,732735	2774,60217	9021,80231	3051,49031	0,04834
0,25	0,4	0,0019753	15,3	12,24	580,924417	906,732735	2774,60217	9021,80231	3051,49031	0,04834
0,25	0,4	0,0019753	15,3	12,24	580,924417	906,732735	2774,60217	9021,80231	3051,49031	0,04834
0,25	0,4	0,0019753	15,3	12,24	580,924417	906,732735	2774,60217	9021,80231	3051,49031	0,04834
0,25	0,4	0,0019753	15,3	12,24	580,924417	906,732735	2774,60217	9021,80231	3051,49031	0,04834
0,25	0,4	0,0019753	15,3	12,24	580,924417	906,732735	2774,60217	9021,80231	3051,49031	0,04834
0,25	0,4	0,0019753	15,3	12,24	580,924417	906,732735	2774,60217	9021,80231	3051,49031	0,04834
0,25	0,4	0,0019753	15,3	12,24	580,924417	906,732735	2774,60217	9021,80231	3051,49031	0,04834
		0,0138271	15,3	12,24	82,9892024	129,533248	396,371738	63152,6162	3051,49031	0,33838
b	h	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)			
0,25	0,4	0,0019753	18,36	15,3	710,018731	1088,07928	3329,5226	12351,3249	2860,47287	0,0330846
0,25	0,4	0,0019753	18,36	15,3	710,018731	1088,07928	3329,5226	12351,3249	2860,47287	0,0330846
0,25	0,4	0,0019753	18,36	15,3	710,018731	1088,07928	3329,5226	12351,3249	2860,47287	0,0330846
0,25	0,4	0,0019753	18,36	15,3	710,018731	1088,07928	3329,5226	12351,3249	2860,47287	0,0330846
0,25	0,4	0,0019753	18,36	15,3	710,018731	1088,07928	3329,5226	12351,3249	2860,47287	0,0330846
0,25	0,4	0,0019753	18,36	15,3	710,018731	1088,07928	3329,5226	12351,3249	2860,47287	0,0330846
0,25	0,4	0,0019753	18,36	15,3	710,018731	1088,07928	3329,5226	12351,3249	2860,47287	0,0330846
0,25	0,4	0,0019753	18,36	15,3	710,018731	1088,07928	3329,5226	12351,3249	2860,47287	0,0330846
		0,0138271	18,36	15,3	101,431247	155,439897	475,646086	86459,27	2860,47287	0,2315922
b	h	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)			

0,25	0,35	0,0019753	21,42	18,36	839,113046	1263,47106	3866,22143	16217,5463	2588,27302	0,0227996
0,25	0,35	0,0019753	21,42	18,36	839,113046	1263,47106	3866,22143	16217,5463	2588,27302	0,0227996
0,25	0,35	0,0019753	21,42	18,36	839,113046	1263,47106	3866,22143	16217,5463	2588,27302	0,0227996
0,25	0,35	0,0019753	21,42	18,36	839,113046	1263,47106	3866,22143	16217,5463	2588,27302	0,0227996
0,25	0,35	0,0019753	21,42	18,36	839,113046	1263,47106	3866,22143	16217,5463	2588,27302	0,0227996
0,25	0,35	0,0019753	21,42	18,36	839,113046	1263,47106	3866,22143	16217,5463	2588,27302	0,0227996
0,25	0,35	0,0019753	21,42	18,36	839,113046	1263,47106	3866,22143	16217,5463	2588,27302	0,0227996
0,25	0,35	0,0019753	21,42	18,36	839,113046	1263,47106	3866,22143	16217,5463	2588,27302	0,0227996
		0,0138271	21,42	18,36	119,873292	180,495865	552,317347	113522,824	2588,27302	0,1595972
b	h	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)			
0,25	0,4	0,0019999	24,48	21,42	956,297815	1289,66376	3946,3711	20163,9174	2220,56444	0,010939
0,25	0,4	0,0019999	24,48	21,42	956,297815	1289,66376	3946,3711	20163,9174	2220,56444	0,010939
0,25	0,4	0,0019999	24,48	21,42	956,297815	1289,66376	3946,3711	20163,9174	2220,56444	0,010939
0,25	0,4	0,0019999	24,48	21,42	956,297815	1289,66376	3946,3711	20163,9174	2220,56444	0,010939
0,25	0,4	0,0019999	24,48	21,42	956,297815	1289,66376	3946,3711	20163,9174	2220,56444	0,010939
0,25	0,4	0,0019999	24,48	21,42	956,297815	1289,66376	3946,3711	20163,9174	2220,56444	0,010939
0,25	0,4	0,0019999	24,48	21,42	956,297815	1289,66376	3946,3711	20163,9174	2220,56444	0,010939
0,25	0,4	0,0019999	24,48	21,42	956,297815	1289,66376	3946,3711	20163,9174	2220,56444	0,010939
		0,0139993	24,48	21,42	136,613974	184,237659	563,767236	141147,422	2220,56444	0,076573
b	h	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)			
0,3	0,4	0,0019999	28,37	24,48	1101,09672	1558,38143	6062,10377	26226,0212	1743,02084	0,0094945
0,3	0,4	0,0019999	28,37	24,48	1101,09672	1558,38143	6062,10377	26226,0212	1743,02084	0,0094945
0,3	0,4	0,0019999	28,37	24,48	1101,09672	1558,38143	6062,10377	26226,0212	1743,02084	0,0094945
0,3	0,4	0,0019999	28,37	24,48	1101,09672	1558,38143	6062,10377	26226,0212	1743,02084	0,0094945
0,3	0,4	0,0019999	28,37	24,48	1101,09672	1558,38143	6062,10377	26226,0212	1743,02084	0,0094945
0,3	0,4	0,0019999	28,37	24,48	1101,09672	1558,38143	6062,10377	26226,0212	1743,02084	0,0094945
0,3	0,4	0,0019999	28,37	24,48	1101,09672	1558,38143	6062,10377	26226,0212	1743,02084	0,0094945
		0,0139993	28,37	24,48	157,299532	226,159174	692,047072	183582,148	766,4455	0,0664615
b	h	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)			
0,25	0,4	0,0019999	31,47	28,37	1246,729	963,232553	2986,02091	29212,0421	766,44555	0,0037482

0,25	0,4	0,0019999	31,47	28,37	1246,729	963,232553	2986,02091	29212,0421	766,44555	0,0037482
0,25	0,4	0,0019999	31,47	28,37	1246,729	963,232553	2986,02091	29212,0421	766,44555	0,0037482
0,25	0,4	0,0019999	31,47	28,37	1246,729	963,232553	2986,02091	29212,0421	766,44555	0,0037482
0,25	0,4	0,0019999	31,47	28,37	1246,729	963,232553	2986,02091	29212,0421	766,44555	0,0037482
0,25	0,4	0,0019999	31,47	28,37	1246,729	963,232553	2986,02091	29212,0421	766,44555	0,0037482
0,25	0,4	0,0019999	31,47	28,37	1246,729	963,232553	2986,02091	29212,0421	766,44555	0,0037482
		0,0139993	31,47	28,37	178,104143	137,604649	426,574413	204484,295	766,44555	0,026237
										8,7297549
										0,87297549

- Inerties fictives des portiques transversal :

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

ΣK_{pn}			ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_n$	F_i	l_e
10-4 (m)	b	H	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m ²)	(t/m ²)	(m)		
0,001226	0,35	0,4	0,0006882	3,06	0	185,265911	300,626292	919,916452	3290,26211	1,788348
0,001226	0,35	0,4	0,0006882	3,06	0	185,265911	300,626292	919,916454	3290,26211	1,788348
0,002452			0,00137634	0	0	0	14,0023722	1839,833	3290,26211	3,576696
ΣK_{pn}	b	H	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m ²)	(t/m ²)	(mm)		
0,001226	0,35	0,4	0,0006882	6,12	3,06	555,797733	693,885539	1345,35231	3280,71124	1,2192759
0,001226	0,35	0,4	0,0006882	6,12	3,06	555,797733	693,885539	1345,35231	3280,71124	1,2192759
0,002452			0,00137634	6,12	3,06	277,910981	624,847832	2690,70462	3280,71124	2,4385518
ΣK_{pn}	b	H	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m ²)	(t/m ²)	(mm)		
0,001226	0,35	0,4	0,0006882	9,18	6,12	926,329555	1550,30998	4743,94854	3247,28318	0,5
0,001226	0,35	0,4	0,0006882	9,18	6,12	926,329555	1550,30998	4743,94854	3247,28318	0,5
0,002452			0,00137634	9,18	6,12	463,184969	1006,74747	6494,566	3247,28318	1
ΣK_{pn}	b	H	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m ²)	(t/m ²)	(mm)		
0,0020915	0,35	0,4	0,00069565	12,24	9,18	1282,96907	1770,65657	5418,2091	3175,65164	0,293
0,0020915	0,35	0,4	0,00069565	12,24	9,18	1282,96907	1770,65657	5418,2091	3175,65164	0,293
0,004183			0,0013913	12,24	9,18	641,484535	1206,07093	10836,42	3175,65164	0,586
ΣK_{pn}	b	H	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m ²)	(t/m ²)	(mm)		
0,0020915	0,35	0,4	0,00069565	15,3	12,24	1649,5364	2259,14673	6912,989	3051,49031	0,2207
0,0020915	0,35	0,4	0,00069565	15,3	12,24	1649,5364	2259,14673	6912,989	3051,49031	0,2207
0,004183			0,0138271	15,3	12,24	82,9892024	1171,06797	13825,978	3051,49031	0,4414
ΣK_{pn}	b	H	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m ²)	(t/m ²)	(mm)		
0,0020915	0,35	0,4	0,00069565	18,36	15,3	2016,10005	2747,63244	8407,75527	2860,47287	0,1444
0,0020915	0,35	0,4	0,00069565	18,36	15,3	2016,10005	2747,63244	8407,75528	2860,47287	0,1444

0,004183			0,0138271	18,36	15,3	101,431247	1424,53185	19815,51	2860,47287	0,2888
ΣK_{pn}	b	H	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)		
0,0020915	0,25	0,35	0,00069565	21,42	18,36	2382,6637	3236,11815	9902,52155	2588,27302	0,1036
0,0020915	0,25	0,35	0,00069565	21,42	18,36	2382,6637	3236,11815	9902,52155	2588,27302	0,1036
0,004183			0,0138271	21,42	18,36	119,873292	1677,99572	19805,043	2588,27302	0,2072
ΣK_{pn}	b	H	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)		
0,00335018	0,35	0,4	0,0007033	24,48	21,42	2719,33866	3328,26116	10184,4792	2220,56444	0,109
0,00335018	0,35	0,4	0,0007033	24,48	21,42	2719,33866	3328,26116	10184,4792	2220,56444	0,109
0,0070036			0,00140659	24,48	21,42	1359,67126	2330,78373	20368,9584	2220,56444	0,218
ΣK_{pn}	b	H	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)		
0,00335018	0,35	0,4	0,0007033	28,37	24,48	3131,07256	9706,32494	6062,10377	1743,02084	0,144
0,00335018	0,35	0,4	0,0007033	28,37	24,48	3131,07256	9706,32494	6062,10377	1743,02084	0,144
0,0070036			0,00140659	28,37	24,48	1565,54741	4853,19698	12124,208	766,4455	0,288
ΣK_{pn}	b	H	10-4(m)	(t.m)	(t.m)	(t /m²)	(t/m²)	(mm)		
0,00335018	0,35	0,4	0,0007033	31,47	28,37	3545,19172	4327,98548	16835,8635	766,44555	0,0228
0,00335018	0,35	0,4	0,0007033	31,47	28,37	3545,19172	4327,98548	16835,8635	766,44555	0,0228
0,0070036			0,00140659	31,47	28,37	1772,60846	3033,35037	33671,727	766,44555	0,0456
										9,3082478
										0,9382478

IV-5 Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

- Sens longitudinal:

Tableau IV.12 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal.

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	0,873	32,94
Voiles	1,778	67,07
Portiques+Voiles	2,651	100

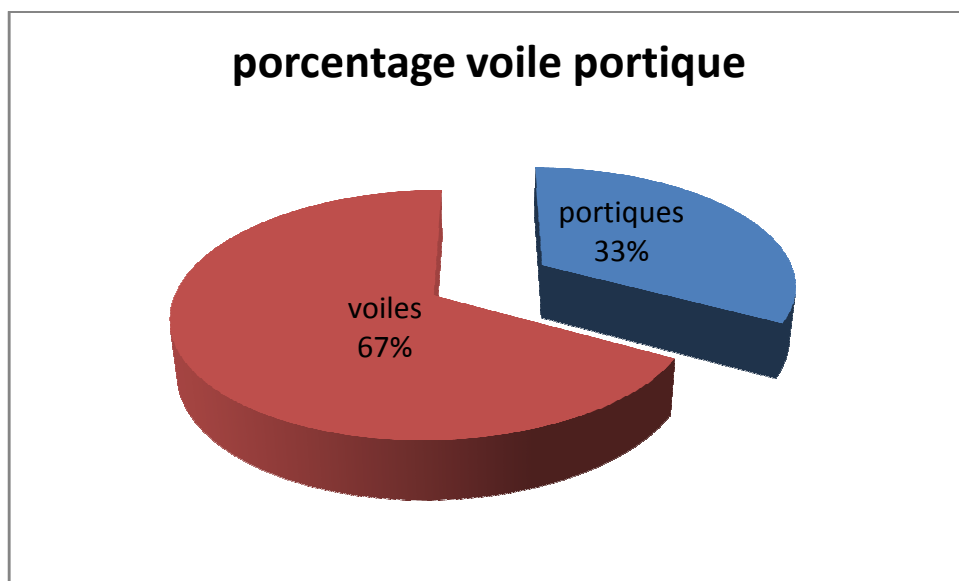


Figure IV-7: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.

- **Sens transversal :**

Tableau IV.13 : Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	0.938	13,91
Voiles	5,82	86,09
Portiques+Voiles	6,76	100

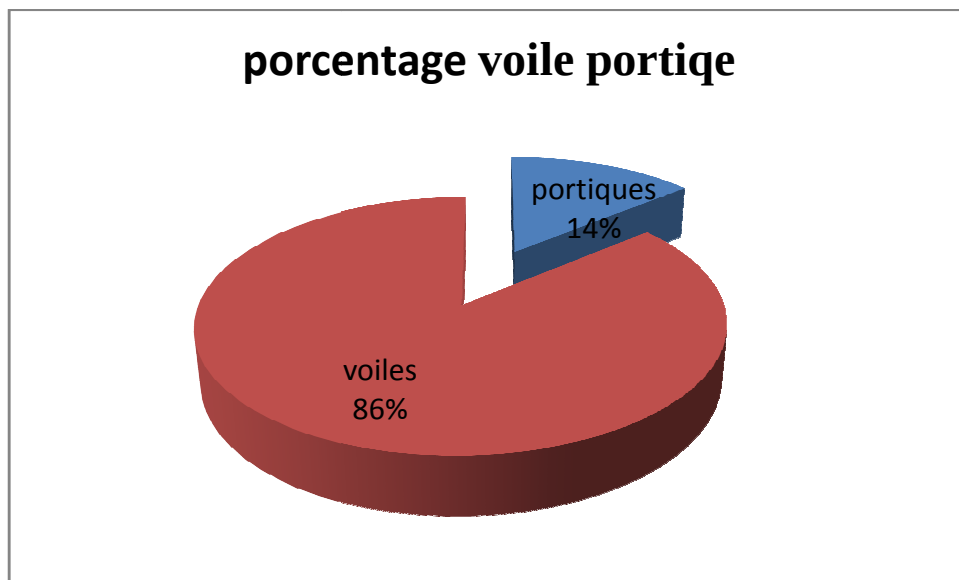


Figure IV-8: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal

Conclusion :

Dans notre cas les voiles repend plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales (tel que prévu par le RPA)

- Cela nous ramène à dire que la structure est contreventée par voile porteur.
- Le coefficient de comportement global de la structure $R=3,5$ (RPA2003Art4.2.3 tableaux4.3).

V-1 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

V-2 Définition d'un logiciel du calcul :

Logiciel du calcul est un logiciel destiné à modéliser, analyser, dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

V-3 Les étapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

➤ Manuel d'utilisation d'ETABS :

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.6.

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



V-4 Étapes d'introduction des données :

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suit, nous présenterons les différentes interfaces et raccourcis utilisés.

- Choisir les unités



on choisie l'unité TON-m .

- Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**

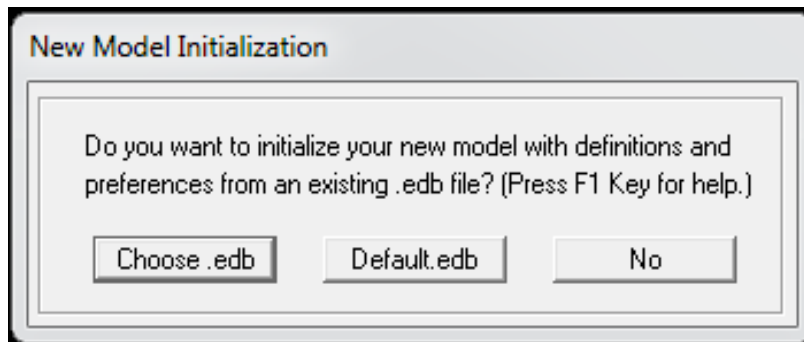


Figure V-1 : Interface d'initialisation du modèle.

La boîte de dialogue suivante apparaît :

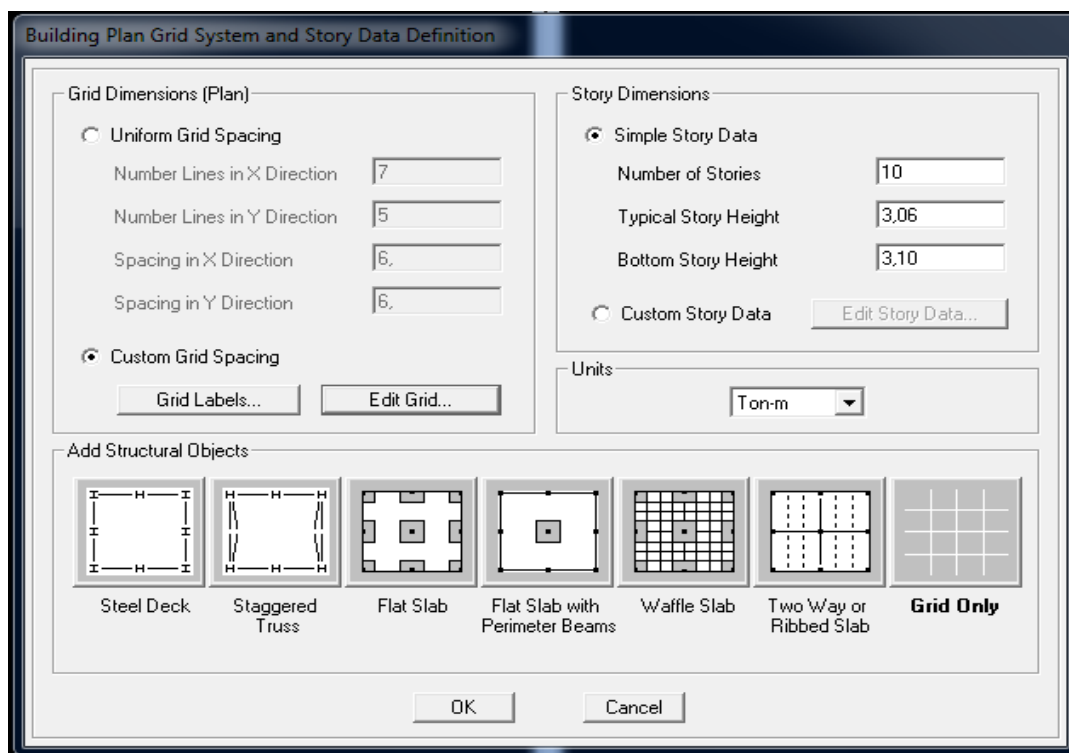


Figure V-2 : Interface d'introduction des données générales.

L'interface ci-dessus permet d'introduire:

- le nombre d'axes,
- le nombre de niveaux,
- la hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

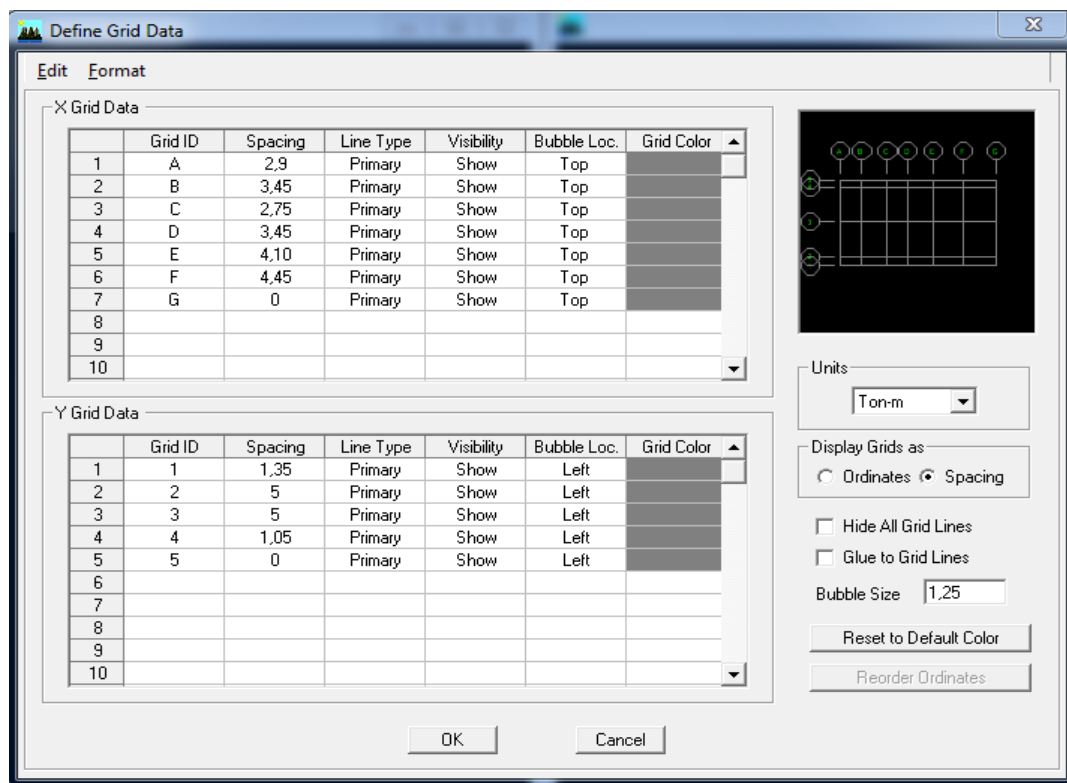


Figure V-3 : Interface de modification des entre-axes.

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment (fig. V-4).

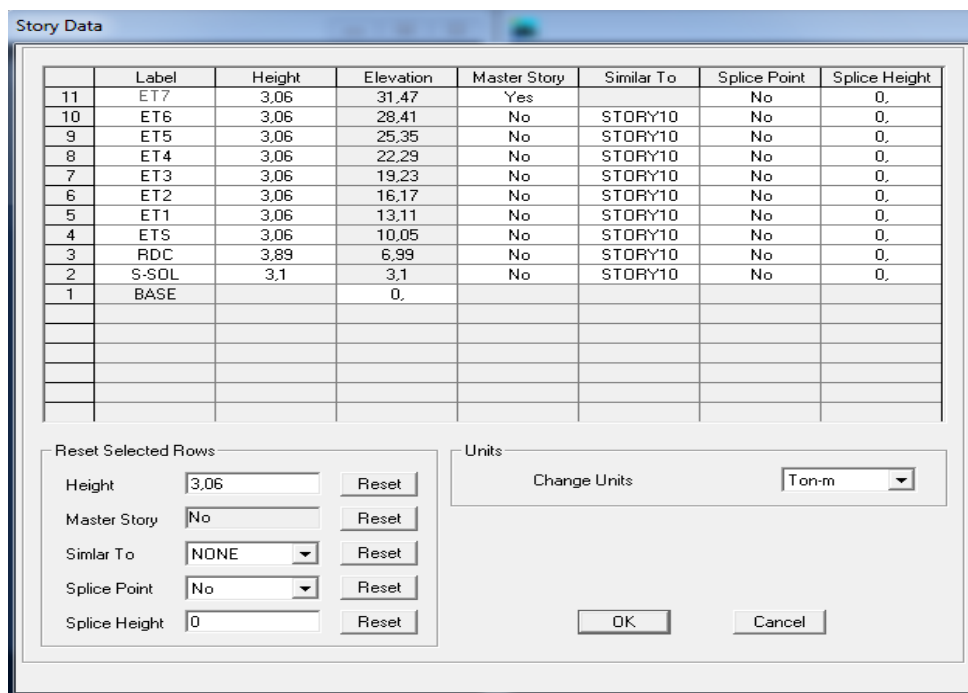


Figure V-4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

• **définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés :**

En utilisant le raccourci suivant :



On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal

Figure V-5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

Ensuite on introduire les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :



Define ⇒ **frame section** ⇒ **add TEE** pour le dimensionnement du PLANCHER

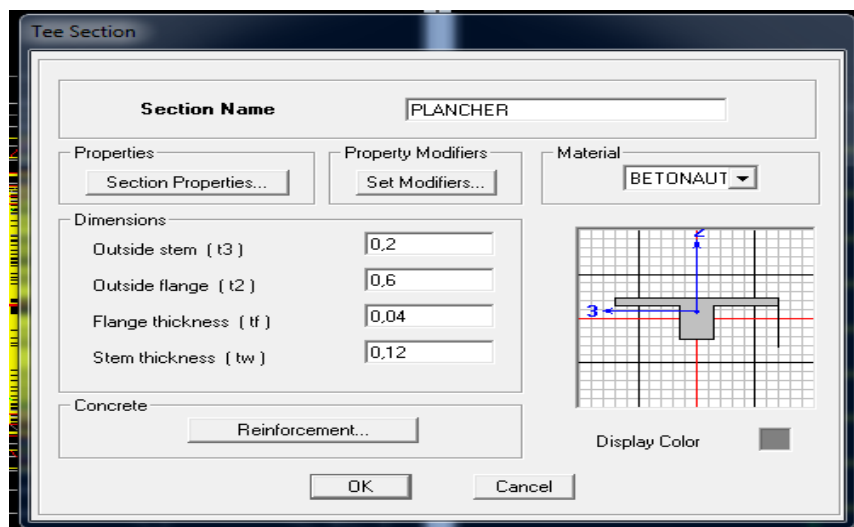


Figure V-6 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.

- Les dimensions des éléments plans (dalles et voiles) sont introduites en utilisant le raccourci suivant :

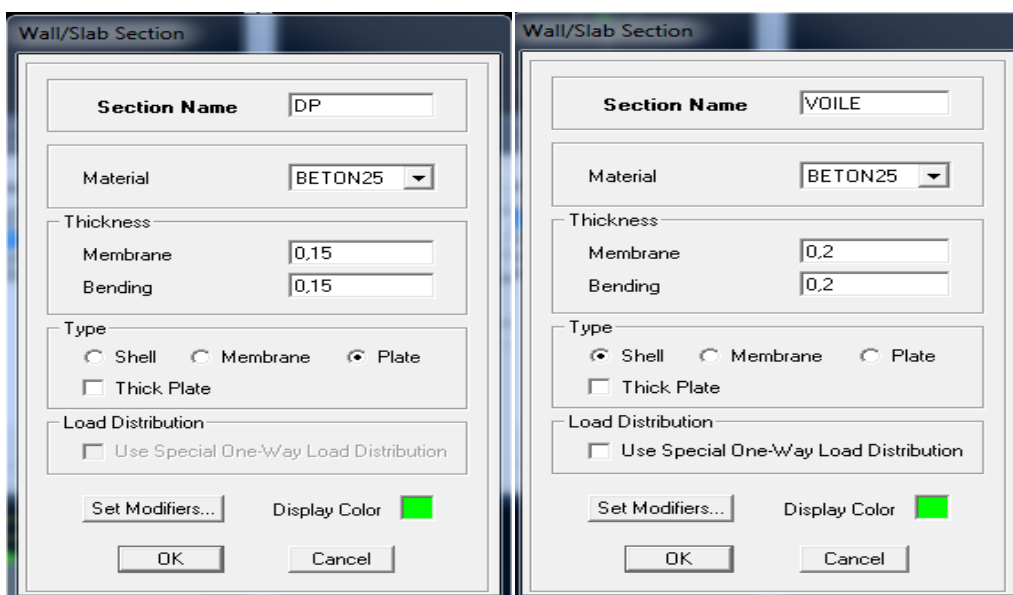


Figure V-7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

✚ Pour les poteaux : 

✚ Pour les poutres : 

 Pour les dalles et les voiles : 

V-5) Etape de chargement :

Pour charger les poutrelles en utilisant le raccourci suivant :

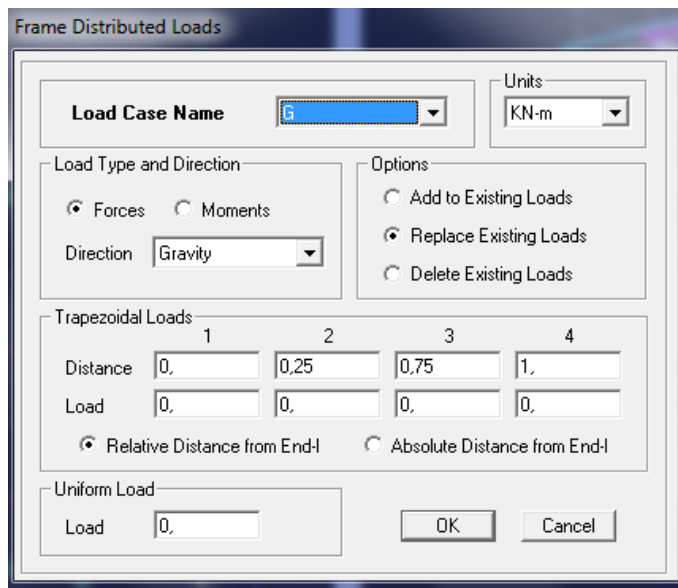



Figure V-8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant :

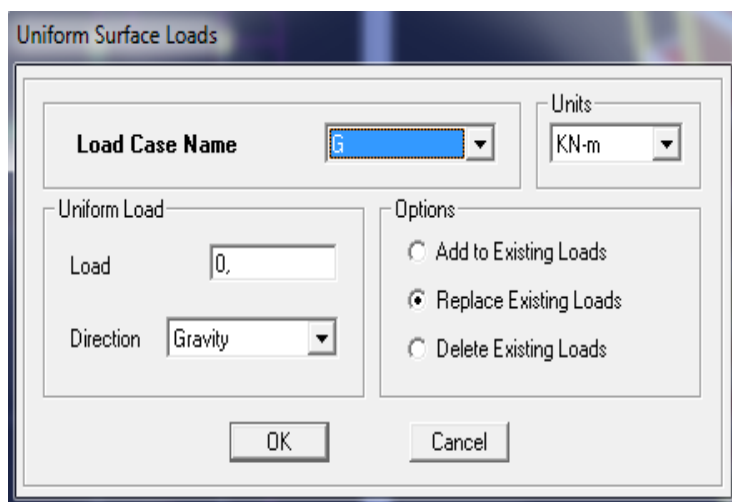



Figure V-9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

➤ On définit le spectre du RPA à partir du logiciel **RPA99** ci-dessous :
Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- La zone : II_a
- Le groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- Le coefficient de comportement R : contreventement voile porteur ($R = 5$).
- Le coefficient d'amortissement A : $A = 0,15$ (**Tableau 4.1 RPA 99. V2003**).
- Site : S3. (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+ \sum P_q$: $Q=1,05$

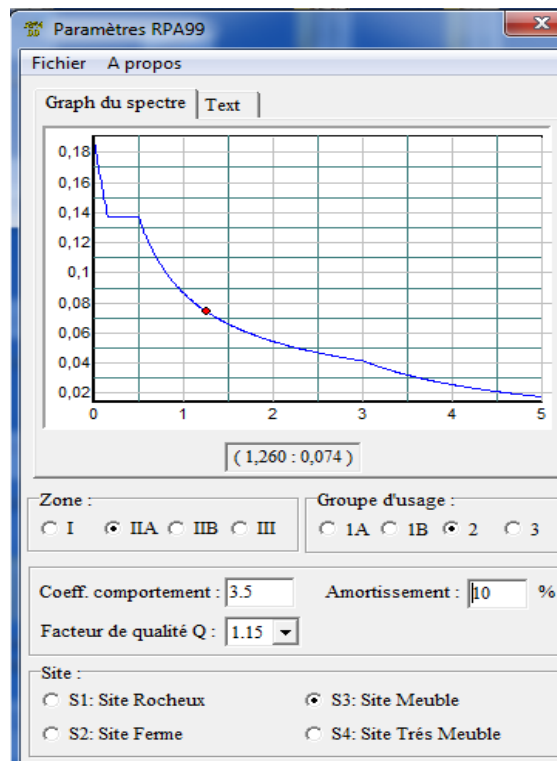


Figure V-10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant:



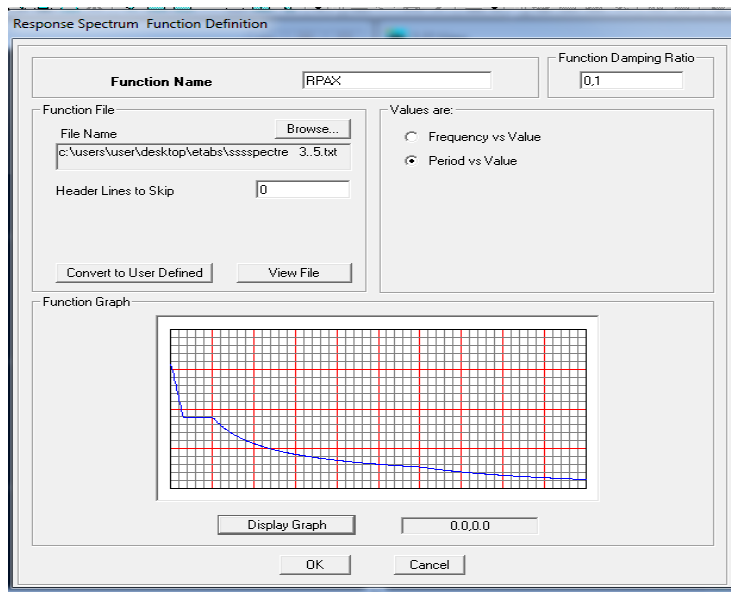


Figure V-11 : Interface d'introduction du spectre

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :

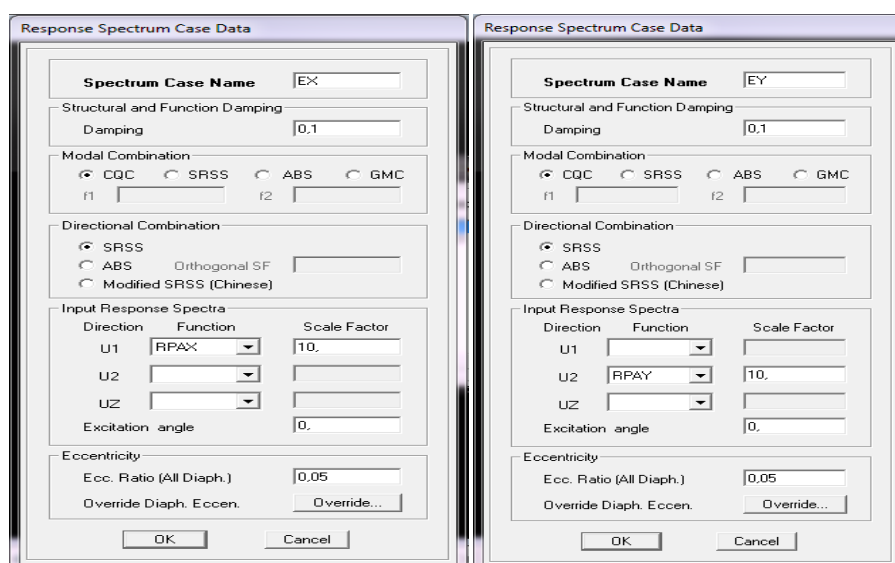
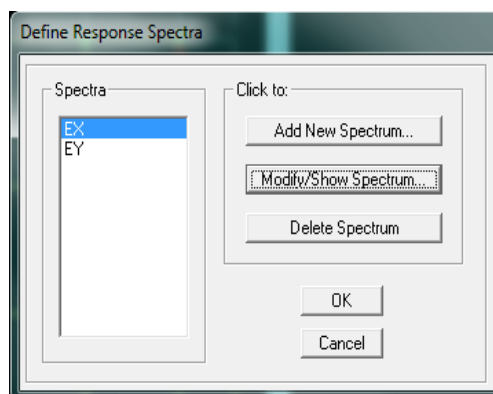


Figure V-12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le raccourci suivant :



Pour notre structure, on a un encastrement, donc on clic sur la fenêtre :

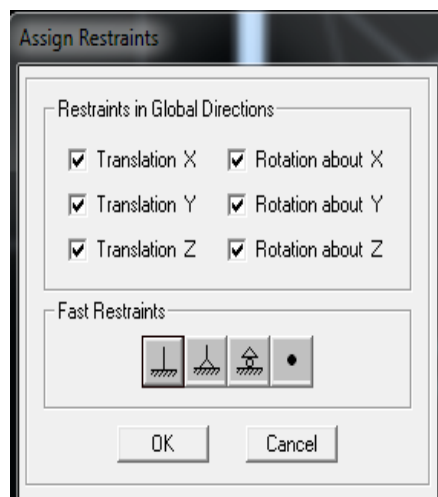


Figure V-13 : Interface d'introduction des types d'appuis.

- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le raccourci

suivant :

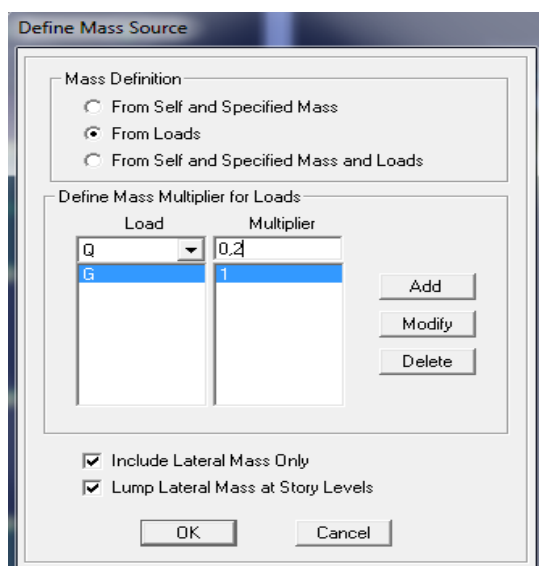


Figure V-14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :

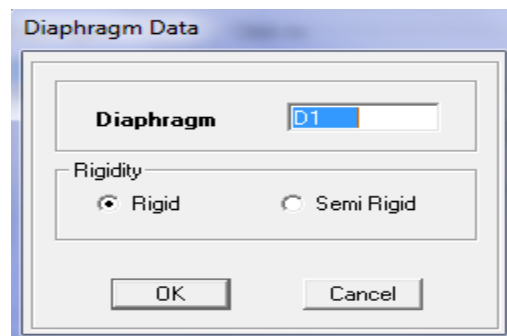
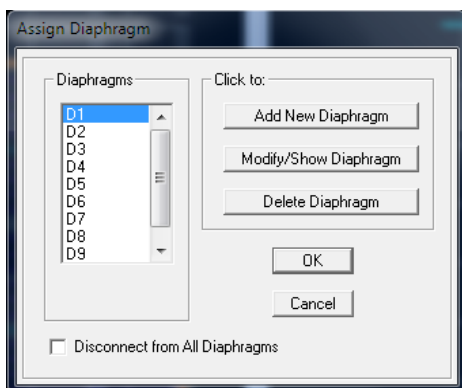


Figure V-15 : Interface d'introduction des diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :

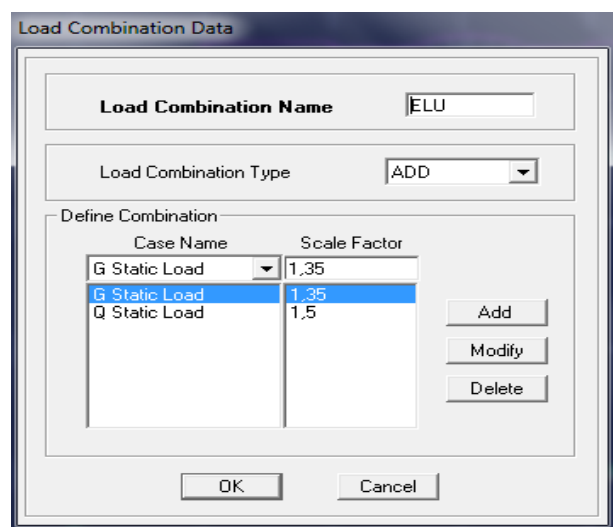
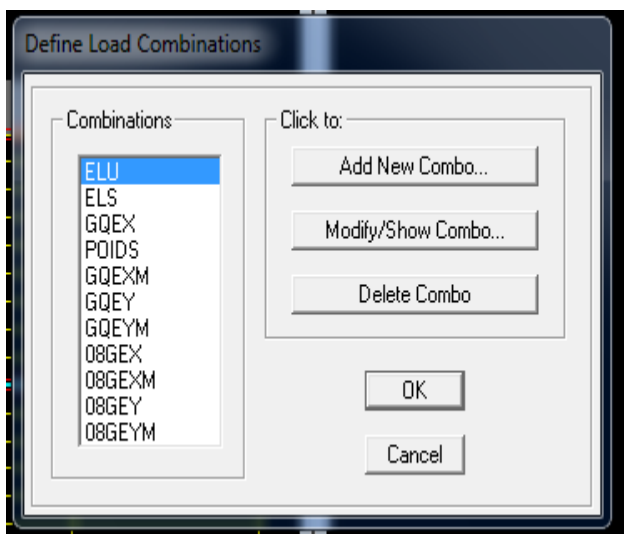


Figure. V-16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

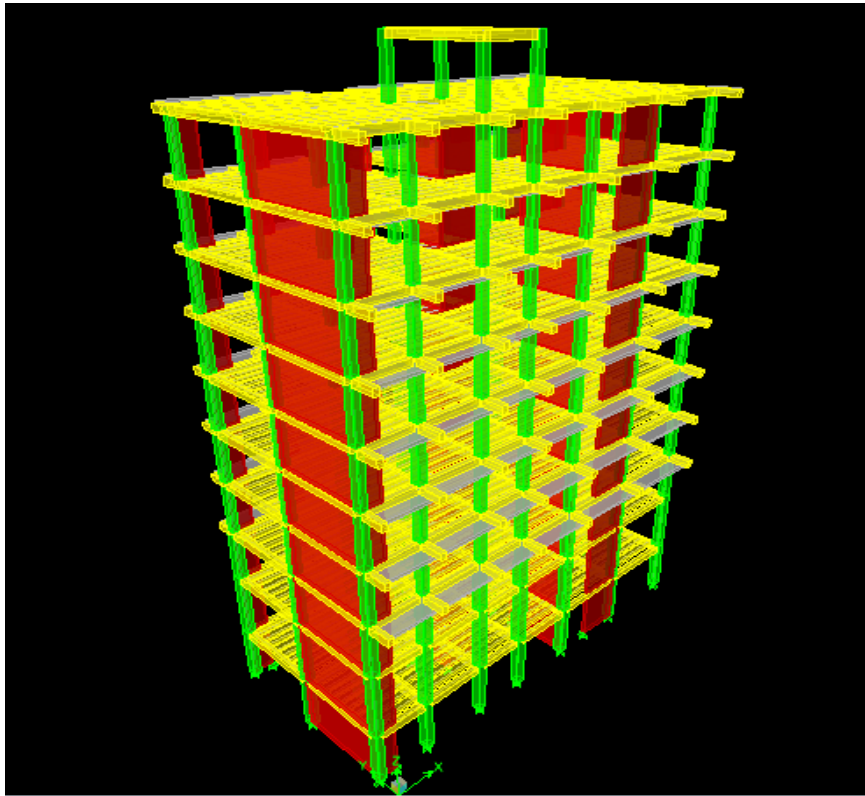


Fig. V-17 : Vue en 3D de la structure.

Et une autre visualisation permet de voir la structure en plan :

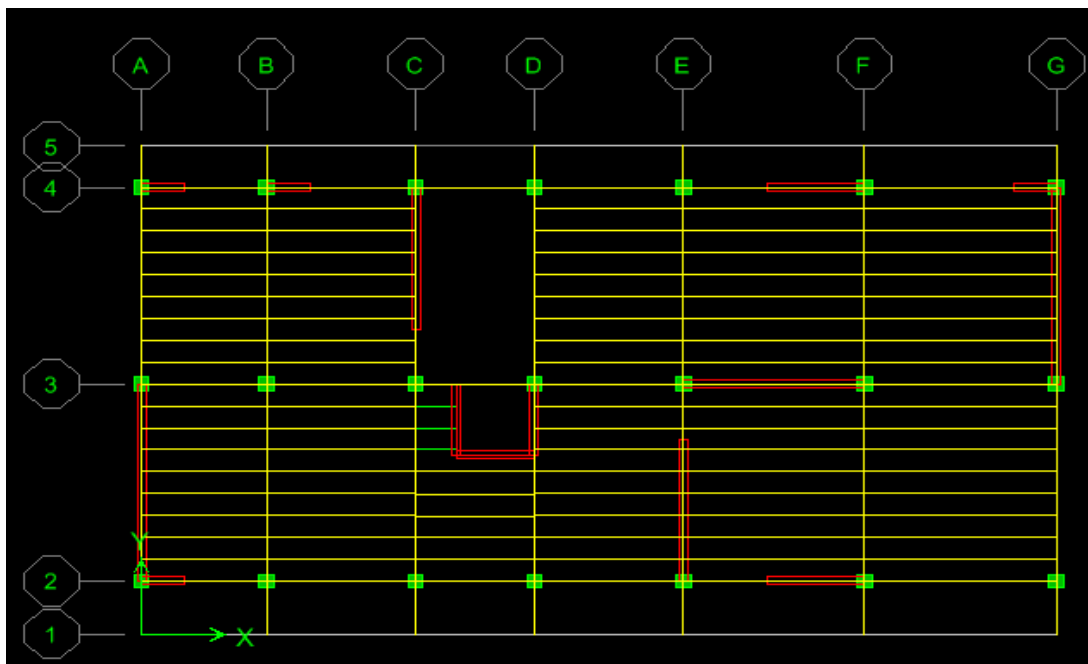


Figure V-18 : Vue en plan de la structure

V-6 Vérifications des conditions du RPA :

- vérification de la période
- Le pourcentage de participation massique
- L'effort tranchant à la base
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal
- L'excentricité
- L'effet P-Delta.
- L'effort normal réduit dans les poteaux

Caractéristique de la structure :

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et commercial. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003.**

V-6-1Vérification de la période empirique T**6-1-1- Calcul de la période empirique**

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 \times (34,36)^{3/4} = \mathbf{0,709 \text{ s}}$$

6-1-2- Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0,922\text{s}$$

6-1-3- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

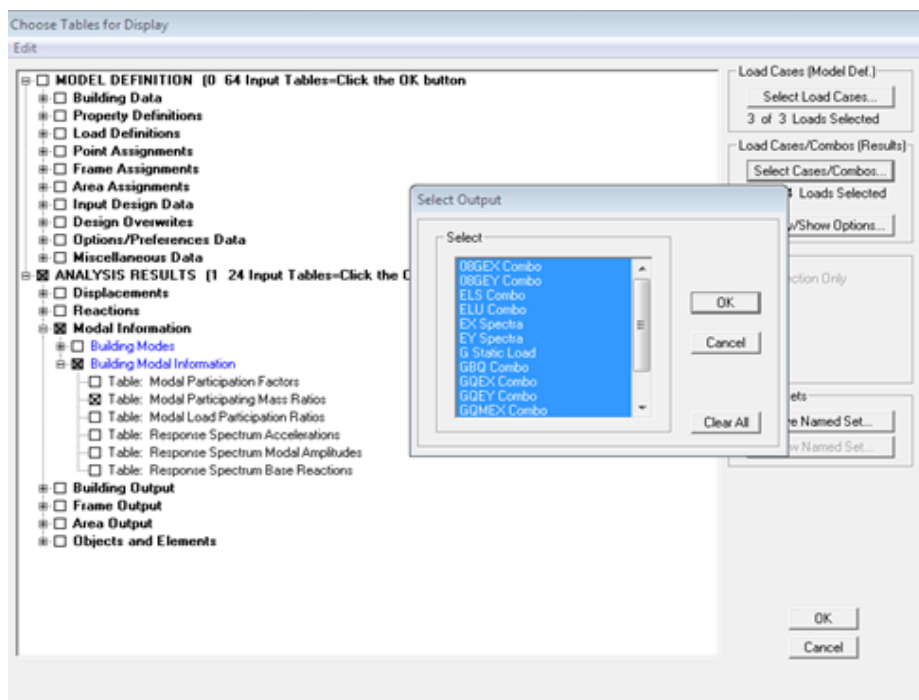
Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos...→OK →OK



Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,789311	71,5455	1,3834	71,5455	1,3834	0,0030
	2	0,670776	1,4482	63,3294	72,9937	64,7128	4,7232
	3	0,548435	0,0871	4,7590	73,0808	69,4718	64,5104
	4	0,214529	14,4566	0,0709	87,5374	69,5427	0,0000
	5	0,156083	0,0383	17,0755	87,5756	86,6183	0,3301
	6	0,126786	0,0025	0,0435	87,5782	86,6617	16,2318
	7	0,115906	0,0576	0,9471	87,6358	87,6088	1,3583
	8	0,113008	0,8008	0,0496	88,4365	87,6584	0,7375
	9	0,095269	4,3152	0,0060	92,7517	87,6645	0,0123
	10	0,085807	0,0015	0,0003	92,7532	87,6648	0,0421
	11	0,065904	0,0071	5,4713	92,7603	93,1360	0,1372
	12	0,057192	2,5509	0,0041	95,3112	93,1402	0,0001

Figure V.19 : Justification de la période et les masses participantes

$$T_{\text{analytique}} = 0,789 < 1,3 T_{\text{empirique}} = 0,922 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La somme des masses modales dans le 11^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée. Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, le premier mode est une translation suivant **X** avec une mobilisation de masse de 71.54% , le deuxième mode est une translation suivant **Y** avec une mobilisation de masse de 63.32%, et le troisième mode est une rotation **Z** avec une mobilisation de masse de 64.51% .

V-6-2.Vérification de l'effort tranchant à la base ;

a)Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Article 4.1 Du RPA 99})$$

b) Déduction des coefficients A, D, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Groupe d'usage : 2} \\ \text{- Zone sismique II}_a \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15 \text{ (Tab.1 4 du RPA99).}$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R = 3,5** (contreventement par voiles porteurs).

c) Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile 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**

Suivant **x-x** : **Condition vérifiée. P_x = 0.00**

Suivant **y-y** : **Condition non vérifiée. P_y = 0.05**

➤ **Régularité en plan**

• **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

Donc : La régularité en plan non vérifiée $p_q = 0.05$

➤ **Condition de régularité en élévation :**

• **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles porteurs, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

• **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet bâtiment.....**Condition vérifiée.**

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectes depuis le **séisme** de 2003.

Tableau V.1: Valeurs de pénalités P_q .

Pénalité P_q :		
Critère :	Observé	Non observé :
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	/
Conditions minimales sur les fils de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
suivi de chantier:	0	/

Donc : $Q_x = 1 + \sum P_q = 1 + 0.05 + 0.05 = 1.10$

$Q_y = 1 + \sum P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule **(4.2) de RPA99**, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D} \leq 2.5$$

T₂ : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau **(4.7 RPA/99)**.

La nature du sol : Site meuble $\implies S_3 \implies T_2 = 0.5 \text{ s.}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. **(Tab 4-2) $\implies \xi = 10\%$**

D'où $\eta = 0.763 \geq 0.70$ **Condition vérifiée.**

• La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times (34,36)^{3/4} = 0,709 \text{ s.}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 1.51$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt.

Paramètre	Valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T_2	0.5 s	Tableau 4.7
Coefficient C_T	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification Dynamique D	1.51	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3,5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	$Q_x=1.10$ $Q_y=1.15$	Formule 4.4
Poids total de la structure Wt	33568.40 KN	/

Application numérique :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.10}{3,5} \times 33568,40 = 2389,59 \text{ KN}$$

$$0.8 V_{RPA} = 0,8 \times 2389,59 = 1911,67 \text{ KN}$$

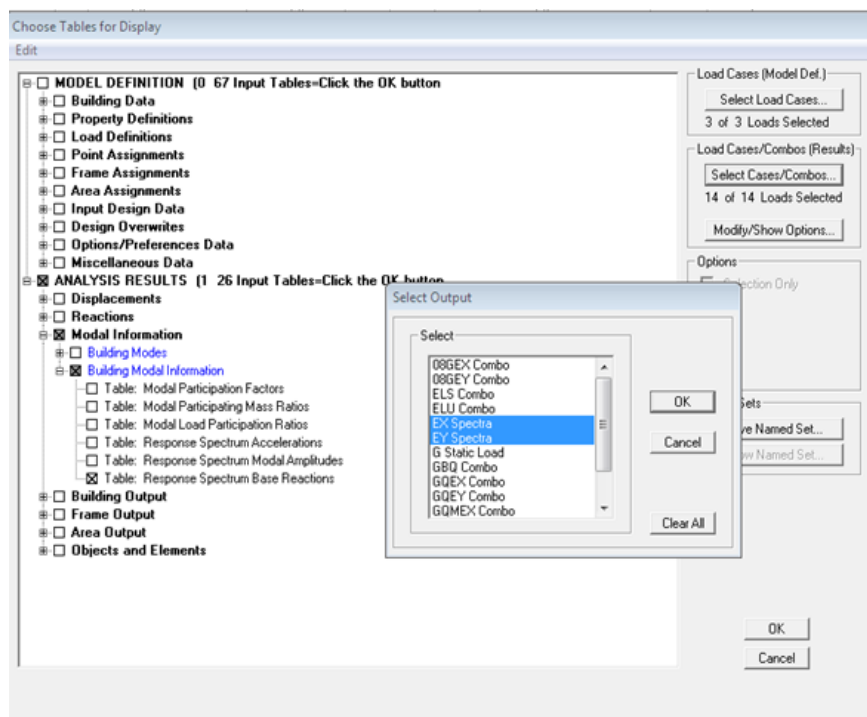
$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.15}{3,5} \times 33568,40 = 2498,20 \text{ KN}$$

$$0.8 V_{RPA} = 0,8 \times 2498,20 = 1998,56 \text{ KN}$$

➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display → *show tables*



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS→modal Information→building modal information

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

Select cases/combos...→OK→OK

Figure V-20: Tableau des efforts

Response Spectrum Base Reactions									
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	204,58	28,45	0,00	-664,828	4661,250	-963,7
	EX	2	U1	4,63	-30,59	0,00	711,238	103,308	-354,1
	EX	3	U1	0,32	-2,37	0,00	55,228	7,413	-26,27
	EX	4	U1	56,55	3,96	0,00	-34,858	166,876	-312,7
	EX	5	U1	0,15	-3,16	0,00	16,128	0,233	-35,12
	EX	6	U1	0,01	0,05	0,00	-0,122	0,094	0,570
	EX	7	U1	0,29	1,16	0,00	-6,118	1,611	8,973
	EX	8	U1	4,04	-1,01	0,00	5,642	21,432	-27,75
	EX	9	U1	24,11	0,90	0,00	-3,640	95,134	-148,3
	EX	10	U1	0,01	0,00	0,00	-0,027	0,066	-0,11
	EX	11	U1	0,05	-1,28	0,00	4,879	0,179	-13,86
	EX	12	U1	17,22	0,69	0,00	-2,541	37,120	-101,5
	EX	All	All	219,18	27,69	0,00	638,103	4733,714	1288,7
	EY	1	U2	28,45	3,96	0,00	-92,446	648,156	-134,0
	EY	2	U2	-30,59	202,31	0,00	-4703,322	-683,164	2342,2
	EY	3	U2	-2,37	17,51	0,00	-408,262	-54,796	194,22
	EY	4	U2	3,96	0,28	0,00	-2,442	11,690	-21,91
	EY	5	U2	3,16	68,70	0,00	340,698	4,038	742,06

Les résultats s'afficheront comme suit

$$V_{etaps\ X-X} = F_1 = 2111,60 \text{ KN}$$

$$V_{etaps\ Y-Y} = F_2 = 2251,10 \text{ KN}$$

$$V_{etaps\ X-X} = 2111,60 \text{ KN} > 0.8 V_{RPA} = 1911,67 \text{ KN}$$

$$V_{etaps\ Y-Y} = 2251,10 \text{ KN} > 0.8 V_{RPA} = 1998,56 \text{ KN}$$

La condition sur l'effort tranchant à la base est vérifiée

V-6-3 Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

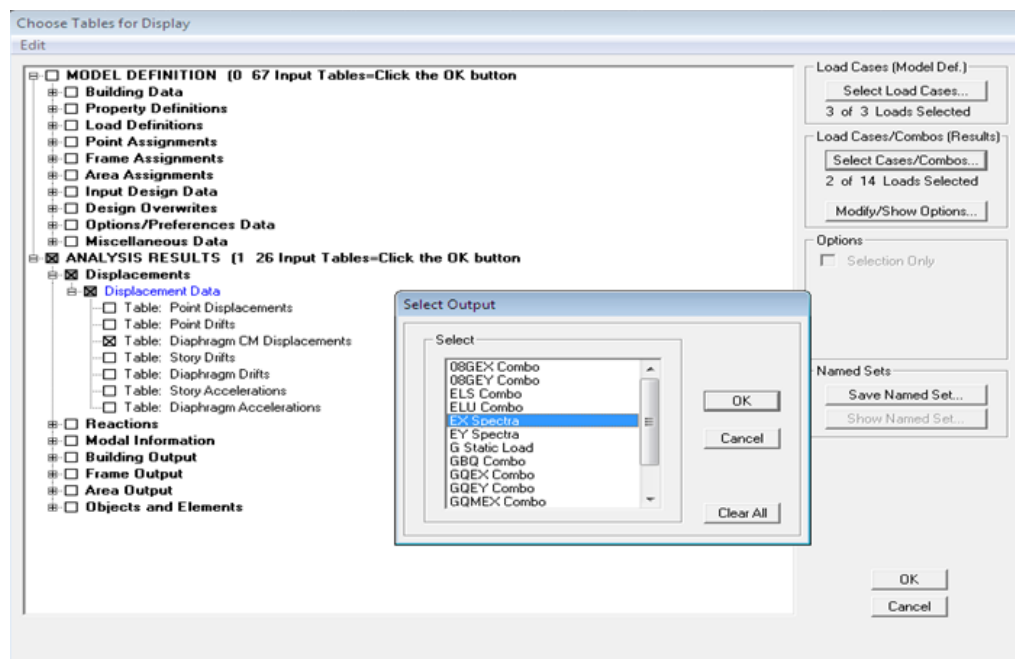
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables**
Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**



Les mêmes étapes pour le sens transversale , sauf que au lieu de sélectionner la combinaison EX on doit sélectionner EY

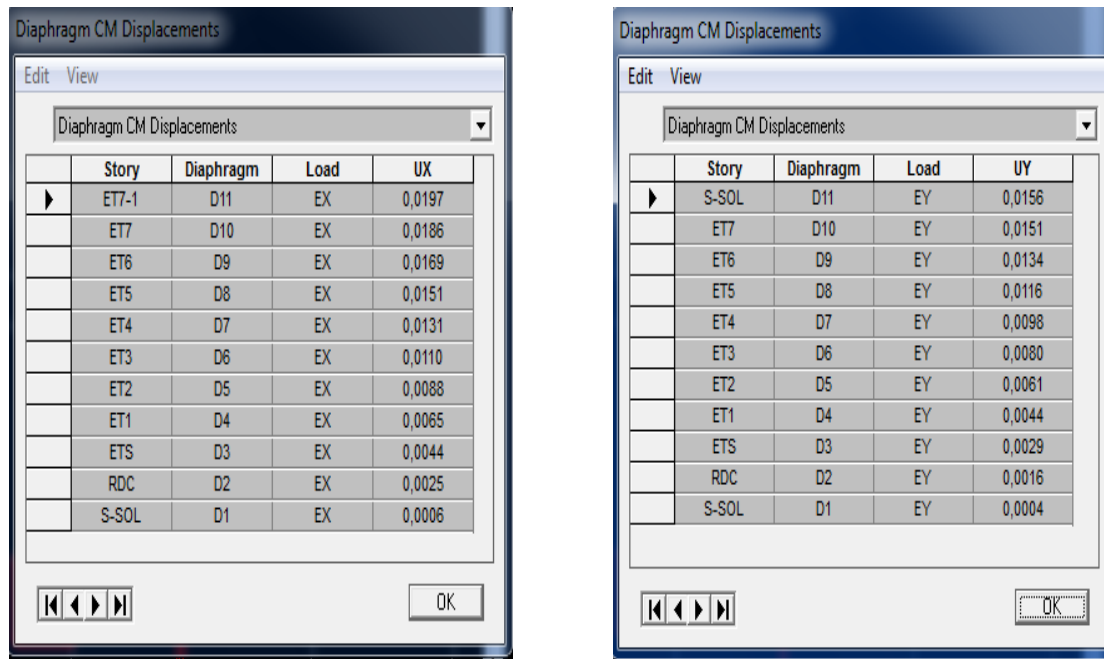


Figure V.21 : Déplacement maximal selon x-x et y-y.

Tableau V.3: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey .

Story	Diaphragm	Load	UX	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-}$	UY	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-}$	1% h(m)	condition
ET7-1	D11	EX	0,0197	0,0011	0,0156	0,0005	0,0289	CV
ET7	D10	EX	0,0186	0,0017	0,0151	0,0017	0,0306	CV
ET6	D9	EX	0,0169	0,0018	0,0134	0,0018	0,0306	CV
ET5	D8	EX	0,0151	0,002	0,0116	0,0018	0,0306	CV
ET4	D7	EX	0,0131	0,0021	0,0098	0,0018	0,0306	CV
ET3	D6	EX	0,011	0,0022	0,008	0,0019	0,0306	CV
ET2	D5	EX	0,0088	0,0023	0,0061	0,0017	0,0306	CV
ET1	D4	EX	0,0065	0,0021	0,0044	0,0015	0,0306	CV
ETS	D3	EX	0,0044	0,0019	0,0029	0,0013	0,0306	CV
RDC	D2	EX	0,0025	0,0019	0,0016	0,0012	0,0389	CV
S-SOL	D1	EX	0,0006	0,0006	0,0004	0,0004	0,0310	CV

Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{\text{Max}} = \leq f = \frac{h_t}{500}$$

Avec : f : la flèche admissible.
 h_t : la hauteur totale du bâtiment.

- **Suivant E_X :**

$$\delta_{\text{Max}} = 0.0205 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{34.36}{500} = 0.068 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Suivant E_Y :**

$$\delta_{\text{Max}} = 0.0169 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{34.36}{500} = 0.068 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V-6-4 Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit : C_M : centre de masse. C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

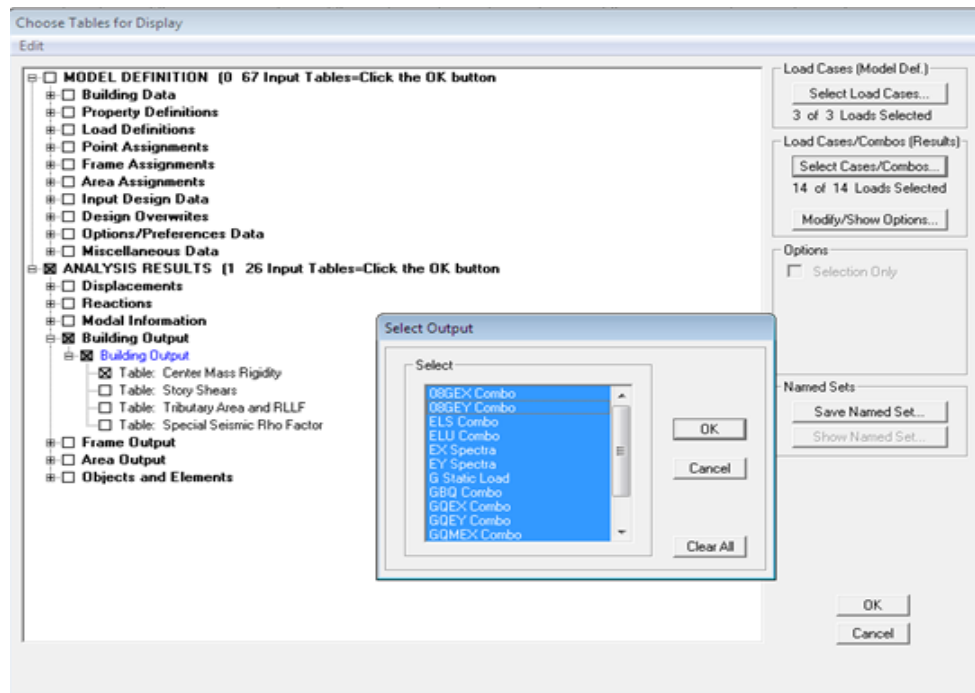
Display→show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS→building output

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... Center Mass Rigidity → OK→OK



Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	S-SOL	D1	10,672	6,326	10,033	6,503
	RDC	D2	10,673	6,326	10,032	6,187
	ETS	D3	10,701	6,202	9,973	6,106
	ET1	D4	10,708	6,201	9,904	6,071
	ET2	D5	10,708	6,201	9,837	6,057
	ET3	D6	10,708	6,201	9,778	6,054
	ET4	D7	10,716	6,199	9,728	6,057
	ET5	D8	10,722	6,198	9,688	6,066
	ET6	D9	10,722	6,198	9,659	6,076
	ET7	D10	10,572	6,245	9,643	6,094
	ET7-1	D11	7,725	3,850	7,900	3,970

OK

Figure V-22: Tableau de la vérification de l'excentricité.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Tableau V.4: Vérification de l'excentricité

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM-XCR	YCCM-YCR
S-SOL	D1	10,672	6,326	10,033	6,503	0,639	-0,177
RDC	D2	10,673	6,326	10,032	6,187	0,641	0,139
ETS	D3	10,701	6,202	9,973	6,106	0,728	0,096
ET1	D4	10,708	6,201	9,904	6,071	0,804	0,13
ET2	D5	10,708	6,201	9,837	6,057	0,871	0,144
ET3	D6	10,708	6,201	9,778	6,054	0,93	0,147
ET4	D7	10,716	6,199	9,728	6,057	0,988	0,142
ET5	D8	10,722	6,198	9,688	6,066	1,034	0,132
ET6	D9	10,722	6,198	9,659	6,076	1,063	0,122
ET7	D10	10,572	6,245	9,643	6,094	0,929	0,151
ET7-1	D11	7,725	3,85	7,9	3,97	-0,175	-0,12

$$Ex_{\max} = 1,063 \text{ m}$$

$$Ey_{\max} = 0.177 \text{ m}$$

$$5\% L_x = 0.05 \times 21,60 = 1.08 \text{ m} > Ex_{\max}$$

$$5\% L_y = 0.05 \times 12,40 = 0.62 \text{ m} > Ey_{\max}$$

Condition vérifiée.

V-6-5 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = PK \Delta_K / VK h_K < 0.1 \quad \text{tel que :}$$

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

VK : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

ΔK : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

hK : hauteur de l'étage « K ».

- L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

Tableau: V.5 : Vérification de l'effet P-Delta .

Story	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _{kx} (m)	V _{kx} (m)	θ _{kx}	condition
ET7-1	170,4	2,89	0,0008	31,5	0,00149745	CV
ET7	3079,7	3.06	0,0017	425,4	0,00402197	CV
ET 6	3329,7	3.06	0,002	782,5	0,00278118	CV
ET5	3329,6	3.06	0,0021	1071,2	0,00213314	CV
ET4	3389,9	3.06	0,0022	1321,7	0,00184398	CV
ET3	3389,9	3,06	0,0024	1533	0,00173434	CV
ET2	3389,8	3.06	0,0023	1715,3	0,00148539	CV
ET1	3389,9	3.06	0,0023	1866,3	0,00136525	CV
ETS	3458,2	3.06	0,002	1984,3	0,00113907	CV
RDC	3422,3	3.89	0,002	2075,5	0,00084777	CV
S-SOL	3219	3.10	0,0007	2111,6	0,00034423	CV

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

V-6-6 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

On doit vérifier la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec :

N_d : Effort normal sismique ;

B : Section transversale du poteau considéré.

-Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

Tableau V-6 : Résumé de calcul du paramètre v .

Etage considéré	N_d (KN)	B (mm ²)	$F_{c28}(N/mm^2)$	v	Observation
S-SOL	1010,8	202500	25	0,199	Vérifiée

- **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié
- L'effort normal réduit dans les poteaux

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

VI-1 Ferrailage des poteaux :**INTRODUCTION**

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et les moments fléchissant suivants :

- Effort normal maximal et son moment correspondant.
- Effort normal minimal et son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et son effort normal correspondant.

VI-1-1 les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales :**Tableau VI.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.**

Section des Poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal (cm ²)	
	$A_{\min}=0,8\% b h$ (cm ²)	Zone de recouvrement $A_{\max}=6\% b h$	Zone courante $A_{\max}=4\% b h$
(45 x 45)	16,20	121,5	81
(40 x 40)	12,8	96	64
(35 x 35)	9,8	73,5	49

VI-1-2 Calcul des armatures à l'ELU :

- **Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans les deux sens sont résumées dans les tableaux ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Tableau VI.2: Efforts internes dans les poteaux dans le sens Longitudinal .

Zone	Sollicitations	N (KN)	Mx (KN.m)
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-1986,9	-44,04
	N _{min} -M _{corr}	-1152,1	6,66
	N _{corr} -M _{max}	-381,8	95,40
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1217,1	-51,60
	N _{min} -M _{corr}	-653,3	22,29
	N _{corr} -M _{max}	-263,8	96,95
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-619,3	-19,63
	N _{min} -M _{corr}	-335,5	-8,1
	N _{corr} -M _{max}	-164,9	74,51

Tableau VI.3: Efforts internes dans les poteaux dans le sens Transversale

Zone	Sollicitations	N (KN)	My (KN.m)
Zone I (45x45)	$N_{\max}-M_{\text{corr}}$	-1986,9	-9,63
	$N_{\min}-M_{\text{corr}}$	-1152,1	0
	$N_{\text{corr}}-M_{\max}$	-55,9	84,05
Zone II (40x40)	$N_{\max}-M_{\text{corr}}$	-1217,1	-56,2
	$N_{\min}-M_{\text{corr}}$	-653,3	33,45
	$N_{\text{corr}}-M_{\max}$	-422,4	82,91
Zone III (35x35)	$N_{\max}-M_{\text{corr}}$	-619,3	1,02
	$N_{\min}-M_{\text{corr}}$	-335,5	10,76
	$N_{\text{corr}}-M_{\max}$	-66,3	-60,12

VI-1-3 les recommandations du RPA 99 pour les armatures transversales:

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit :} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$.

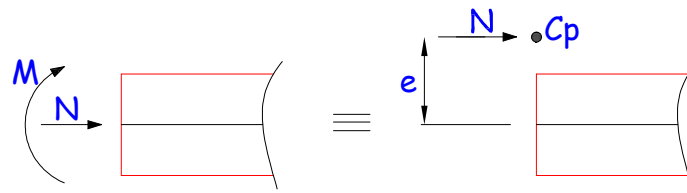
Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm})$.
 $S_t \leq \min(10.1,4 ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 14 \text{ cm}$.
 On prend: $S_t = 10 \text{ cm}$.
En zone courante: $S_t \leq 15\phi_l$.
 $S_t \leq 15.1,4 = 21 \text{ cm}$.
 On prend: $S_t = 20 \text{ cm}$.

VI1-1-4 Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de $e = M/N$.

**Figure VI-1** : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

-Armatures longitudinales :

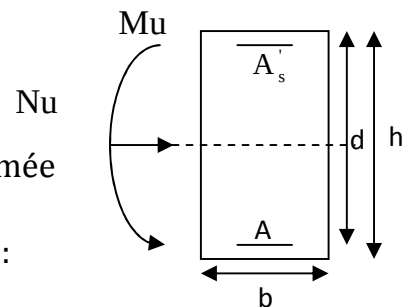
Etales de calcul :

– Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

– Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28} \Rightarrow (*)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow$ Moment fictif



► Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule :

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_{bu}$$

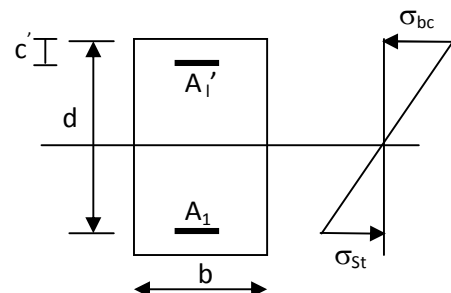
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1$; $A_s' = A_1' - \frac{N_u}{\sigma_s}$



► Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow (**)$$

► Si l'inégalité (**) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c) - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ En situation durable

$\gamma_b = 1,15$ En situation accidentelle

N_u : effort de compression

• Calcul du ferraillage des poteaux avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

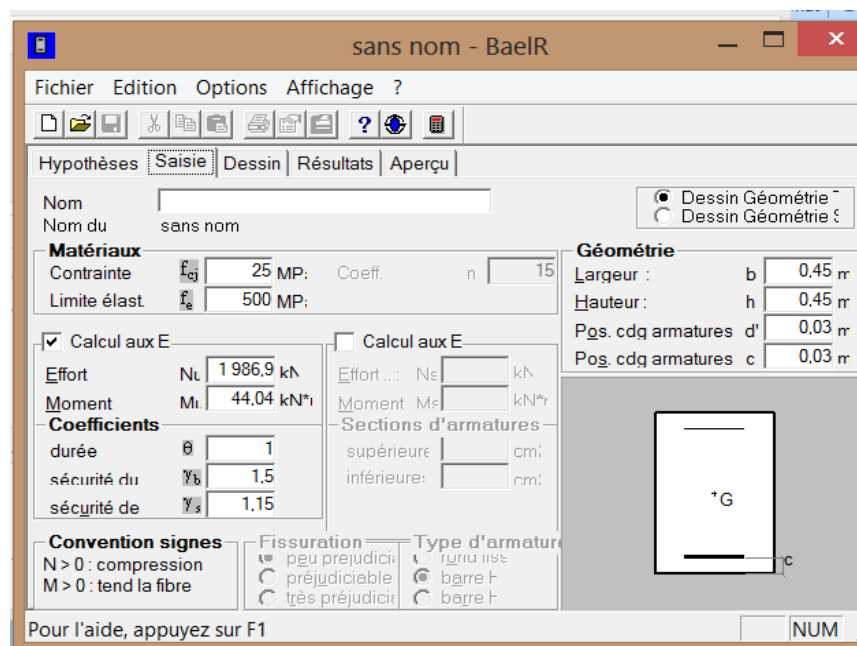


Figure VI-2 : caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos
Puis la fenêtre suivante s'affiche :

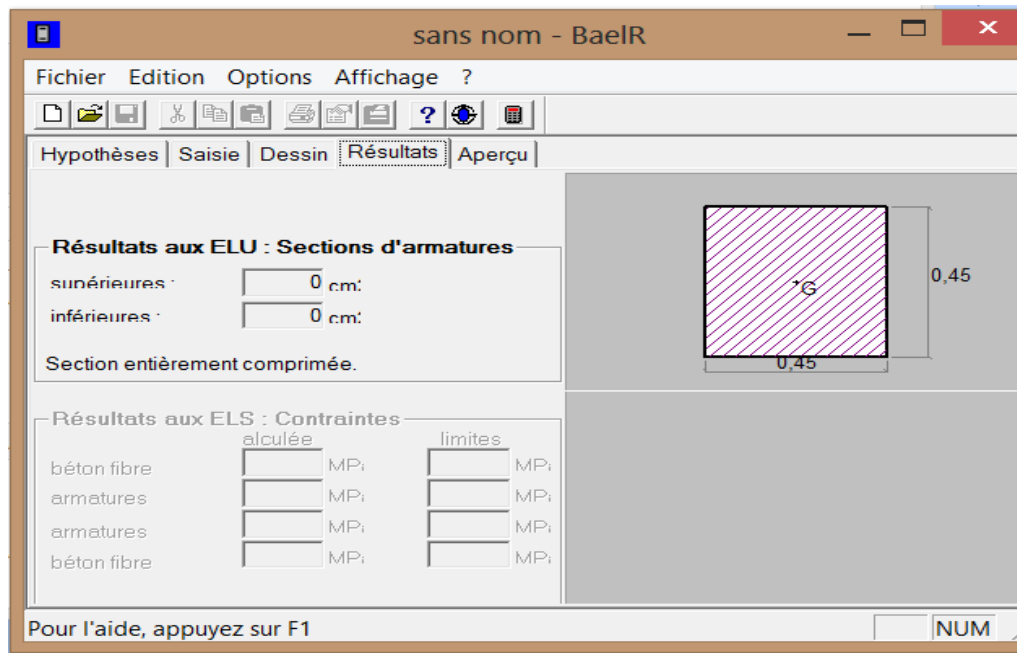
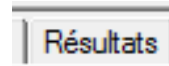


Figure VI-3 : affichage des résultat.

VI-1-5 Ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux se fait par zone tel que:

Zone I : Du SS au ETS ;

Zone II : Du 1^{er} au 4^{ème} étage ;

Zone III : Du 5^{ème} au 7^{ème} étage;

Tableaux VI-4 : Ferraillage des poteaux à l'ELU dans le Sens longitudinal

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferraillage
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-1986,9	-44,04	SPC	0	0	16,20	18,71	4HA20 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-1152,1	6,66	SPC	0	0	16,20		
	N _{corr} -M _{max}	-381,8	95,40	SPC	0	1,73	16,20		
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1217,1	-51,60	SPC	0	0	12,80	16,08	8HA16
	N _{min} -M _{corr}	-653,3	22,29	SPC	0	0	12,80		
	N _{corr} -M _{max}	-263,8	96,95	SPC	0	4,73	12,80		
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-619,3	-19,63	SPC	0	0	9,80	16,08	8HA16
	N _{min} -M _{corr}	-335,5	-8,1	SPC	0	0	9,80		
	N _{corr} -M _{max}	-164,9	74,51	SPC	0	5,22	9,80		

Tableaux VI-5 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le Sens transversal :

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	-1986,9	-9,63	SPC	0	0	16,20	18,71	4HA20 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	-1152,1	0	SPC	0	0	16,20		
	N _{corr} -M _{max}	-55,9	84,05	SPC	0	5,2	16,20		
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1217,1	-56,2	SPC	0	0	12,80	16,08	8HA16
	N _{min} -M _{corr}	-653,3	33,45	SPC	0	0	12,80		
	N _{corr} -M _{max}	-422,4	82,91	SPC	0	1,46	12,80		
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-619,3	1,02	SPC	0	0	9,80	16,08	8HA16
	N _{min} -M _{corr}	-335,5	10,76	SPC	0	0	9,80		
	N _{corr} -M _{max}	-66,3	-60,12	SPC	0	4,88	9,80		

VI-1-5 Vérification à l' ELS :

- Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$; $l_f = 0,707 l_0$

-Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{min} = 0,3\% . S_t . b_1$

-Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{min} = 0,8\% . S_t . b_1$

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec : b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau tel que $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$; $l_f = 0,707 l_0$

$L_f = 0,7.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0 : Longueur libre du poteau.

- Poteau de 45x45 : $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{45} . 0,7.389 = 6,05$.

- Poteau de 40x40 : $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{40} . 0,7.306 = 5,35$.

- Poteau de 35x35 : $\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{1}{35} . 0,7.306 = 6,12$.

$\lambda_g \geq 5$ donc : $A_t^{min} = 0,3\% . S_t . b_1$

Tableau VI.6: Quantité minimale d'armatures transversales .

Poteaux	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
45x45	2,025	1,35	2,01	CV	CV
40x40	1,8	1,2	2,01	CV	CV
35x35	1,57	1,05	2,01	CV	CV

- **Longueur minimale des recouvrements :**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II_a est: $L=40 \times \emptyset$.

Pour les 4 HA 20 : $L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 80 \text{ cm}$.

Pour les 8 HA 16 : $L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 65 \text{ cm}$.

Pour les 8HA 14: $L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 60 \text{ cm}$.

- **Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91Art .A.6.1.221):**

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} ; \overline{\tau_s} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 ; f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa} .$$

$$\text{Pour les 4 HA 20 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 8 HA 16 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 8 HA 14 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement (RPA Art 7-4-3-2):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \rho d . f_{t28}$$

Avec: $\begin{cases} \rho d = 0,075 & \text{Si } \lambda g \geq 5 \\ \rho d = 0,04 & \text{Si } \lambda g < 5 \end{cases}$

Tableau VI-7 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

Zone	Section	Vu (KN)	B (cm)	d (cm)	λg	ρd	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	vérification
I	45x45	81,77	45	42	6,05	0,075	0,043	1	vérifiée
II	40x40	181,53	40	37	5,35	0,075	0,122	1	vérifiée
III	35x35	346,76	35	32	6,12	0,075	0,309	1	vérifiée

- **Condition de non fragilité :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est:

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 . f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 . d}{e_s - 0,185 . d} \cdot b . d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-8 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens longitudinal:

Zone	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	1438,3	31,97	8,65	18,71	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	131,4	0	8,92		vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	1129,6	92,20	12,39		vérifiée
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	880,4	37,48	7,51	16,09	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	99,7	33,45	7,51		vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	445,69	98,21	12,01		vérifiée
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	448,3	14,32	6,38	16,09	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	500,60	4,79	6,54		vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	90,10	72,52	13,68		Vérifiée

Tableaux VI-9 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens transversal:

Zone	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (45x45)	N _{max} -M _{corr}	1438,3	6,95	8,65	18,71	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	131,4	6,66	10,46		vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	381,8	95,4	13,25		vérifiée
Zone II (40x40)	N _{max} -M _{corr}	1591,7	40,20	7,13	16,09	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	99,7	22,29	9,51		vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	263,8	96,95	8,38		vérifiée
Zone III (35x35)	N _{max} -M _{corr}	1258,2	0,74	5,75	16,09	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	500,60	30,53	16,90		vérifiée
	N _{corr} -M _{max}	164,9	74,51	9,74		vérifiée

- **État limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier) :**

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que :

$$\sigma_{b \text{ sup}} \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{inf} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

- Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa}$

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

- Sens longitudinal:

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes(X-X).

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A _S (cm ²)	$\sigma_{b \text{ sup}}$	$\sigma_{b \text{ adm}}$	σ_{inf}	$\overline{\sigma}_{st}$	Observation
Zone I (45x45)	1438,3	31,97	18,71	1	15	1,65	384	vérifiée
	131,4	0		0,32	15	0,06	384	vérifiée
	1129,6	92,20		0,10	15	0,04	384	vérifiée
Zone II (40x40)	880,4	37,48	16,09	0,84	15	1,10	384	vérifiée
	99,7	33,45		0,31	15	0,40	384	vérifiée
	445,69	98,21		0,24	15	0,28	384	vérifiée
Zone III (35x35)	448,3	14,32	16,09	0,49	15	0,21	384	vérifiée
	500,60	4,,79		0,10	15	0,15	384	vérifiée
	90,10	72,52		0,94	15	1,14	384	vérifiée

- Sens transversal:

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes (Y-Y).

Zone	Ns (KN)	Ms (KN.m)	A _s (cm ²)	$\sigma_{b \text{ sup}}$	$\sigma_{b \text{ adm}}$	$\sigma_{b \text{ inf}}$	$\overline{\sigma}_{st}$	Observation
Zone I (45x45)	1438,3	6,95	18,71	1,24	0,016	0,016	384	vérifiée
	131,4	6,66		0,05	0,077	0,077	384	vérifiée
	381,8	95,4		0,068	0,071	0,071	384	vérifiée
Zone II (40x40)	1591,7	40,20	16,09	0,016	0,018	0,018	384	vérifiée
	99,7	22,29		0,079	0,085	0,085	384	vérifiée
	263,8	96,95		0,205	0,285	0,285	384	vérifiée
Zone III (35x35)	1258,2	0,74	16,09	1,10	1,40	1,40	384	vérifiée
	500,60	30,53		0,67	0,65	0,65	384	vérifiée
	164,9	74,51		0,57	0,68	0,68	384	vérifiée

- **Conclusion :**

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage calculé à l'ELU.

Schéma de ferrailage des poteaux :➤ **Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA14 = 18,71\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

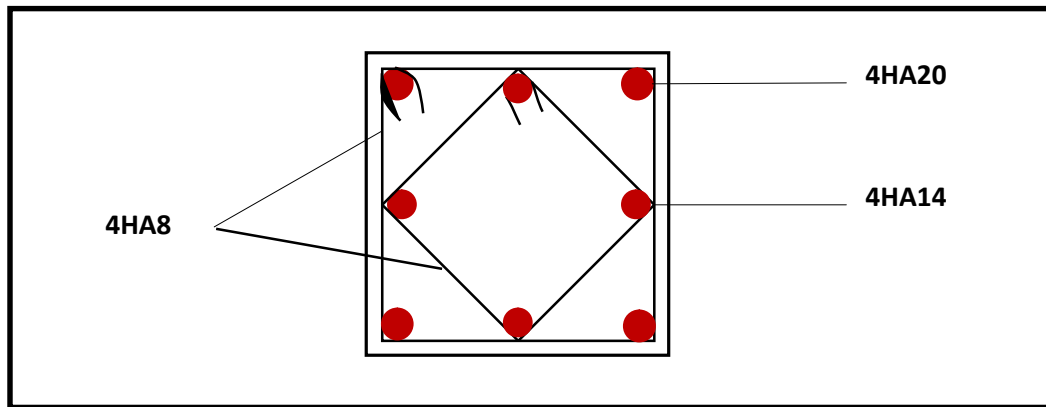


Figure VI.4: Schéma de ferrailage du poteau 45x45.

➤ **Poteaux (40×40) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA16 = 16,08\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

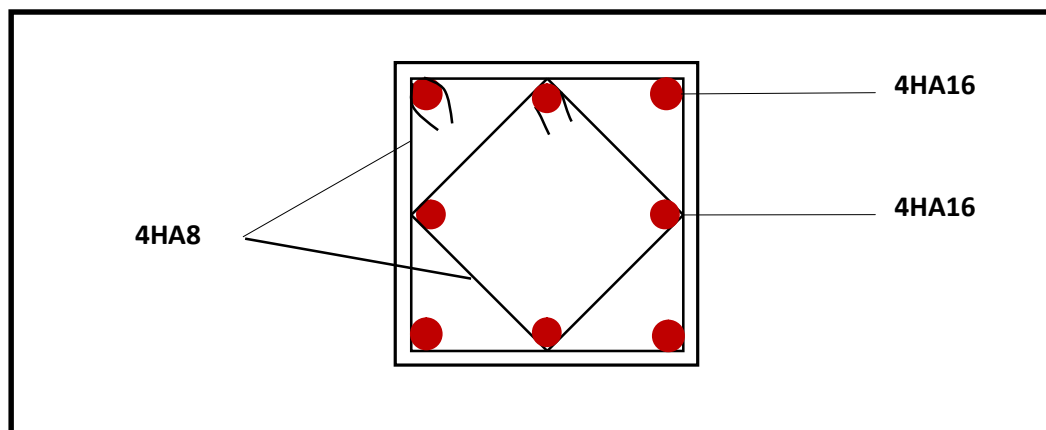


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du poteau 40x40.

➤ **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4 HA16 = 16,08 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$.

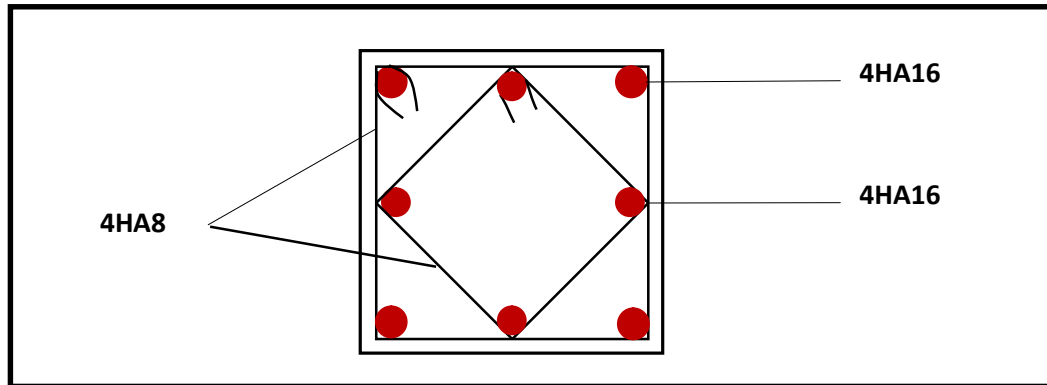


Figure VI.6 : Schéma de ferraillage du poteau 35x35.

VI-2 Ferraillage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferraillage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel Etabs.

➤ Les combinaisons de calcul :

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plu défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ à l'ELU.
- $G+Q$ à l'ELS.
- $G+Q \pm E$ RPA 99 version 2003.
- $0,8G \pm E$ RPA 99version 2003.

VI-2-1 Recommandations du RPA version 2003 pour le ferraillage des poutres :**VI-2-1 -1 Armatures longitudinales.****Tableau VI.12 :** Section des armatures longitudinales.

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30× 40)	6	48	72
Poutre secondaire (25 × 40)	5	40	60

VI-2-1-2 Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) : \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{En zone de recouvrement.}$$

Avec $\emptyset$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

VI-2-2 Etape de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bu}}$$

Pour les aciers FeE400

Si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_s' = 0$)

Si $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée

1^{er} cas : Section simplement armée ($A_s' = 0$) .

La section d'armatures tendues est égale à :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} .$$

2^{ème} cas : Section doublement armée .

$$M_{fl} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_{fl} \quad \text{avec: } \Delta M \leq 40\% \cdot M_u$$

$$A_s = A_1 + A_2 \quad A_1 = \frac{M_{fl}}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad A_2 = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_{st}'} , \quad \text{avec : } \sigma_{st}' = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

VI-2-3 Exemple de calcul :

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale en travée, en zone I :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{88,82 \cdot 10^6}{300 \cdot 370^2 \cdot 14,2} = 0,152$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_s' = 0$)

$$\mu = 0,152 \rightarrow \beta = 0,917$$

$$A_s = \frac{88,82 \cdot 10^4}{0,917 \cdot 0,37 \cdot 348 \cdot 10^3} = 7,45 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour **3HA14+3HA12 = 8,01cm²**.

➤ Ferrailage des poutres principales (30x40) :

Tableau VI-13 : Résumé de calcul des poutres principales.

Localisation	Mu (KN.m)	μ	Obs	β	A cal (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm2)
Travée	88,82	0,152	SSA	0,917	7,50	6,00	3HA14+3HA12 = 8,01
Appui	129,08	0,221		0,874	11,47		3HA16+3HA16 = 12,06

➤ Ferrailage des poutres secondaires (25x40) :

Tableau VI-14 : Résumé de calcul des poutres secondaires.

Localisation	Mu (KN.m)	μ	Obs	β	A cal (cm2)	Amin (cm2)	A adoptée (cm2)
Travée	62,02	0,127	SSA	0,931	5,17	5	3HA16 = 6,03
Appui	81,46	0,167		0,907	7,23		3HA16+2HA14 = 9,11

VI-2-4 Vérifications des conditions du RPA :**-Vérification des Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$$

Tableau VI.15 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

		A_{st}	$A_{\min}$	vérifications
Poutres principales	En travée	8,01	6	CV
	Aux appuis	12,06		CV
Poutres secondaires	En travée	6,03	5	CV
	Aux appuis	9,11		CV

-Vérification des Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**Poutres principales et les Poutres secondaires :**

$$S_t^{\max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12.1,2\right) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm.} \quad \text{En zone courante.}$$

Tableau VI.16 : Vérifications armatures transversales à l'ELU.

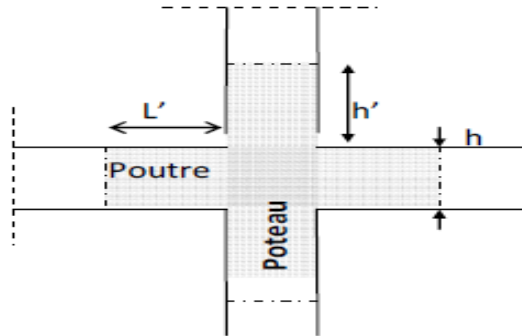
	Calcul de S_t (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [10 ;14,4]	$S_t = 10$	0,90	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5 \text{ cm}$	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [10;14,4]	$S_t = 10$	0,75	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 120 \text{ cm}$	$S_t = 15$	1,125	

- **Délimitation de la zone nodale :**

$L' = 2.h$; h : La hauteur de la poutre.

$L' = 2.h = 2 .45 = 90 \text{ cm}$; pour les poutres principales.

$L' = 2.h = 2 .40 = 80 \text{ cm}$; pour les poutres secondaires



VI-2-5 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton** (BAEL91-art.B.6.4):

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

$$A_{\min} = 0,23.30.37. \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ pour les poutres principales.}$$

$$A_{\min} = 0,23.25.37. \frac{2,1}{400} = 1,12 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

La section d'armature choisie est supérieure à $A_{\min}$, donc la condition est vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91/art.A.5.1.32):**

$$T_u \leq \overline{T_u} = 0,40. \frac{0,9. d. b. f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$$T_{U_{PP}} = 185 \text{ KN} < \overline{T_u} = 0,40. \frac{0,9.0,37.0,30.25. 10^3}{1,5} = 666 \text{ KN.}$$

$$T_{U_{PS}} = 27 \text{ KN} < \overline{T_u} = 0,40. \frac{0,9.0,37.0,25.25. 10^3}{1,5} = 555 \text{ KN.}$$

$$T_u < \overline{T_u} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi. f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec: } \Psi = 1,5 \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9.d.\Sigma U_i} = \frac{185.10^3}{0,9. 37. 3.14. 3. 20} = 1,79 \text{ MPa} \quad ; \text{ pour les poutres principales.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9.d.\Sigma U_i} = \frac{26,40 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 370 \cdot 3,14 \cdot 3 \cdot 16} = 0,53 \text{ MPa ; pour les poutres secondaires.}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Ancrage des aciers :

Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime :

$$\overline{\tau_{se}} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = \tau_{se} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

- Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\overline{\tau_s}}$

Pour $\emptyset = 12$: $L_a = 42,32 \text{ cm.}$

Pour $\emptyset = 14$: $L_a = 49,38 \text{ cm.}$

Pour $\emptyset = 16$: $L_a = 56,43 \text{ cm.}$

Les règles du BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, soit au moins égale à $0,4 \cdot L_s$ pour les aciers à haute adhérence.

$$L_c = 0,4 L_s$$

Pour $\emptyset = 12$: $L_c = 16,92 \text{ cm}$

Pour $\emptyset = 14$: $L_c = 19,75 \text{ cm.}$

Pour $\emptyset = 16$: $L_c = 22,57 \text{ cm.}$

- Vérification de la contrainte tangentielle :

Pour justifier les armatures transversales droites, on doit vérifier ce qui suit :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa Fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{185 \cdot 10^3}{300 \cdot 370} = 1,67 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{26,40 \cdot 10^3}{250 \cdot 370} = 0,24 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VI-2-6 Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont relatives sont :

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

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant considérée peu nuisible, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

- Etat limite de résistance du béton à la compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible.

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad K=1/k_1.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \quad A_s : \text{Section d'armatures adoptée à l'ELU ;}$$

σ_s : Contrainte dans les aciers.

$$\text{On calcul } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau VI-17 : Vérification du ferraillage des poutres principales l'ELS.

Zone	Ms (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	0	Observation
En travées	63,89	8,01	0,722	0,877	25,75	245,81	9,54	15	vérifiée.
Aux appuis	93,99	12,06	1,154	0,854	19,25	232,21	12,06	15	vérifiée.

Tableau VI-18: Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS.

Zone	Ms (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	0	Observation
travée	10,59	6,03	0,651	0,881	27,20	53,09	1,95	15	vérifiée.
appuis	17,87	9,11	0,984	0,861	23,97	55,16	2,30	15	vérifiée.

-Etat limite de déformation :

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

- Poutres principales :

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur $l=5,00\text{m}$.

$$f=0,0637\text{cm} < \bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm.}$$

- Poutres secondaires :

La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur $l = 4,45\text{m}$.

$$f= 0,0112 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{450}{500} = 0,90 \text{ cm.}$$

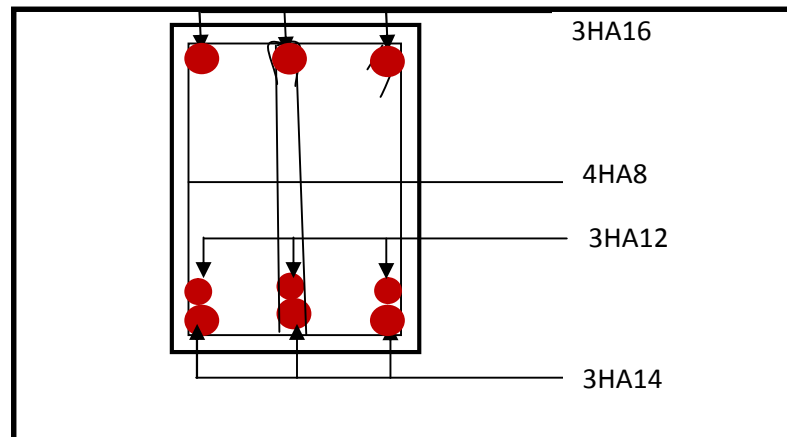
Conclusion :

La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

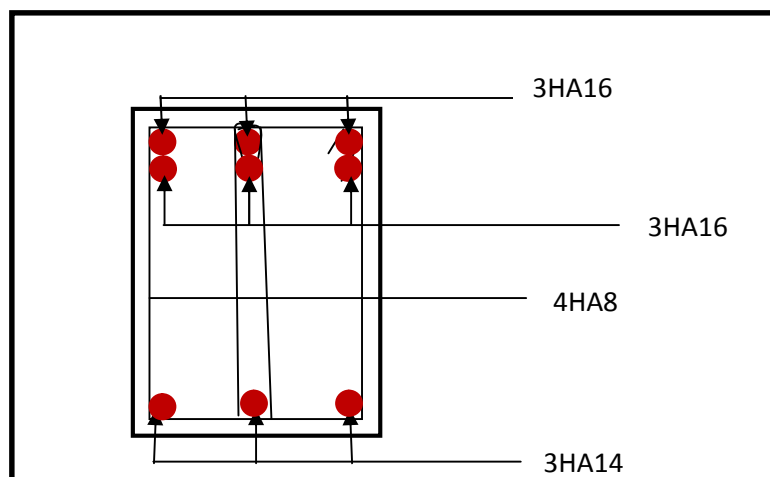
Donc, la condition de l'état limite de déformation est vérifiée.

Schéma de ferrailage des poutres :**➤ Poutres principales :****• En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14 (filantes) + 3HA12(chapeaux)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Figure VI.7:** Schéma de ferrailage en travée d'une poutre principale.**• Aux appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA16 (filantes)+ 3HA16 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Figure VI.8:** Schéma de ferrailage aux appuis d'une poutre principale.

➤ Poutres secondaires :• En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA16 (filantes)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

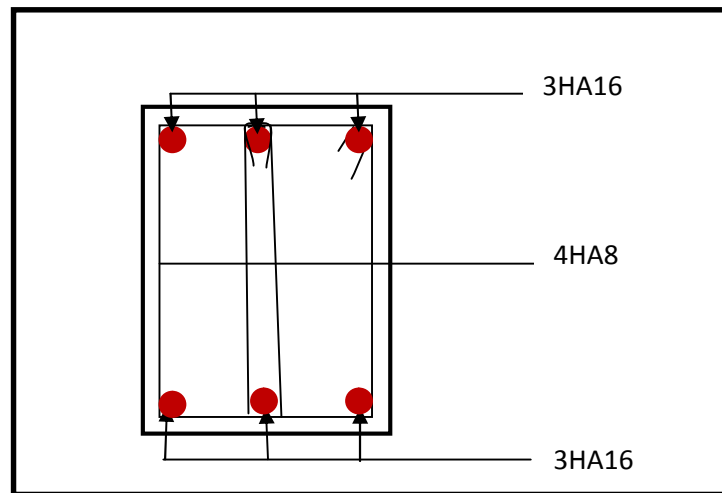


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage en travée d'une poutre. secondaire.

• Aux appuis:

- Armatures longitudinales : 3HA16 (filantes) + 2HA14(chapeaux)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

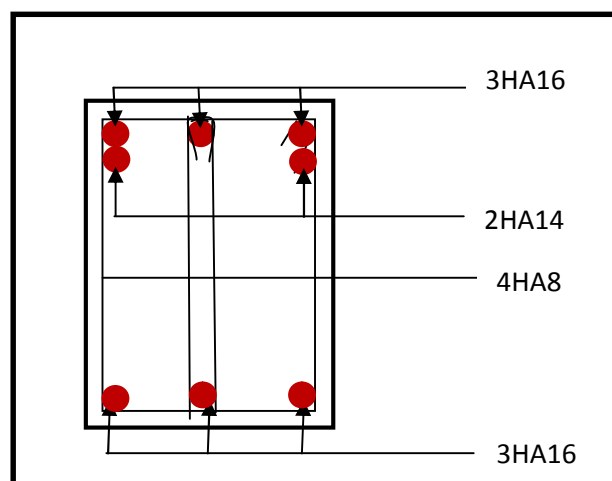


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

VI-3.Ferrailage des voiles :

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales, dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : SOUS-SOL , RDC et ETS
- **Zone II** : 1, 2, 3, 4 ème étage
- **Zone III** : 5 , 6 ,7 ème étage

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

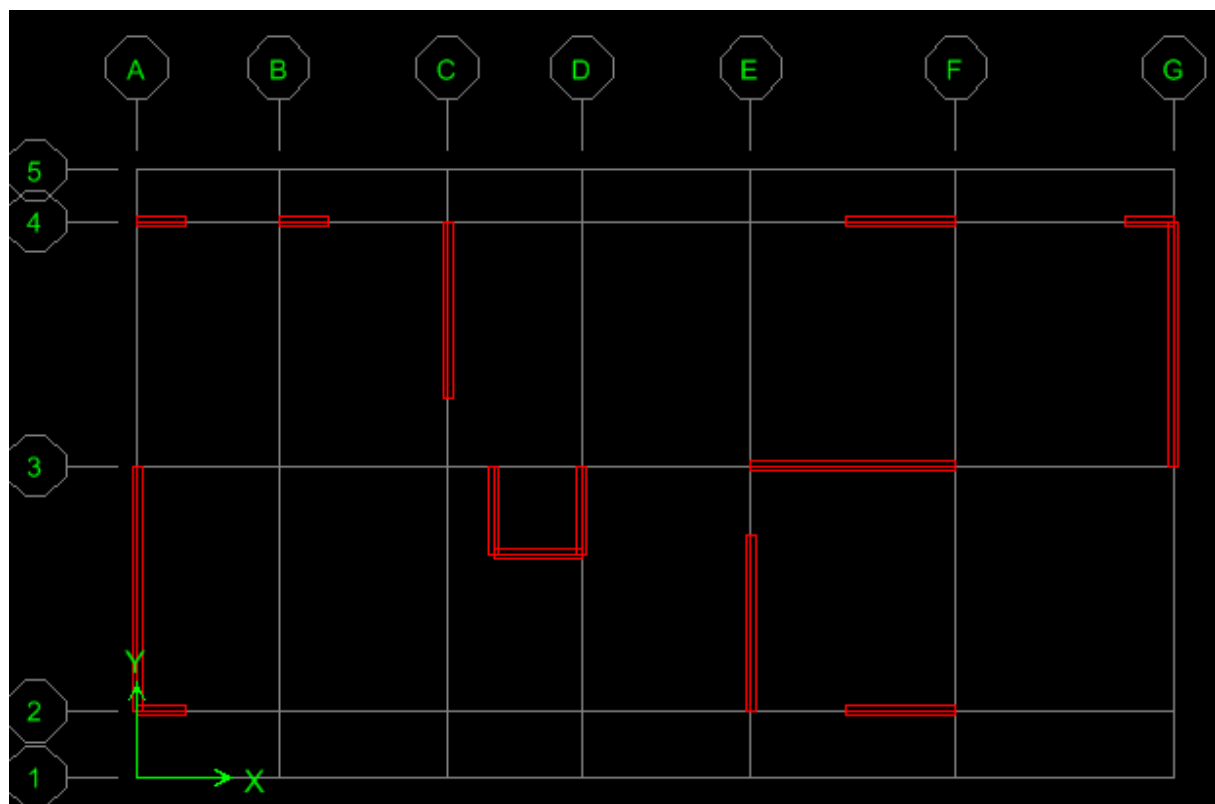


Figure VI.11: La disposition des voiles.

VI-3-1. Exposé de la méthode :

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.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- L : longueur du voile.
- L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

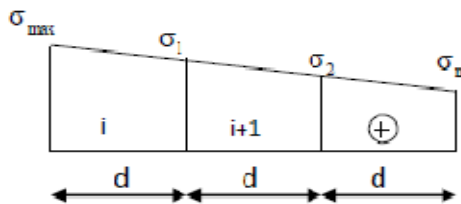
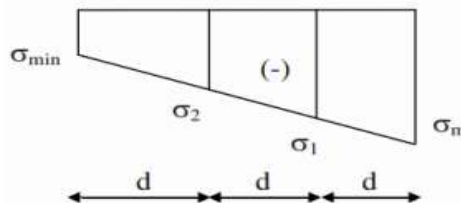
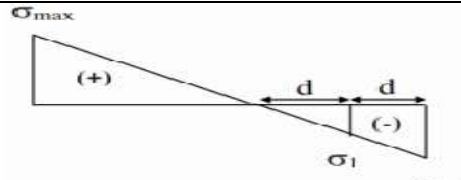
VI-3-2. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau VI.19 : Tableau des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

VI-3-3 Détermination des armatures :**a. Armatures verticales :****Tableau VI-20:** Tableau des armatures verticales.

	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

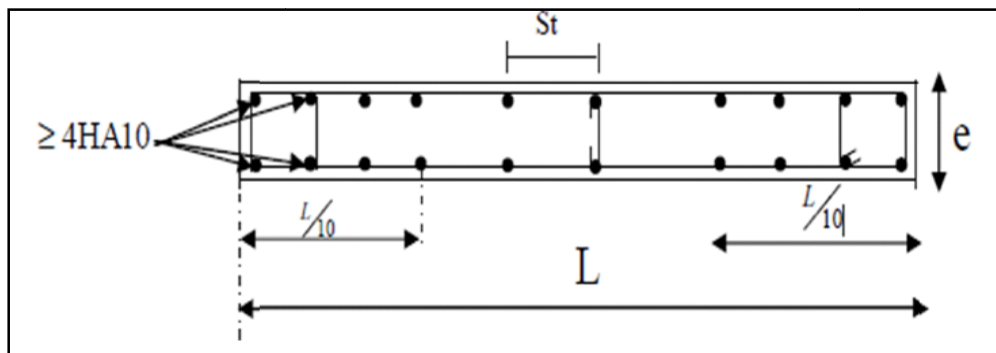


Figure VI.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

- **Armatures minimales:**

• **Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :**

▪ $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

▪ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$

Avec :

B : section du béton comprimée.

• **Traction simple(Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):**

▪ $A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$

Avec :

B : section du béton tendue $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

▪ $A_{min} \geq 0.2\%B$

- Armatures horizontales:

- D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : Section des armatures verticales.

- D'après le RPA :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . (Art 7.7.4.2 RPA99/2003).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
 - A_V et $A_H > 0,15\%B$ Globalement dans la section du voile.
 - A_V et $A_H > 0,10\%B$ en zone courante.

Avec :

B: section du béton.

- **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a & \text{Avec : } a=15\text{cm : épaisseur du voile.} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{22,5 \text{ cm}, 30\text{cm}\} S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\phi \leq 0,1a = 0,1 \times 150 = 15\text{mm.}$$

-Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

-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 :

$$V = 1,4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

2.5- Les vérifications:

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**
- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$V = 1,4 T$$

T: 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-3-4 Calcul de ferraillage :**-Exemple de calcul:**

Soit à calculer le ferraillage du voile VL1 de la zone I :

$$L = 1 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 5128 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -8775,2 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

- Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{5128}{5128 + 8775,2} \times 1$$

$$\text{Donc : } L_c = 0,369 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 0,631 \text{ m}$$

- Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{3,06}{2}; \frac{2}{3} \times 0,369\right) = 0,25 \text{ m}$$

- bande 1 de longueur d1= 0,25 m (bande extrême)
- bande 2 de longueur d2=Lt-d1= 0.381 m (bande centrale)

➤ Calcul de la section d'acier

- Bande 1 :

$$\sigma_{\max} = 5128 \text{ KN/m}^2$$

$$d_1 = 0,25 \text{ m et } e = 0,2 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(0,631 - 0,25)5128}{0,631} = 3096,30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 3096,30 \text{ KN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à: $N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$

$$N_1 = \frac{5128 + 3096,30}{2} \times 0,25 \times 0,20$$

$$N_1 = 205,60 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{205,60 \times 10}{384} = 5,90 \text{ cm}^2$$

Donc : **$A_{v1} = 5,90 \text{ cm}^2$**

- Bande 2 :

$$\sigma_1 = 3096,30 \text{ KN/m}^2$$

$$d_2 = 0,381 \text{ m et } e = 0,20 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = 117,96 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{117,96 \times 10}{384} = 3,07 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal par bande tendue:

Le pourcentage minimal exigé par le RPA pour chaque bande tendue est de 0,2, Par conséquent chaque maille (d) devrait être ferraillée avec une section d'armature supérieur à

$$A_{\min} \geq \max \left(0,20 \% B ; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

Tel que $B = d \times e$

$$B_1 = d_1 \times e = 500 \text{ cm} \rightarrow A_{\min} = \max (1 ; 2,62) ; A_{\min} = 2,62 \text{ cm}$$

$$B_2 = d_2 \times e = 762 \text{ cm} \rightarrow A_{\min} = \max(1,52 ; 4,00) ; A_{\min} = 4,00 \text{ cm}$$

➤ Armature de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4 \text{ V}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 320,70 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 12,34 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée

➤ Armature total :

- Bande 1 : $A_{\text{totl}} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,98 \text{ cm}^2$ **On adopte : 2x3HA14=9,24 cm² avec espacement de 10cm**
- Bande 2 : $A_{\text{totl}} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6,16 \text{ cm}^2$ **On adopte : 2x3HA14=9,24 cm² avec espacement de 15cm**

VI-3-5 Vérifications à L'ELU:

Armatures horizontales :

$$A_H = \max(A_v/4 ; 0,15\% B) \rightarrow A_H = \max(4,62 ; 0,03)$$

$$A_H = 4,62 \text{ cm}$$

On adopte: AH= 4 HA14 = 6,16 cm²

➤ Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

✓ On adopte 4HA8 (2,01 cm²) par m²

➤ Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

VI-3-6 Vérification à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{320,7 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 970} = 1,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

- RPA 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 320,7 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 970} = 2,57 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ Vérification de la contrainte du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2210,8 \times 10^3}{200 \times 970 + 15 \times 18,48 \times 10^2} = 9,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9,97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

VII-4 Les résultats de calcul se résument dans les tableaux

➤ **Ferrailage des Voiles longitudinaux VL1 et VL2 et VL3 et VL4 :****Tableau VI.21:** Ferrailage des Voiles longitudinaux (VL1 , VL2 , VL3 , VL4) :

	ZONE		I	II	III
Caractéristique géométrique	L		1	1	1
	E		0,2	0,2	0,2
	B		0,2	0,2	0,2
	Hp		0,4	0,4	0,4
	H		3,06	3,06	3,06
	I		0,0167	0,0167	0,0167
	He		2,66	2,66	2,66
	V = L/2		0,5	0,5	0,5
Sollicitations	NS		2210,8	1687,5	764,5
	T		320,7	287,2	205
	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		5128	1717,7	3185,1
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-8775,2	-5363	-4270,2
	Nature		SPC	SPC	SPC
	Lc [cm]		0,369	0,243	0,427
	Lt[cm]		0,631	0,757	0,573
	d1[cm]		0,25	0,26	0,25
	d2[cm]		0,381	0,496	0,318
	σ_1 [Kn/m ²]		3096,30	1350,929	1601,277
	N1 [Kn]		205,60	49,628	136,324
	N2[Kn]		117,96	80,473	46,110
Ferrailage	AV1[cm ²]		5,9	1,426	3,917
	AV2[cm ²]		3,07	2,312	1,325
	A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		2,62	1,698	2,991
	A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		4,00	6,005	3,024
	Avj [cm ²]		12,34	11,057	7,893
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]		8,98	4,190	5,890
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]		6,16	5,077	3,298
	Av1 adopté [cm ²]		9,24	6,79	6,79
	Av2 adopté [cm ²]		9,24	6,79	6,79
	Choix par bande	bande 1	2 X 3HA14	2 X 3HA12	2 X 3HA12
		bande 2	2 X 3HA14	2 X 3HA12	2 X 3HA12
	Espacement	bande 1	9	9	9
		bande 2	13	17	11
	AH /nappe [cm ²]		4,62	3,08	3,08
	AH adopté (cm2)		6,16	6,16	6,16
	choix de la section		4 HA14	4 HA14	4HA14
	Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²		
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ_b	5,57	2,234	1,594
	3,26 Mpa	τ_u	1,83	1,596	1,139
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	9,97	7,724	3,499

➤ **Ferrailage des Voiles longitudinaux VL5 et VL7:****Tableau VI.22:** Ferrailage des Voiles longitudinaux (VL5 , VL7) :

	ZONE	I	II	III
Caractéristique géométrique	L	2,25	2,25	2,25
	e	0,2	0,2	0,2
	B	0,45	0,45	0,45
	Hp	0,4	0,4	0,4
	h	3,06	3,06	3,06
	l	0,1898	0,1898	0,1898
	he	2,66	2,66	2,66
	V = L/2	1,125	1,125	1,125
Sollicitations	NS	3598,3	2791,2	1244
	T	536,2	350,8	211,2
	σ_{max} [KN/m ²]	2920,6	1352,2	1325,6
	σ_{min} [KN/m ²]	-9377,8	-6538,9	-2430,5
	nature	SPC	SPC	SPC
	Lc [cm]	0,534	0,386	0,794
	Lt[cm]	1,716	1,864	1,456
	d1[cm]	0,36	0,36	0,53
	d2[cm]	1,359	1,507	0,927
	σ_1 [Kn/m ²]	2314,210	1165,783	843,610
	N1 [Kn]	186,473	64,721	114,833
	N2[Kn]	314,607	187,389	78,165
Ferrailage	AV1[cm ²]	5,358	1,860	3,300
	AV2[cm ²]	9,040	5,385	2,246
	A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)	3,740	2,699	5,558
	A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)	14,274	15,22	9,729
	Avj [cm ²]	20,644	13,506	8,131
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]	10,519	5,236	5,333
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]	14,201	8,761	4,279
	Av1 adopté [cm ²]	12,32	12,32	9,05
	Av2 adopté [cm ²]	15,83	15,83	11,00
	Choix par bande 1	2 X 4HA14	2 X 4HA14	2 X 4HA12
	bande bande 2	2 X 7HA12	2 X 7HA12	2 X 7HA10
	Espacement	bande 1	9l	13
		bande 2	20	15
	AH /nappe [cm ²]	7,03	7,03	5,01
	AH adopté (cm2)	7,70	7,70	7,70
	choix de la section	5 HA14	5 HA14	5HA14
	Armatures transversales	4 épingles HA8 /m ²		
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ_b	1,854	1,213
	2,26 Mpa	τ_u	1,324	0,866
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	7,222	5,602

➤ **Ferrailage de Voiles longitudinal VL6:****Tableau VI.23:** Ferrailage de Voile longitudinal VL6 :

	ZONE		I	II	III
Caractéristique géométrique	L		4,2	4,2	4,2
	e		0,2	0,2	0,2
	B		0,84	0,84	0,84
	Hp		0,4	0,4	0,4
	h		3,06	3,06	3,06
	l		1,2348	1,2348	1,2348
	he		2,66	2,66	2,66
	V = L/2		2,1	2,1	2,1
sollicitations	NS		3756,2	2744,7	1218,3
	T		1053,4	719,6	348,4
	σ_{max} [KN/m ²]		3843,9	2833,9	3412
	σ_{min} [KN/m ²]		-12314,9	-6391	-5858
	nature		SPC	SPC	SPC
	Lc [cm]		0,999	1,290	1,546
	Lt[cm]		3,201	2,910	2,654
	d1[cm]		0,67	0,86	0.619
	d2[cm]		2,535	2,050	2.035
	σ_1 [Kn/m ²]		3044,025	1996,161	2087,117
	N1 [Kn]		458,785	415,464	566,735
	N2[Kn]		771,606	409,131	338,847
Ferrailage	AV1[cm ²]		13,183	11,939	16,285
	AV2[cm ²]		22,173	11,757	9,737
	A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		6,994	9,032	10,821
	A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		26,616	21,521	17,047
	Avj [cm ²]		40,556	27,705	13,413
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]		23,322	18,165	17,53
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]		32,112	18,683	13,090
	Av1 adopté [cm ²]		24,13	18,47	18,47
	Av2 adopté [cm ²]		33,87	24,88	17,28
	Choix par	bande 1	2 X 6HA16	2 X 6HA14	2 X 6HA14
	bande	bande 2	2 X 11HA14	2 X 11HA12	2 X 11HA10
	Espacement	bande 1	11	15	11
		bande 2	23	19	19
	AH /nappe [cm ²]		14,50	10,83	8,93
	AH adopté (cm2)		16,08	16,08	16,08
	choix de la section		8 HA16	8 HA16	8 HA16
	Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²		
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ_b	1,951	1,333	0,645
	2,26 Mpa	τ_u	1,393	0,952	0,461
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	4,063	3,008	1,335

➤ **Ferrailage de Voiles longitudinal VL8:****Tableau VI.24:** Ferrailage de Voile longitudinal VL8 :

	ZONE		I	II	III
Caractéristique géométrique	L		1,8	1,8	1,8
	e		0,2	0,2	0,2
	B		0,36	0,36	0,36
	Hp		0,4	0,4	0,4
	h		3,06	3,06	3,06
	l		0,0972	0,0972	0,0972
	he		2,66	2,66	2,66
	V = L/2		0,9	0,9	0,9
Sollicitations	NS		3053,5	2293,9	1057
	T		305,8	240,8	133
	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		3116,9	3251,6	3988,6
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-6658	-6116	-6166
	nature		SPC	SPC	SPC
	Lc [cm]		0,574	0,625	0,707
	Lt[cm]		1,226	1,175	1,093
	d1[cm]		0,38	0,42	0,45
	d2[cm]		0,843	0,759	0,632
	σ_1 [Kn/m ²]		2144,129	2099,114	2268,530
	N1 [Kn]		201,309	222,875	294,927
	N2[Kn]		180,835	159,253	141,020
Ferrailage	AV1[cm ²]		5,785	6,404	8,475
	AV2[cm ²]		5,196	4,576	4,052
	A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		4,018	4,374	4,949
	A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		8,856	7,966	6,527
	Avj [cm ²]		11,773	9,271	5,121
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]		8,728	8,722	9,154
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]		8,140	6,894	5,332
	Av1 adopté [cm ²]		9,24	9,24	9,24
	Av2 adopté [cm ²]		9,05	9,05	9,05
	Choix par bande	bande 1	2 X 3HA14	2 X 3HA14	2 X 3HA14
		bande 2	2 X 4HA12	2 X 4HA12	2 X 4HA12
	Espacement	bande 1	13	14	15
		bande 2	22	19	16
	AH /nappe [cm ²]		4,57	4,57	4,57
	AH adopté (cm2)		6,16	6,16	6,16
	choix de la section		4 HA14	4 HA14	4HA14
	Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²		
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ_b	1,321	1,040	0,575
	2,26 Mpa	τ_u	0,944	0,743	0,410
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	7,707	5,790	2,668

➤ **Ferrailage des Voiles transversaux VT2 et VT3 :****Tableau VI.25 :** Ferrailage des voiles transversaux (VT2 ; VT3)

	ZONE		I	II	III
Caractéristique géométrique	L		3,6	3,6	3,6
	e		0,2	0,2	0,2
	B		0,72	0,72	0,72
	Hp		0,4	0,4	0,4
	h		3,06	3,06	3,06
	l		0,7776	0,7776	0,7776
	he		2,66	2,66	2,66
	V = L/2		1,8	1,8	1,8
Sollicitations	NS		4660,2	3504,6	1588,2
	T		692,5	602,4	440,8
	σ_{max} [KN/m ²]		2526,2	2300,2	3430,5
	σ_{min} [KN/m ²]		-8082,1	-6312,6	-5353
	nature		SPC	SPC	SPC
	Lc [cm]		0,857	0,961	1,406
	Lt[cm]		2,743	2,639	2,194
	d1[cm]		0,57	0,64	0,54
	d2[cm]		2,171	1,998	1,654
	σ_1 [KN/m ²]		1999,795	1741,432	1964,863
	N1 [Kn]		258,671	259,053	505,734
	N2[Kn]		434,194	347,867	246,910
Ferrailage	AV1[cm ²]		7,433	7,444	10,521
	AV2[cm ²]		12,477	9,996	7,095
	A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		6,001	6,730	9,842
	A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		22,798	20,975	13,195
	Avj [cm ²]		26,661	23,192	12,264
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]		14,098	13,242	13,587
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]		19,142	15,794	11,338
	Av1 adopté [cm ²]		15,39	15,39	15,39
	Av2 adopté [cm ²]		24,88	24,88	17,28
	Choix par bande	bande 1	2 X 5HA14	2 X 5HA14	2 X 5HA14
		bande 2	2 X 11HA12	2 X 11HA12	2 X 11HA10
	Espacement	bande 1	12	13	11
		bande 2	20	20	16
	AH /nappe [cm ²]		10,06	10,06	8,16
	AH adopté (cm2)		10,78	10,78	9,24
	choix de la section		7 HA14	7 HA14	6HA14
	Armatures transversales		4 épingles HA8 /m ²		
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ_b	1,496	1,301	0,952
	2,26 Mpa	τ_u	1,069	0,930	0,680
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	5,926	4,457	2,020

➤ **Ferrailage des Voiles transversaux VT1 et VT4 :****Tableau VI.26 :** Ferrailage des voiles transversaux (VT1 ; VT4)

	ZONE		I	II	III
Caractéristique géométrique	L		5	5	5
	e		0,2	0,2	0,2
	B		1	1	1
	Hp		0,4	0,4	0,4
	h		3,06	3,06	3,06
	l		2,0833	2,0833	2,0833
	he		2,66	2,66	2,66
	V = L/2		2,5	2,5	2,5
Sollicitations	NS		5101,5	3846,3	1712,1
	T		1465,8	1148,1	507,7
	σ_{max} [KN/m ²]		5883	3364,1	5123,7
	σ_{min} [KN/m ²]		-10849,5	-6434,8	-5819,8
	nature		SPC	SPC	SPC
	Lc [cm]		1,758	1,717	2,341
	Lt[cm]		3,242	3,283	2,659
	d1[cm]		1,17	1,14	1,21
	d2[cm]		2,070	2,139	1,449
	σ_1 [Kn/m ²]		3756,347	2191,604	2560,907
	N1 [Kn]		1129,703	635,784	1022,053
	N2[Kn]		777,591	468,795	340,350
Ferrailage	AV1[cm ²]		32,463	18,270	25,369
	AV2[cm ²]		22,345	13,471	9,780
	A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		12,306	12,016	13,965
	A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)		21,736	22,460	13,955
	Avj [cm ²]		56,433	44,202	24,224
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]		46,571	29,320	31,425
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]		36,453	24,02	14,667
	Av1 adopté [cm ²]		48,25	36,95	36,95
	Av2 adopté [cm ²]		36,95	27,14	18,85
	Choix par bande	bande 1	2 X 12HA16	2 X 12HA14	2 X 12HA14
		bande 2	2 X 12HA14	2 X 12HA12	2 X 12HA10
	Espacement	bande 1	10	10	10
		bande 2	18	18	13
	AH /nappe [cm ²]		21,30	13,52	13,95
	AH adopté (cm2)		22,12	16,08	16,08
	choix de la section		11 HA16	8 HA16	8 HA16
	Armature transversales		4 épingles HA8 /m ²		
vérifications des contraintes	$\tau_b = 5$ MPA	τ_b	2,280	1,786	0,790
	2,26 Mpa	τ_u	1,629	1,276	0,564
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	4,507	3,520	1,567

Ferrailage des Voiles transversaux VT5 et VT6 :**Tableau VI.27 :** Ferrailage des voiles transversaux (VT5 ; VT6)

	ZONE	I	II	III
Caractéristique géométrique	L	1,8	1,8	1,8
	e	0,2	0,2	0,2
	B	0,36	0,36	0,36
	Hp	0,4	0,4	0,4
	h	3,06	3,06	3,06
	l	0,0972	0,0972	0,0972
	he	2,66	2,66	2,66
	V = L/2	0,9	0,9	0,9
Sollicitations	NS	3053,5	2293,9	1057
	T	305,8	240,8	133
	σ_{max} [KN/m ²]	3116,9	3251,6	3988,6
	σ_{min} [KN/m ²]	-6658	-6116	-6166
	nature	SPC	SPC	SPC
	Lc [cm]	0,574	0,625	0,707
	Lt[cm]	1,226	1,175	1,093
	d1[cm]	0,38	0,42	0,45
	d2[cm]	0,843	0,759	0,632
	σ_1 [KN/m ²]	2144,129	2099,114	2268,530
	N1 [Kn]	201,309	222,875	294,927
	N2[Kn]	180,835	159,253	141,020
Ferrailage	AV1[cm ²]	5,785	6,404	8,475
	AV2[cm ²]	5,196	4,576	4,052
	A1min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)	4,018	4,374	4,949
	A2min=max(0.2%B;Bft ₂₈ /400)	8,856	7,966	6,527
	Avj [cm ²]	11,773	9,271	5,121
	A1=Av1+Avj/4 [cm ² /bande]	8,728	8,722	9,154
	A2=Av2+Avj/4 [cm ² /bande]	8,140	6,894	5,332
	Av1 adopté [cm ²]	9,24	9,24	9,24
	Av2 adopté [cm ²]	9,05	9,05	9,05
	Choix par bande	bande 1	2 X 3HA14	2 X 3HA14
		bande 2	2 X 4HA12	2 X 4HA12
	Espacement	bande 1	13	15
		bande 2	22	16
	AH /nappe [cm ²]	4,57	4,57	4,57
	AH adopté (cm2)	6,16	6,16	6,16
	choix de la section	4 HA14	4 HA14	4HA14
	Armatures transversales	4 épingles HA8 /m ²		
vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ_b	1,321	0,575
	2,26 Mpa	τ_u	0,944	0,410
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	7,707	2,668

VII-1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charges et surcharges verticales centrées ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VII-2 Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que les caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; l'économie.

VII-3-1 Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \text{ max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

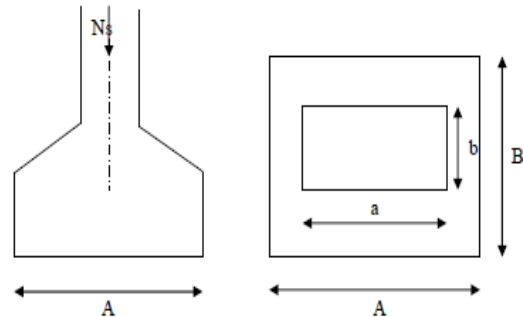
$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1483,3 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1438,8}{200}} = 7,19 \text{ m donc } A = B = 7,19 \text{ m.}$$



Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors on a opté pour des semelles filantes.

VII-3-2 Semelles filantes :

VII-3-2.1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \frac{N_s}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol}$$

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times l}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	N _s	L(m)	B(m)	S=B.L
Vl ₁	270,1	1	1,3505	1,3505
Vl ₂	363,2	1	1,816	1,816
Vl ₃	263,8	1	1,319	1,319
Vl ₄	205,2	1	1,026	1,026
Vl ₅	976,9	1,80	2,713	4,883
Vl ₆	904,6	2,25	2,0102222	4,523
Vl ₇	894,8	2,25	1,9884444	4,474
Vl ₈	2639,3	4,2	3,1420238	13,1965
			ΣS	32,58

Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
Vt ₁	1527,2	5	1,5272	7,636
Vt ₂	1913,1	5	1,9131	9,5655
Vt ₃	1158,2	3,6	1,6086111	5,791
Vt ₄	1378,1	3,6	1,9140278	6,8905
Vt ₄	976,9	1,80	2,713	4,884
Vt ₄	1070,90	1,80	2,974	5,354
			ΣS	40,12

La surface totale des semelles filantes sous voiles $S_t = 32,58 + 40,12 = 72,70 \text{ m}^2$.

VII-3-2 -2 Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Étape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique transversale . Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	$N_s(t)$	$M_s(t/m)$	$e_i (m)$	$N_s \cdot e_i (t.m)$
1	1769,8	21,85	5	8849
2	2933,2	-0,8	0	0
3	1751	-23,61	-5	-8755
Total	6454	2,264		94

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{94 + 2,264}{6454} = 0,0149 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0,0149 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{6454}{10} \left(1 - \frac{6.0,0149}{10} \right) = 639,70 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{6454}{10} \left(1 + \frac{6.0,0149}{10} \right) = 651,16 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{6454}{10} \left(1 + \frac{3.0,0149}{10} \right) = 648,28 \text{ KN/m.}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{648,28}{200} = 3,241 \text{ m.}$$

On prend $B = 3,25 \text{ m}$.

On aura donc, $S_p = (3,25.10.3) = 97,5 \text{ m}^2$.

$$S_v = 72,7 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 97,5 + 72,7 = 170,2 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est : $21,60 \times 10 = 216$

$$\frac{170,2}{216} = 78,79\%$$

Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles ; occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII-4 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VII-4-1 Pré dimensionnement du radier :**a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} ; h : \text{épaisseur du radier.}$$

$L_{\max}$: distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 5\text{m} \rightarrow 62,50 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 100 \text{ cm.}$$

c) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86 \text{ MPa}$.

$L_{\max}$: Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5\right)^4 \frac{3 \cdot 40}{10818,86}} = 1,04 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **$h=110\text{cm}$**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de 25cm.}$$

$$h_d > \frac{500}{20} = 0,25\text{m Soit } h_d = 40\text{cm.}$$

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm Soit } h_n = 100\text{cm.}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } b_n = 55 \text{ cm.}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{500}{50} \leq h_t \leq \frac{500}{40} \rightarrow 10\text{cm} \leq h_t \leq 12,50 \text{ cm soit } h_t = 12\text{cm.}$$

.

Remarque :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $h_d = 40 \text{ cm.}$

- La nervure : $h_n = 110 \text{ cm.}$

$$b_n = 55 \text{ cm.}$$

- La dalle flottante : $h_t = 12 \text{ cm.}$

VII-4-2 détermination des sollicitations :

Charge du bâtiment $G_{\text{bat}} = 32239,60 \text{ KN.}$

Charge d'exploitation $Q = 6643,30 \text{ KN.}$

Combinaison d'actions :

A l'ELU: $N_u = 1,35. G + 1,5. Q = 53488,41 \text{ KN.}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 38882,9 \text{ KN.}$

VII-4-3 Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{53488,41}{1,33 \cdot 200} = 201,08 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{38882,9}{200} = 194,41 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{bat}} > \max (S_1, S_2)$$

$$S_{\text{bat}} = 216 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 201,08 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Étant donné que la surface du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm}.$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 55 \text{ cm}$.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 216 + 35,53 = 251,53 \text{ m}^2.$$

$$\text{Sachant que } S_{\text{déb}} = (l_x + l_y) \times 2 \times l_{\text{déb}} + 4(l_{\text{déb}})^2 = (21,2 + 10) \times 2 \times 0,55 + 4 \times 0,55^2 = 35,53 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = 251,53 \text{ m}^2$.

VII-4-4 Détermination des efforts à la base du radier :

- **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

- **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0,4 \times 251,53 = 2515,3 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures**

$$\text{Poids des nervures} = \{b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b$$

$$= 0,55 \times (1,1 - 0,4) \times (21,2 \times 6 + 10 \times 2) \times 25 = 1416,8 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$P_{TVO} = (251,53 - 80,96) \times (1,1 - 0,4) \times 25 = 2984,97 \text{ KN}$$

$$\text{Sachant que : } S_{\text{ner}} = b.l_x.n + b.l_y.m = 0,55 \times 21,2 \times 6 + 0,55 \times 10 \times 2 = 80,96 \text{ m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$\text{Poids de la dalle flottante} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = 251,53 \times 0,1 \times 25 = 628,825 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 2515,3 + 1416,8 + 2984,97 + 628,825 = 7545,89 \text{ KN}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 7545,89 + 32239,60 = 39785,49 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 6643,30 + (4 \times 251,53) = 7649,42 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'actions :**

$$\text{- A l'état limite ultime : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 65184,54 \text{ KN}$$

$$\text{- A l'état ultime de service : } N_s = G + Q = 47434,91 \text{ KN.}$$

VII-4-5 Vérification :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,25 \text{ MPa.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{65184,54 \cdot 1}{251,53} \cdot \frac{5}{2} = 647,88 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{647,88 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,36} = 1,79 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{21,2}{2} = 10,6 \text{ m} ; Y_G = \frac{10}{2} = 5 \text{ m.}$$

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 7940,106 \text{ m}^4 ; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 1766,66 \text{ m}^4$$

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) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que V c'est la distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

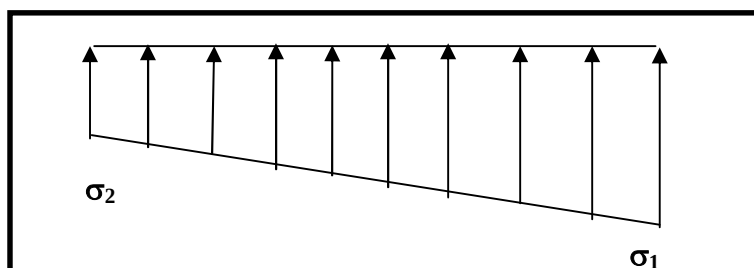


Figure VII.1 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u = 65184,54 \text{ KN}$; $N_s = 47434,93 \text{ KN}$

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$M_x = 2014,86 + (2111,60 \times 1,1) = 4337,62 \text{ kN.m}$

$M_y = 1852,25 + (2251,70 \times 1,1) = 4329,12 \text{ kN}$.

➤ **Sens longitudinal :**

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{65184,54}{251,53} + \frac{4337,62}{7940,106} \times 10,6 = 264,94 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{65184,54}{251,53} - \frac{4337,62}{7940,106} \times 10,6 = 253,36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 264,94 + 253,36}{4} = 264,35 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol}$$

➡ **(Condition vérifiée)**

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{47434,91}{251,53} + \frac{4337,62}{7940,106} \times 10,6 = 194,37 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{47434,91}{251,53} - \frac{4337,62}{7940,106} \times 10,6 = 182,97 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 194,37 + 182,97}{4} = 191,52 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➡ **(Condition vérifiée)**

➤ **Sens transversal :**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{65184,54}{251,53} + \frac{4329,12}{1766,66} \times 5 = 271,56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{65184,54}{251,53} - \frac{4329,12}{1766,66} \times 5 = 246,9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 271,56 + 246,9}{4} = 265,39 \text{ KN / m}^2 & ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN / m}^2 \\ \sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \end{cases}$$

➡ **Condition vérifiée.**

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{47434,91}{251,53} + \frac{4329,12}{1766,66} \times 5 = 200,83 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{47434,91}{251,53} - \frac{4329,12}{1766,66} \times 5 = 176,33 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 200,83 + 176,33}{4} = 194,70 \text{ KN / m}^2 & ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN / m}^2 \\ \sigma_m < \sigma_{sol} \end{cases}$$

➡ **Condition vérifiée.**

- **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

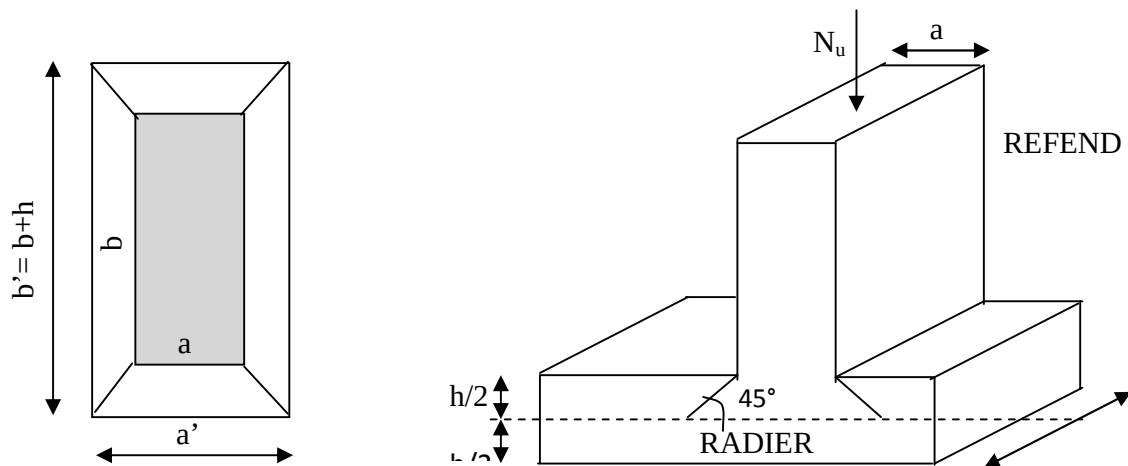


Figure VII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,45+0,45+2.1,10) = 6,20 \text{ m.}$$

$$N_u = 4035 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,20 \times 1,10 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5115 \text{ KN.}$$

- **Voile (pour une bande de 1m):**

$$\mu_c = 2.(a'+b') = 2(a+b+2.h) = 2(0,20+1+2.1,1) = 6,80 \text{ m.}$$

$$N_u = 2623,10 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,045 \times 6,80 \times 1,10 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5610 \text{ KN.}$$

VII-4-6 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires.

Panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas : Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$ le panneau travaille suivant les deux directions.

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; $L_x < L_y$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs pour le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 4,45 \text{ m} ; L_y = 5,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,45}{5,00} = 0,89$$

$$0,4 < \rho \leq 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux directions.}$$

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (265,39 - \frac{7545,89}{251,53}) \times 1\text{m} = 235,39 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (194,7 - \frac{7545,89}{251,53}) \times 1\text{m} = 164,70 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul à l'ELU :**

➤ Evaluation des moments M_x, M_y

$$\rho = 0,86 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0468 \\ \mu_y = 0,7569 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0468 \times 235,39 \times 4,45^2 = 218,14 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,7569 \times 218,14 = 165,11 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$.

a) Ferraillage aux appuis :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 218,14 \times 0,5 = 109,07 \text{ kN.m}$.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{109,07 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,056 < 0,392SSA$$

$\Rightarrow$ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,056 \quad \beta_u = 0,971$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{109,07 \times 10^3}{0,971 \times 37 \times 348} = 8,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{app} = 8,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **8HA12/ml = 9,05 cm²/ml**

Avec : **St = 13cm**

b) Ferraillage en travée:**➤ Sens xx**

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 218,14 \times 0,75 = 163,60 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{163,60 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,084 < 0,392SSA$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,084 \quad \beta_u = 0,956$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{163,60 \times 10^3}{0,956 \times 37 \times 348} = 13,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 13,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 9\text{HA}14/\text{ml} = 13,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } St = 12 \text{ cm}$$

➤ Sens yy

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 165,11 \times 0,75 = 123,83 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{123,83 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,063 < 0,392 \text{ SSA}$$

⇒ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,063 \quad \beta_u = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{123,83 \times 10^3}{0,968 \times 37 \times 348} = 9,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 9,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 9\text{HA}12\text{ml} = 10,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } St = 12 \text{ cm}$$

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

VII-4-7 Vérification à l'E.L.U :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.4 : vérification de la section minimale

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
appuis		9,05	4,46	Condition Vérifiée
				Condition Vérifiée
Travée	x-x	13,85	4,46	Condition Vérifiée
	y-y	10,18		Condition Vérifiée

- **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) :**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 45; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 45; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII-4-8 Calcul et vérification à l'E.L.S :

Evaluation des moments M_x , M_y

$$\rho = 0,86 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,832 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0539 \times 164,70 \times 4,45^2 = 175,79 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,832 \times 175,79 = 146,26 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Aux appuis**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 175,79 \times 0,5 = 87,89 \text{ kN.m.}$

- **En travée**

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 175,79 \times 0,75 = 131,84 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 146,26 \times 0,75 = 109,69 \text{ kN.m}$

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

- **Aux appuis** : $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 37} = 0,24 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,92131 \\ K1 = 48,29 \longrightarrow K = 0,020 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{87,89 \times 10^3}{0,921 \times 37 \times 9,05} = 284,98 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5,69 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

- **Dans le sens xx** : $A_s = 13,85 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 13,85}{100 \times 37} = 0,37 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,905 \\ K1 = 37,63 \longrightarrow K = 0,026 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{131,84 \times 10^3}{0,905 \times 37 \times 13,85} = 284,28 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 7,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens yy : $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 10,18}{100 \times 37} = 0,27 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0,917 \\ K1 = 45,74 \longrightarrow K = 0,021 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{109,69 \times 10^3}{0,917 \times 37 \times 10,18} = 317,57 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 6, \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

VII-5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

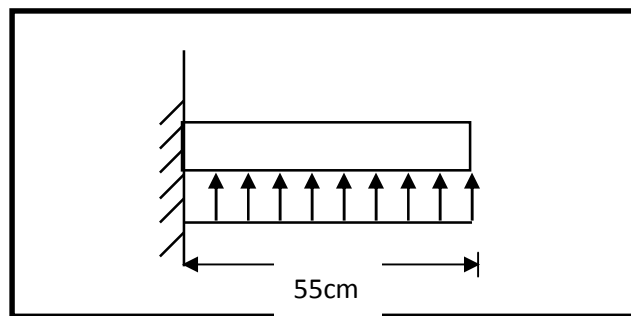


Figure VII.3 : Schéma statique du débord.

a) Sollicitations de calcul :

A l'ELU :

$$q_u = 235,39 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{235,39 \times 0,55^2}{2} = -35,60 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_s = 165,83 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{164,70 \times 0,55^2}{2} = -24,91 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :• **Armatures principales :**

$b=1\text{m} ; d=37\text{ cm} ; f_{bc}=14,2\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{35,60 \times 10^6}{1000 \times 370^2 \times 14,2} = 0,018 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{35,60 \times 1000}{0,991 \times 37 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII-5-1 Vérification à l'ELU:• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **17 cm**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

VII-5-2 Vérification à l'ELS ::• **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 37} = 0,183$$

$$\rho_1 = 0,183 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,931 ; K_1 = 57,46$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,0174$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{24,91 \times 10^6}{0,931 \times 370 \times 6,79 \times 10^2} = 106,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,0174 \times 106,50 = 1,85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 106,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII-6 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

• **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

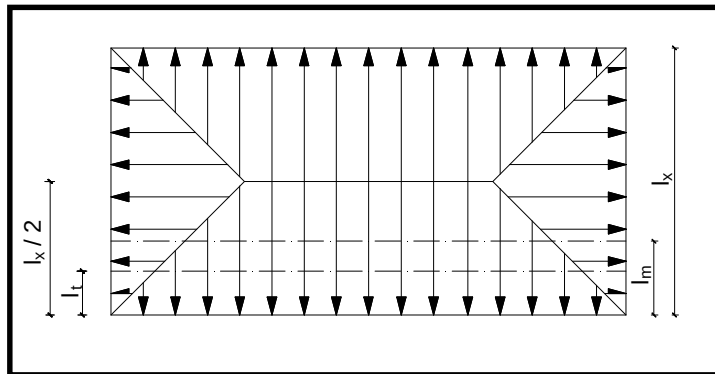


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale

- **Le Chargement simplifié**

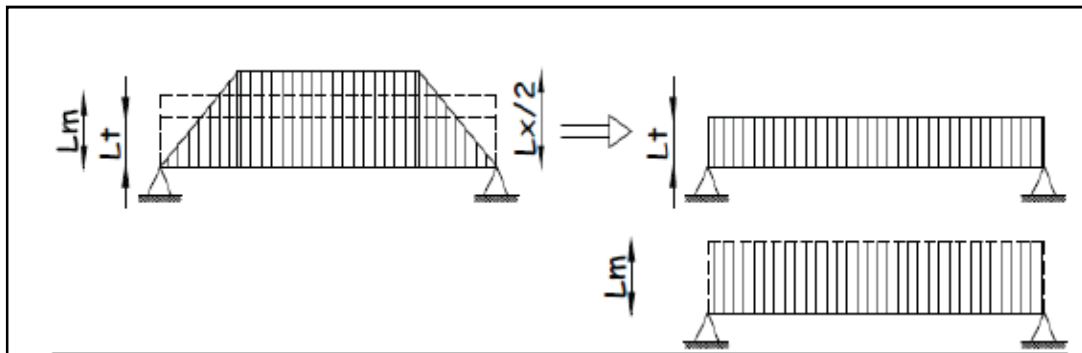


Figure VII.5 : Présentation du chargement simplifié.

- **Charge triangulaire :**

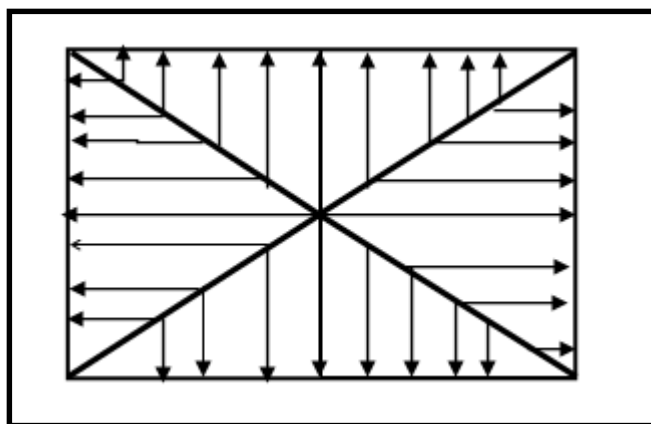


Figure VII.6: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

b) Charges à considérer :

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow Q_{um} = q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_{sm} = q_s \times l_m \end{array} \right\} Q_m$$

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow Q_{ut} = q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_{st} = q_s \times l_t \end{array} \right\} Q_t$$

c) Détermination des charges :

L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left(265,39 - \frac{7545,89}{251,53} - \frac{1416,8}{80,96} \right) = 218,50 \text{ KN/m}^2$$

L'ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_s = \left(194,7 - \frac{7545,89}{251,53} - \frac{1416,8}{80,96} \right) = 148,34 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale: Nervure (file B)

Tableau VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	2,9	5	0,58	trapezoidale	1,287	1,206	218,5	148,34	281,210	562,419	190,914	381,827	263,511	527,022	178,898	357,796
	2	2,9	5	0,58	trapezoidale	1,287	1,206	218,5	148,34	281,210		190,914		263,511		178,898	
b-c	1	3,45	5	0,69	trapezoidale	1,451	1,314	218,5	148,34	317,044	634,087	215,241	430,483	287,109	574,218	194,919	389,838
	2	3,45	5	0,69	trapezoidale	1,451	1,314	218,5	148,34	317,044		215,241		287,109		194,919	
C-D	1	2,75	5	0,55	trapezoidale	1,236	1,167	218,5	148,34	270,066	540,132	183,348	366,696	254,990	509,979	173,113	346,226
	2	2,75	5	0,55	trapezoidale	1,236	1,167	218,5	148,34	270,066		183,348		254,990		173,113	
D-E	1	3,45	5	0,69	trapezoidale	1,451	1,314	218,5	148,34	317,044	634,087	215,241	430,483	287,109	574,218	194,919	389,838
	2	3,45	5	0,69	trapezoidale	1,451	1,314	218,5	148,34	317,044		215,241		287,109		194,919	
E-F	1	4,2	5	0,84	trapezoidale	1,606	1,359	218,5	148,34	350,911	701,822	238,234	476,468	296,942	593,883	201,594	403,188
	2	4,2	5	0,84	trapezoidale	1,606	1,359	218,5	148,34	350,911		238,234		296,942		201,594	
F-G	1	4,45	5	0,89	trapezoidale	1,638	1,344	218,5	148,34	357,903	715,806	242,981	485,962	293,664	587,328	199,369	398,738
	2	4,45	5	0,89	trapezoidale	1,638	1,344	218,5	148,34	357,903		242,981		293,664		199,369	

Sens transversal : Nervure (file 6)

Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	Qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	4,45	5	0,89	trapézoïdale	1,638	1,344	218,5	148,34	357,903	818,948	242,98092	481,21496	293,664	590,6055	199,36896	400,96302
	2	4,2	5	0,84	trapézoïdale	1,606	1,359	218,5	148,34	405,435		238,23404		296,9415		201,59406	
b-c	1	4,45	5	0,89	trapézoïdale	1,638	1,344	218,5	148,34	413,513	818,948	242,98092	481,21496	293,664	590,6055	199,36896	400,96302
	2	4,2	5	0,84	trapézoïdale	1,606	1,359	218,5	148,34	405,435		238,23404		296,9415		201,59406	

- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :
- Sens longitudinale :

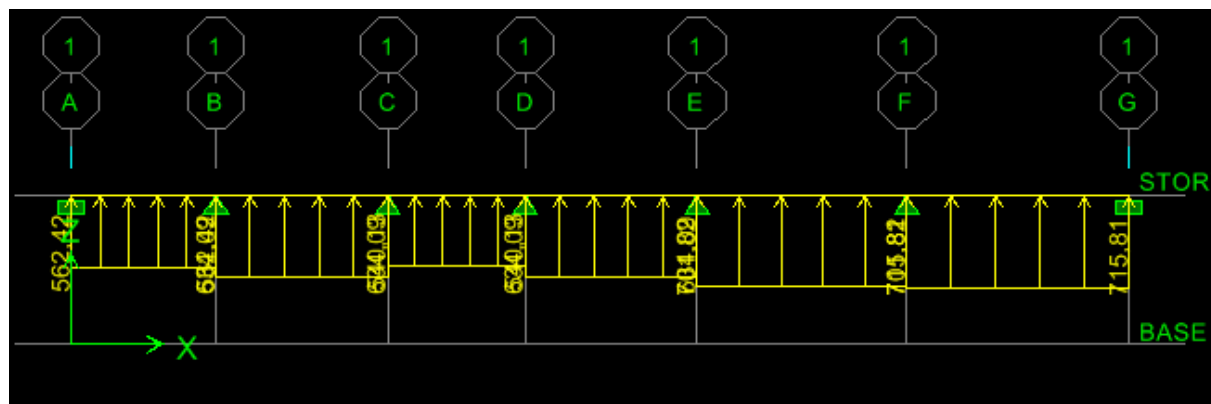


Figure VII.7 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissants).

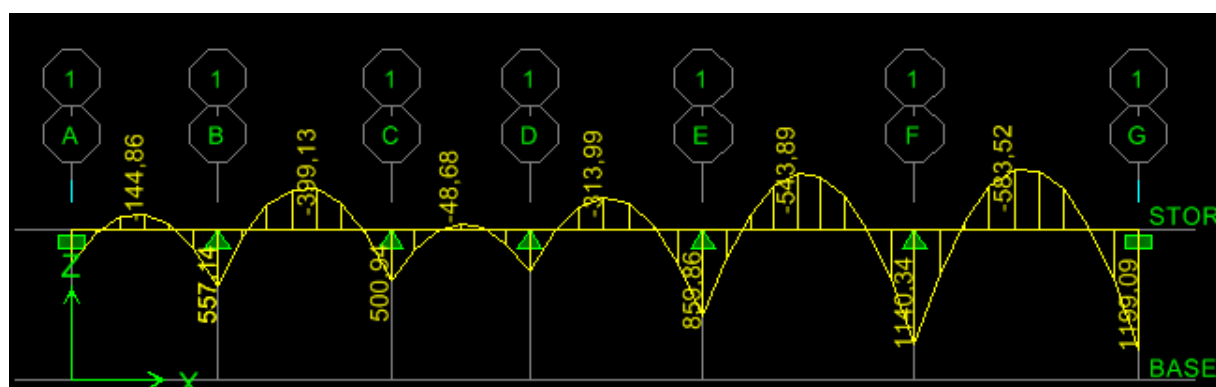


Figure VII.8: Diagramme des moments fléchissants à l'ELU (sens xx).

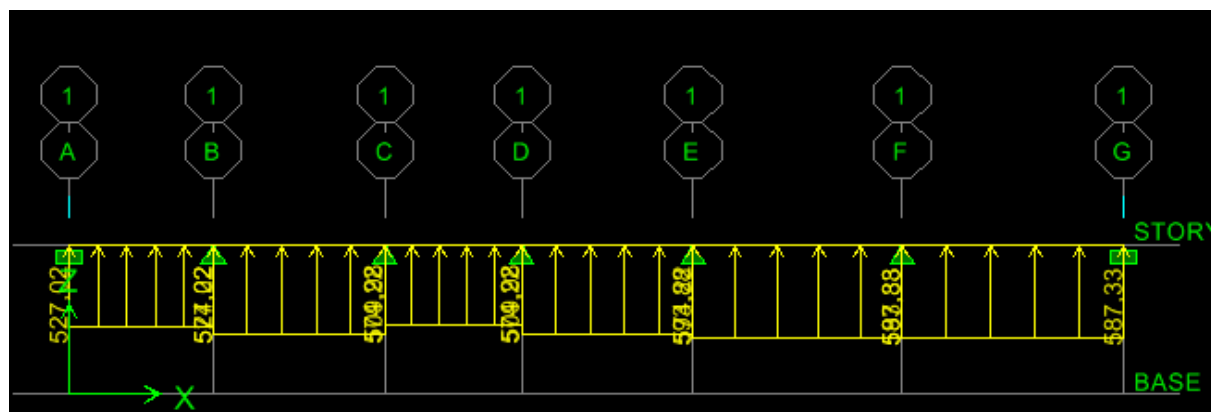


Figure VII.9 : Schéma statique de la nervure à l' ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

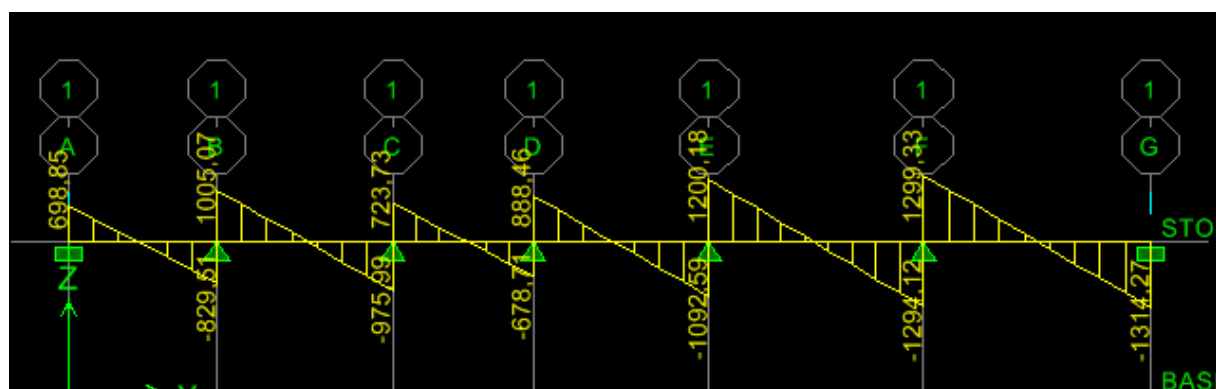


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens xx).

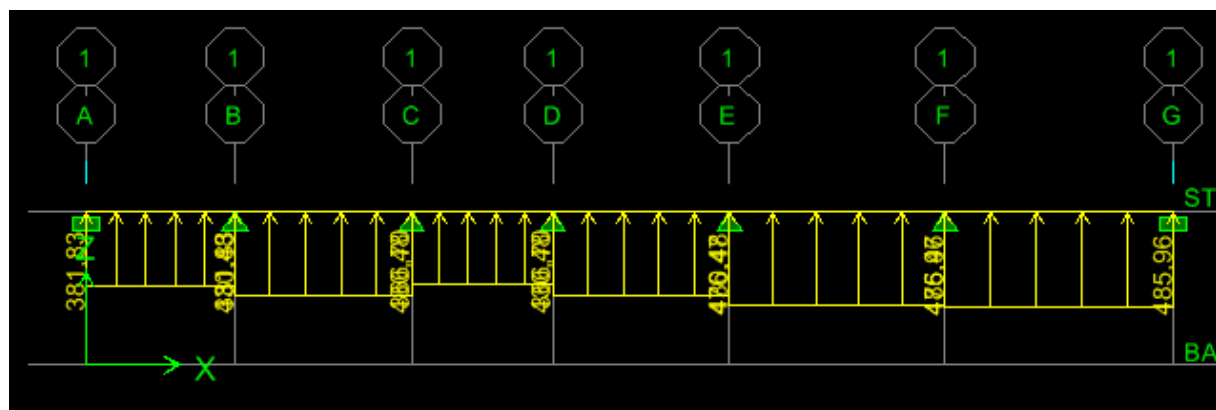
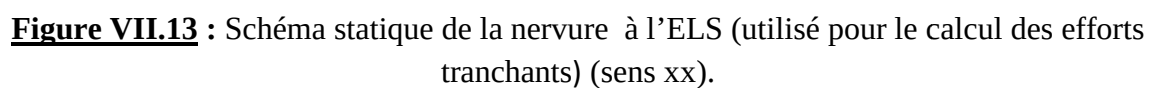
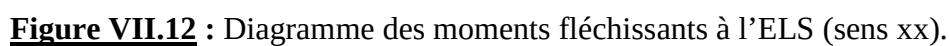


Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure à l' ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissants) (sens xx).



- Sens transversale :

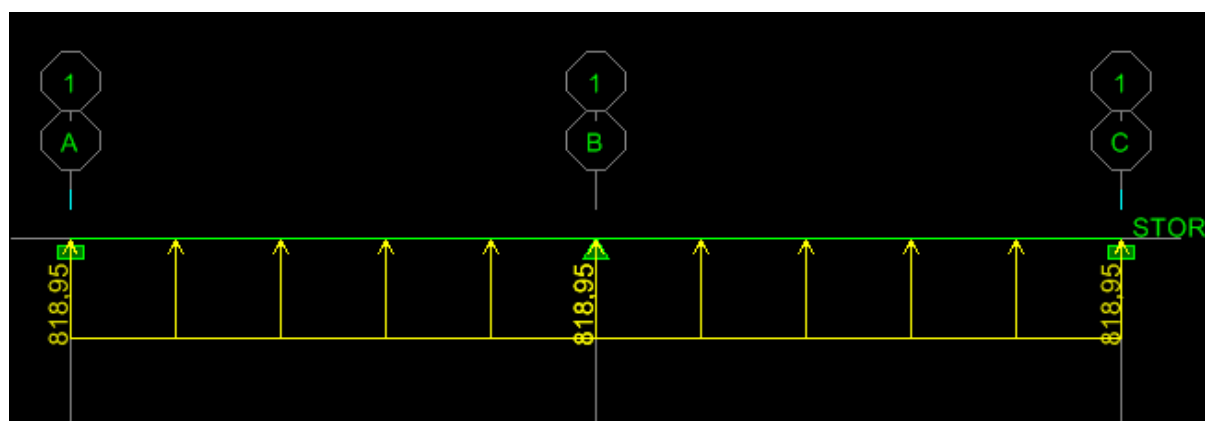


Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissants) (sens yy)

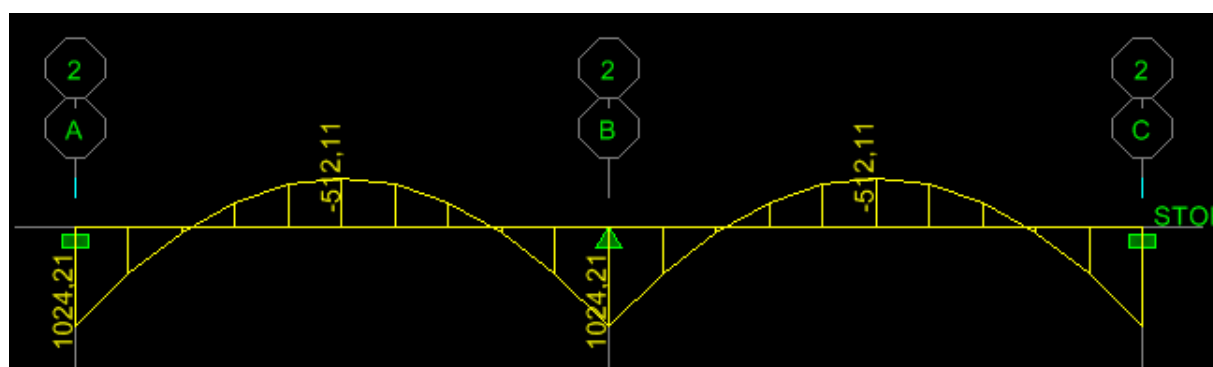


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU (sens yy).

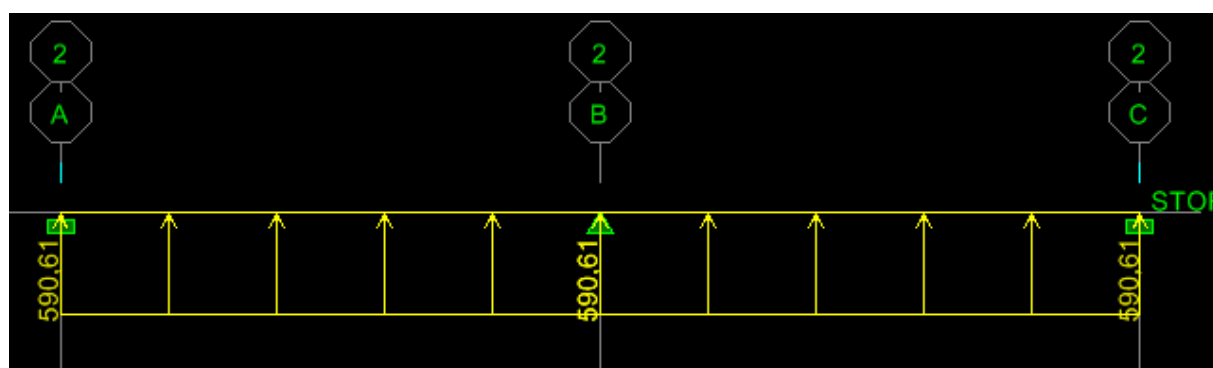


Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

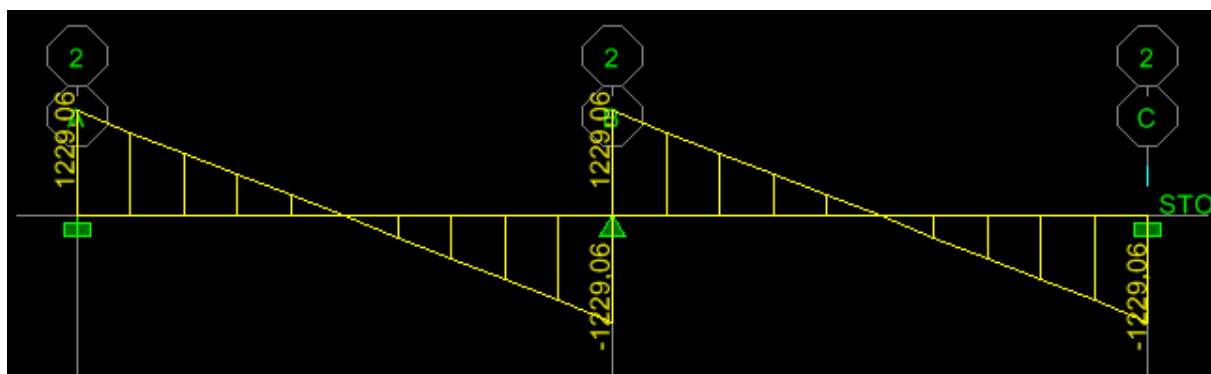


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens yy).

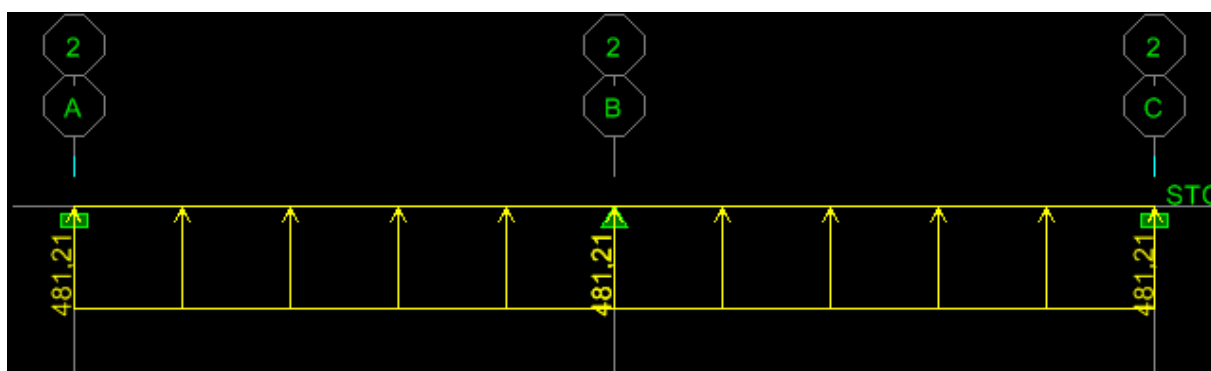


Figure VII.19: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissants) (sens yy).

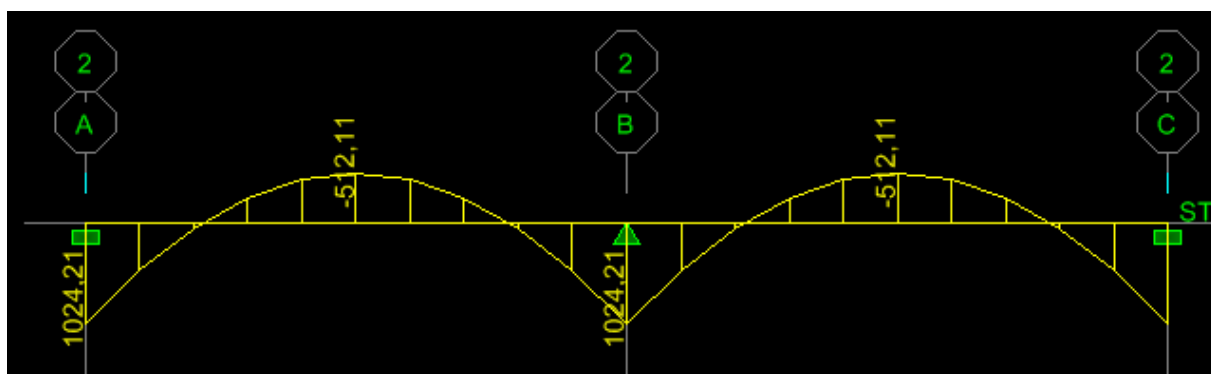


Figure VII.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).

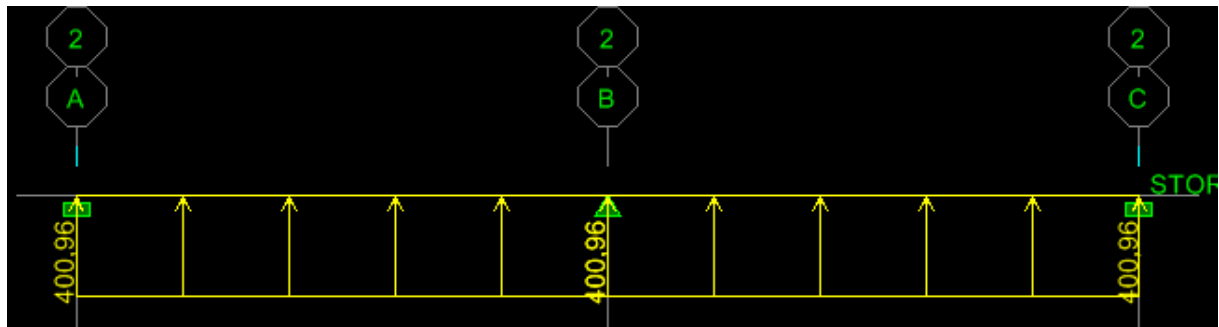


Figure VII.21: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

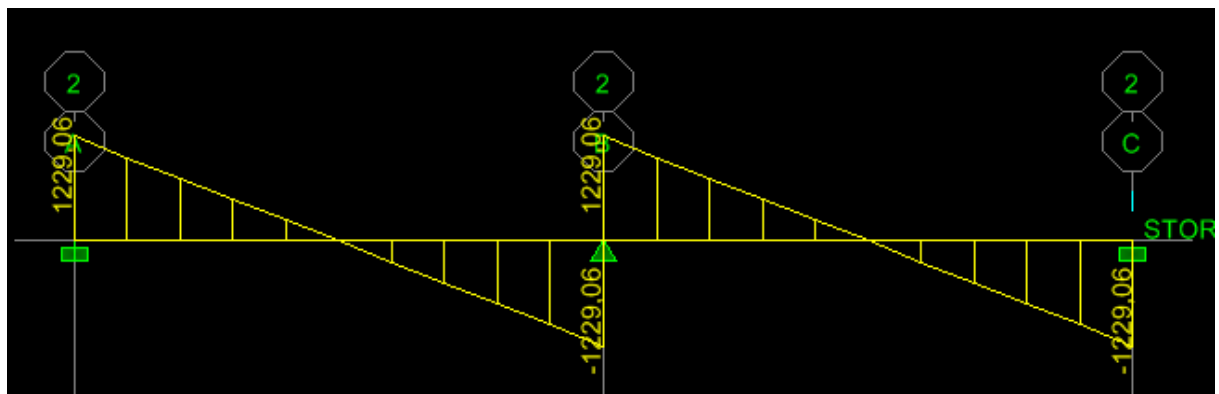


Figure VII.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens yy)

Tableau VII.7 : Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{\max}$ (KN.m)	1199,09	814,06	1024,21	1024,21
$M_{t\max}$ (KN.m)	583,52	396,15	512,11	512,11
$T_{\max}$ (KN)	1314,27	882,26	1229,06	1229,06

d) Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales** : $b=55$ cm $d=110$ cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
xx	Appuis	1199,09	0,134	0,928	SSA	34,70	4HA20 filante+(4HA20+4HA20)chap = 37,70
	Travée	583,52	0,065	0,967	SSA	16,20	4HA20 filante + 4HA16chap=20,61
yy	Appuis	1024,21	0,115	,939	SSA	29,29	4HA20 filante+(4HA20+2HA20)chap=31 ,42
	travée	512,11	0,057	0,971	SSA	14,16	4HA16 filante + 4HA16chap = 16,08

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{1\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{110}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{27,5 ; 24\} = 24 \text{ cm}$$

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

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 60\text{cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'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 est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$.

e) Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 107 \times \frac{2,1}{400} = 7,10 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 31,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,10 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 16,08\text{cm}^2 > A_{\min} = 7,10 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 1092,76 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1314,27 \cdot 10^3}{550 \times 1070} = 2,23 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal : $T_u^{\max} = 1229,06 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1229,06 \cdot 10^3}{550 \times 1070} = 2,08 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f) Vérification à l'ELS :

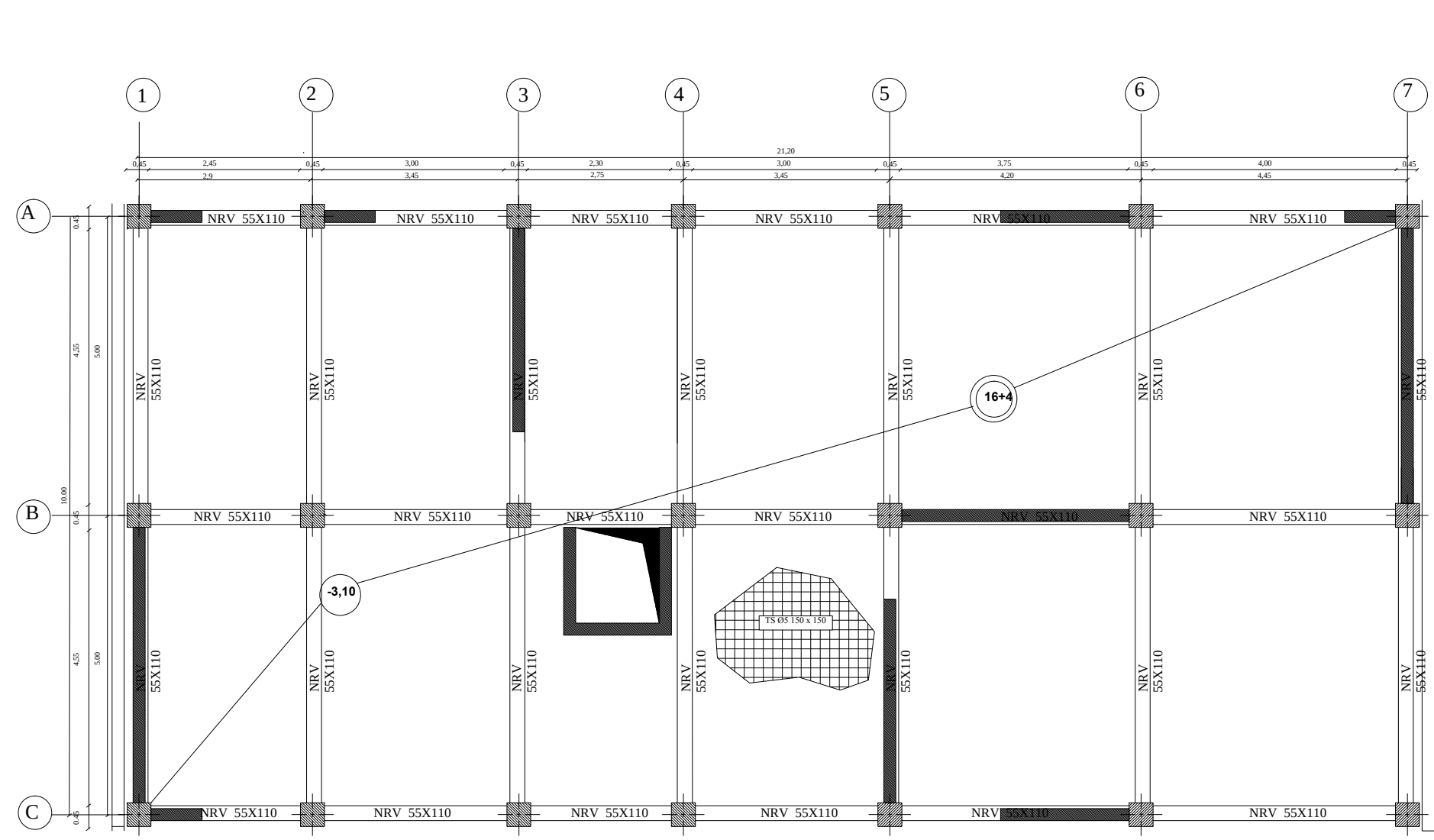
$$1. \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$2. \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

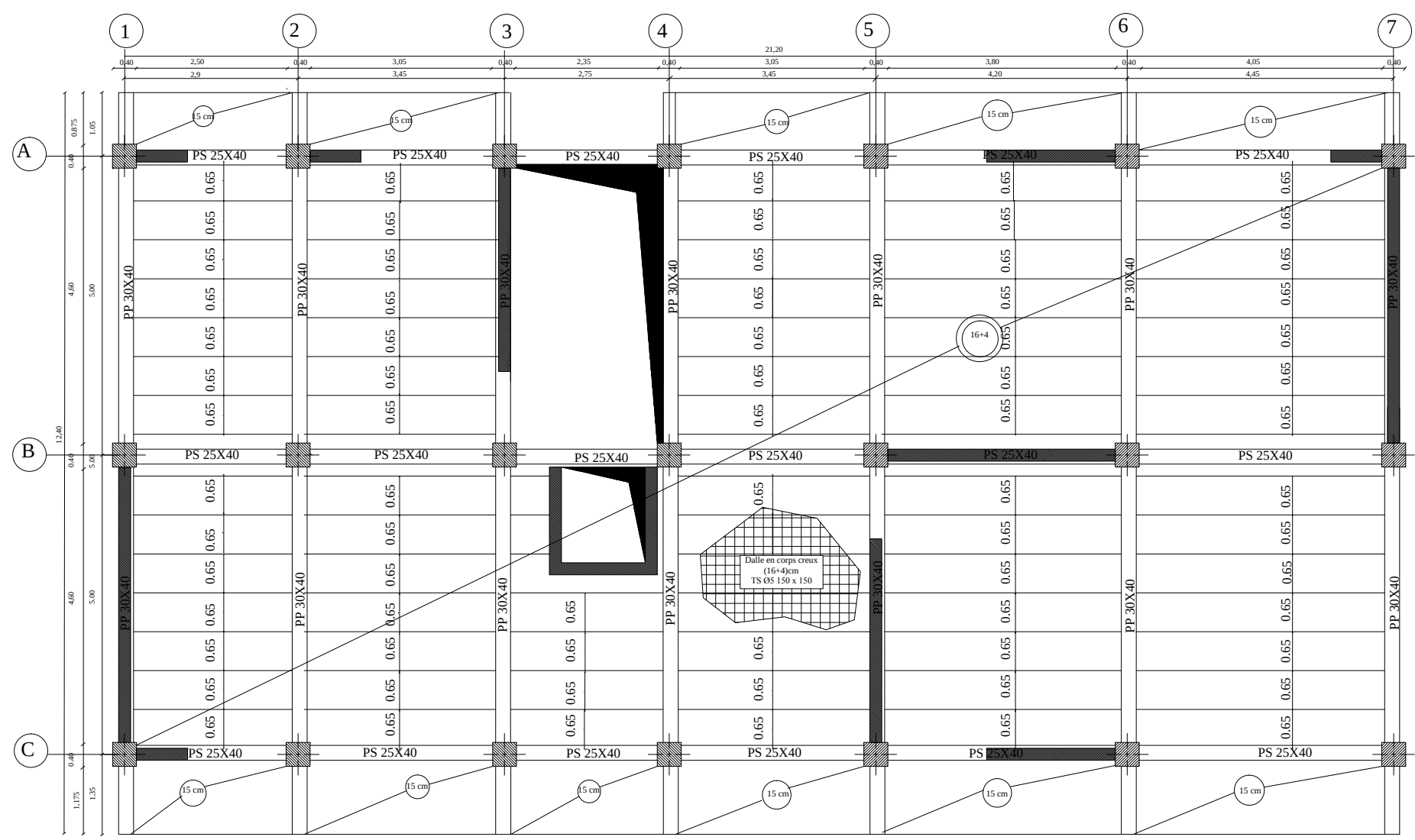
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

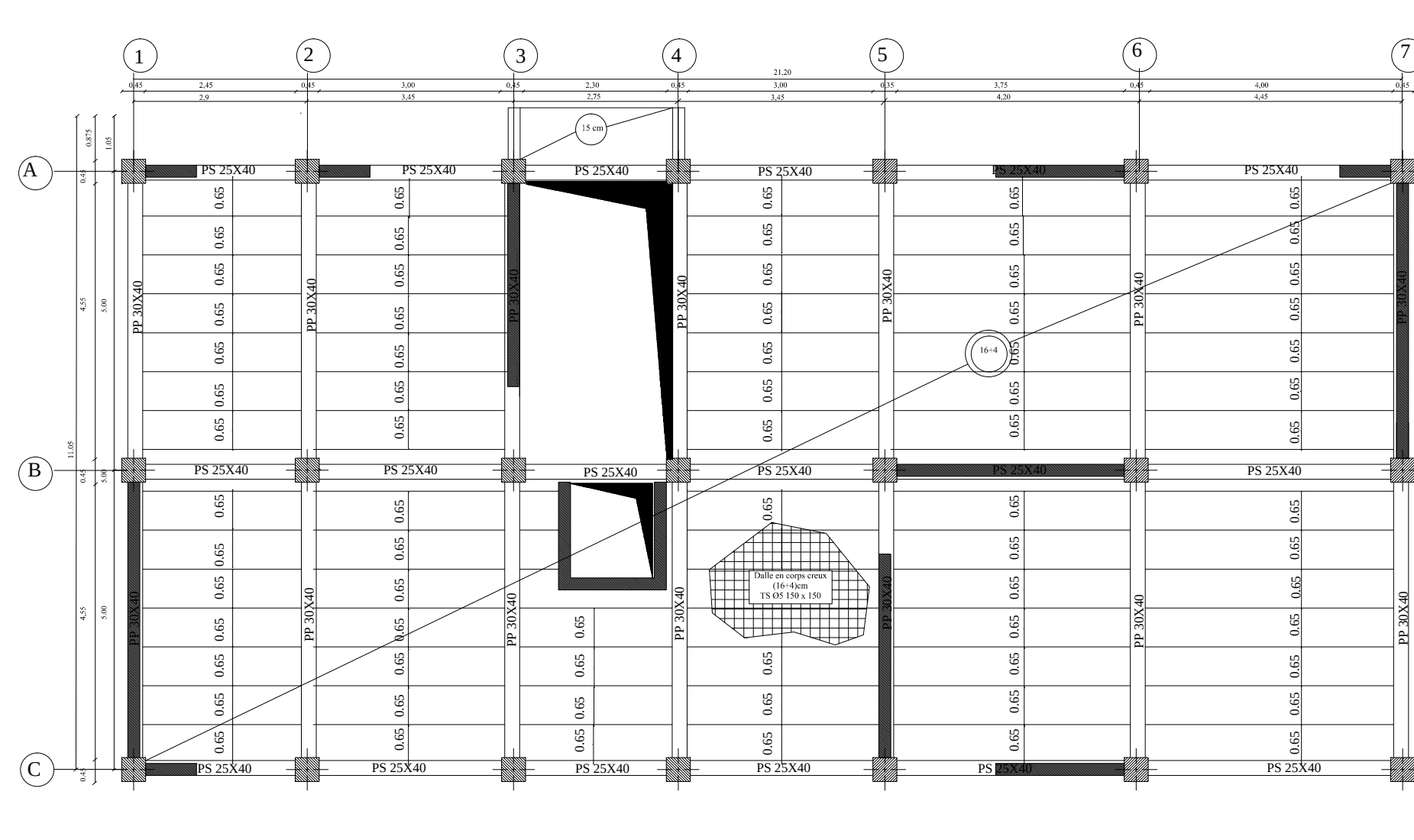
Sens	Zone	M_s	$A_{(ELU)}$	ρ	K_1	β_1	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
x-x	Appuis	814,06	37,7	0,64	27,73	0,883	8,24	15	vérifié
	Travée	396,15	20,61	0,35	39,35	0,908	5,03	15	vérifié
y-y	Appuis	1024,21	31,42	0,53	29,64	0,888	11,57	15	vérifié
	Travée	512,11	16,08	0,27	45,24	0,917	7,17	15	vérifié



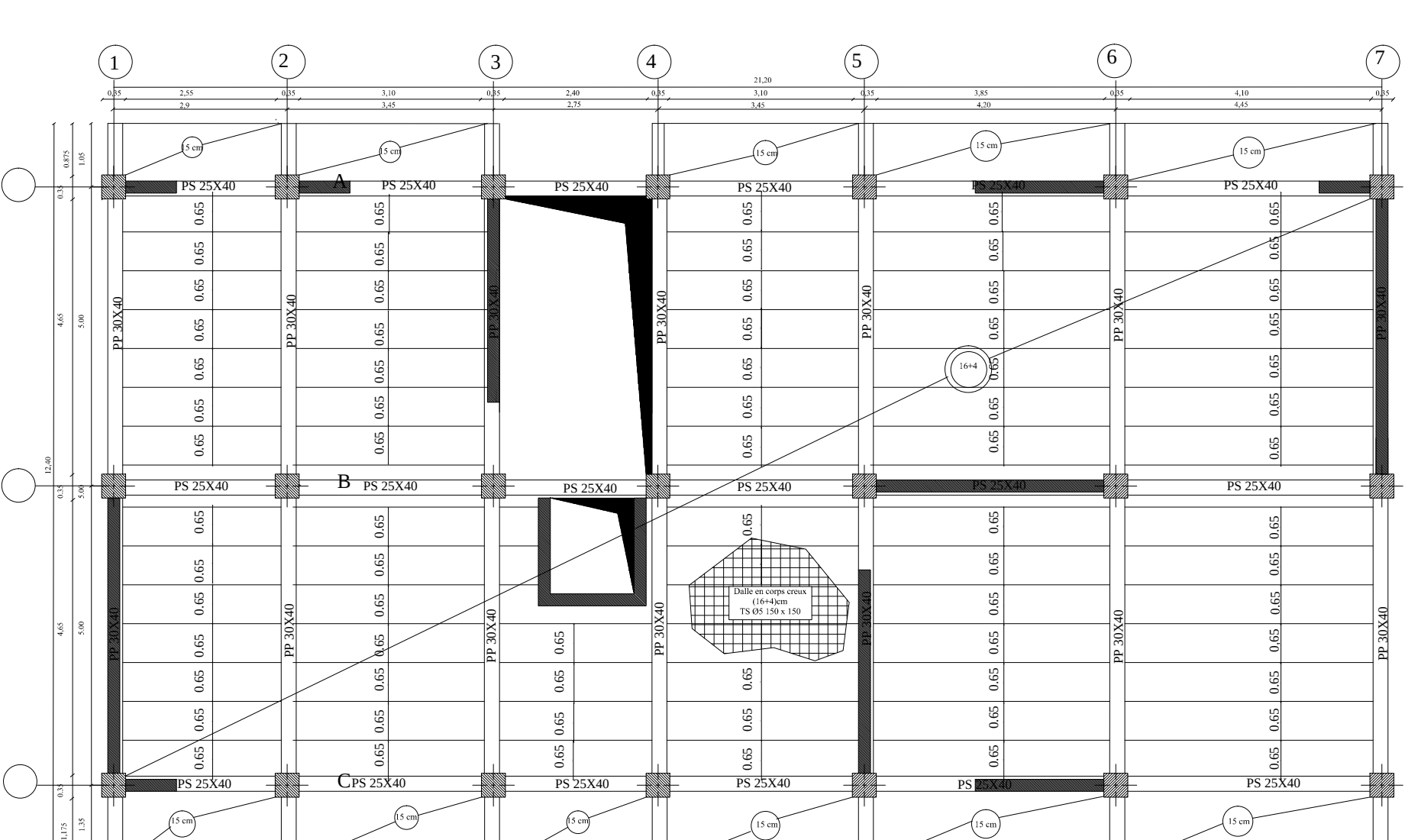
PLAN DE COFFRAGE SOUS-SOL



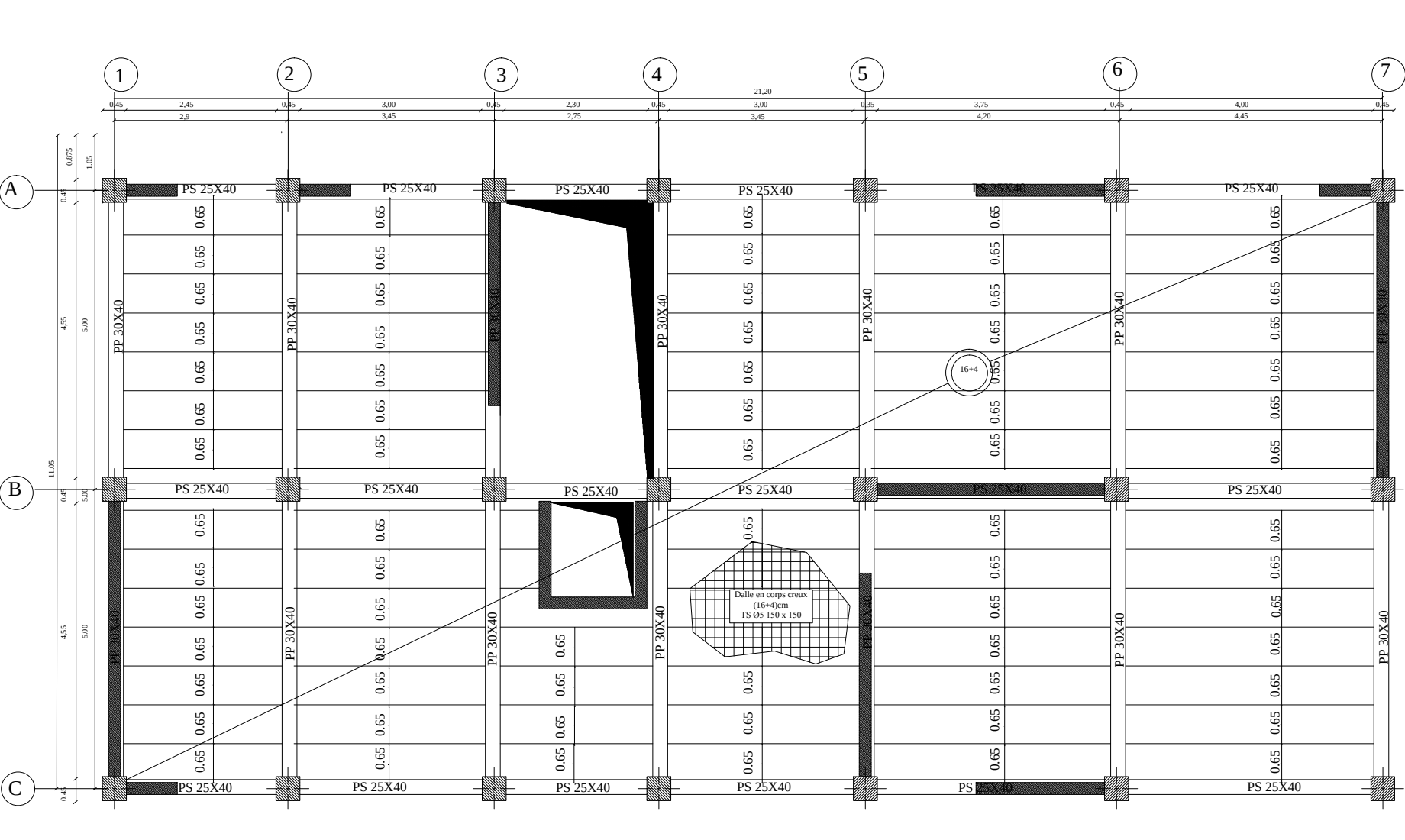
PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT ZONE II



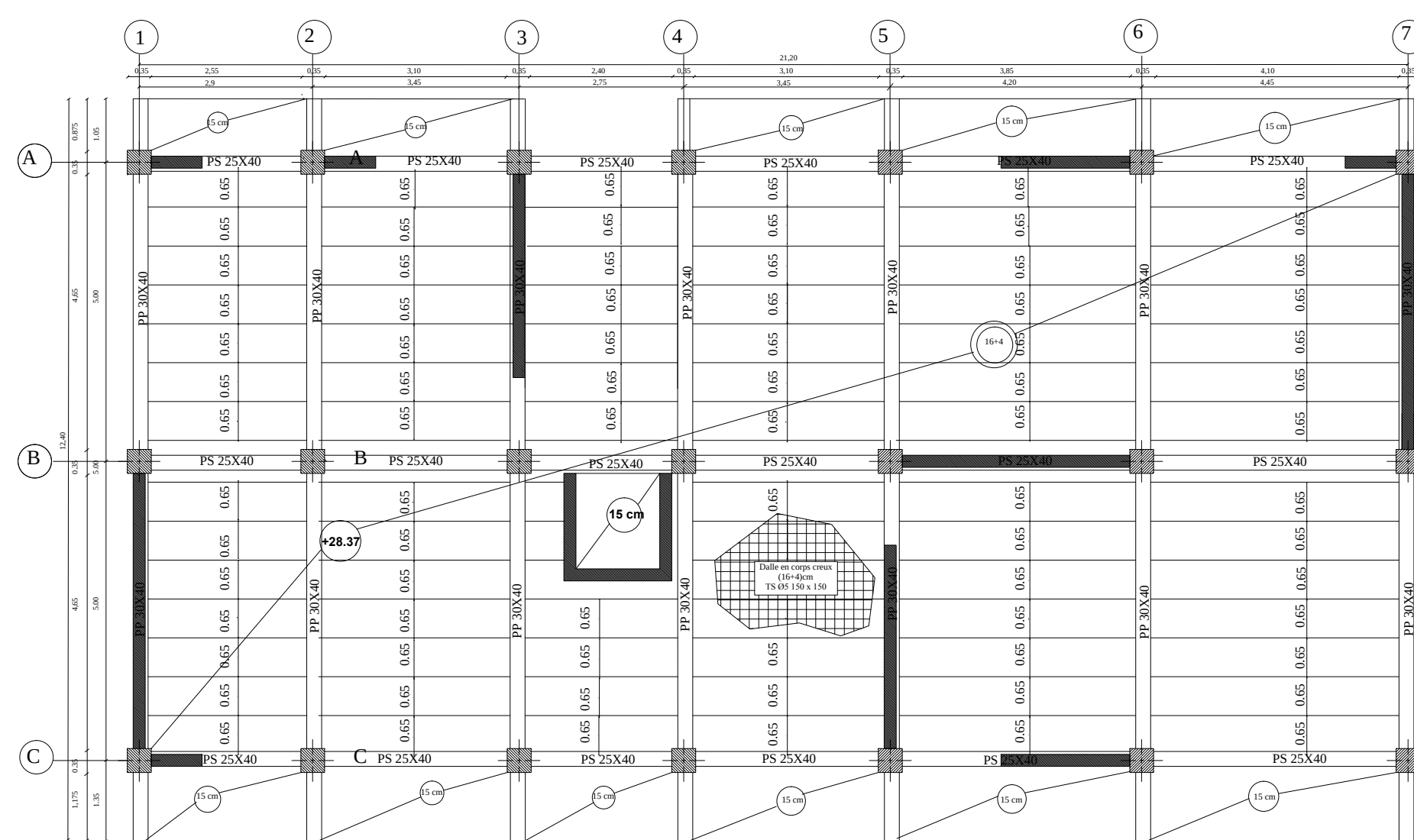
PLAN DE COFFRAGE REZ DE CHAUSSEE



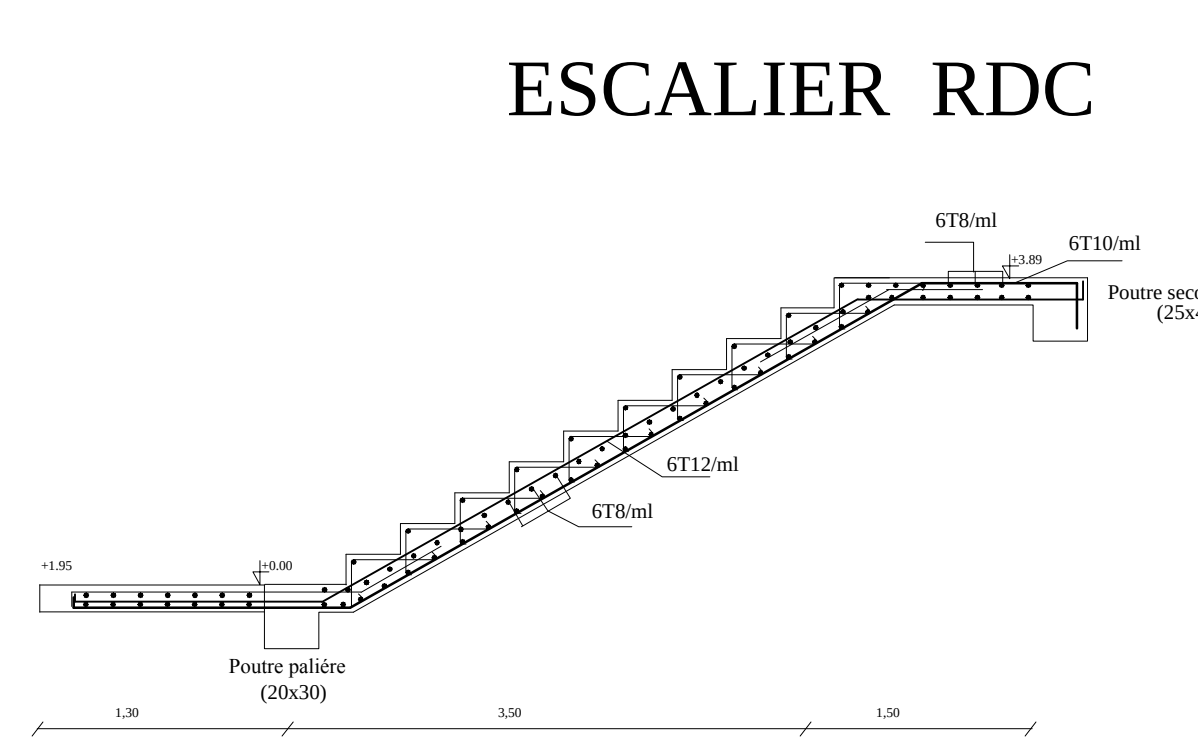
PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT ZONE III



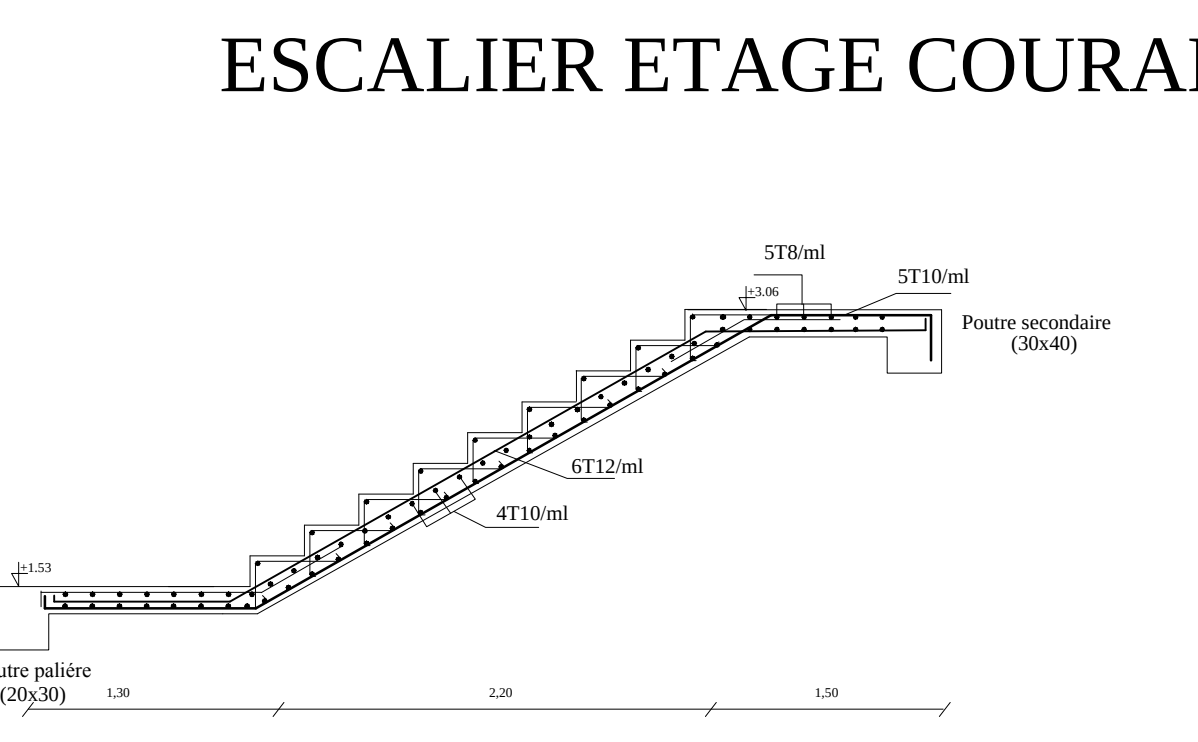
PLAN DE COFFRAGE ETAGE DE SERVICE



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER TERRASSE

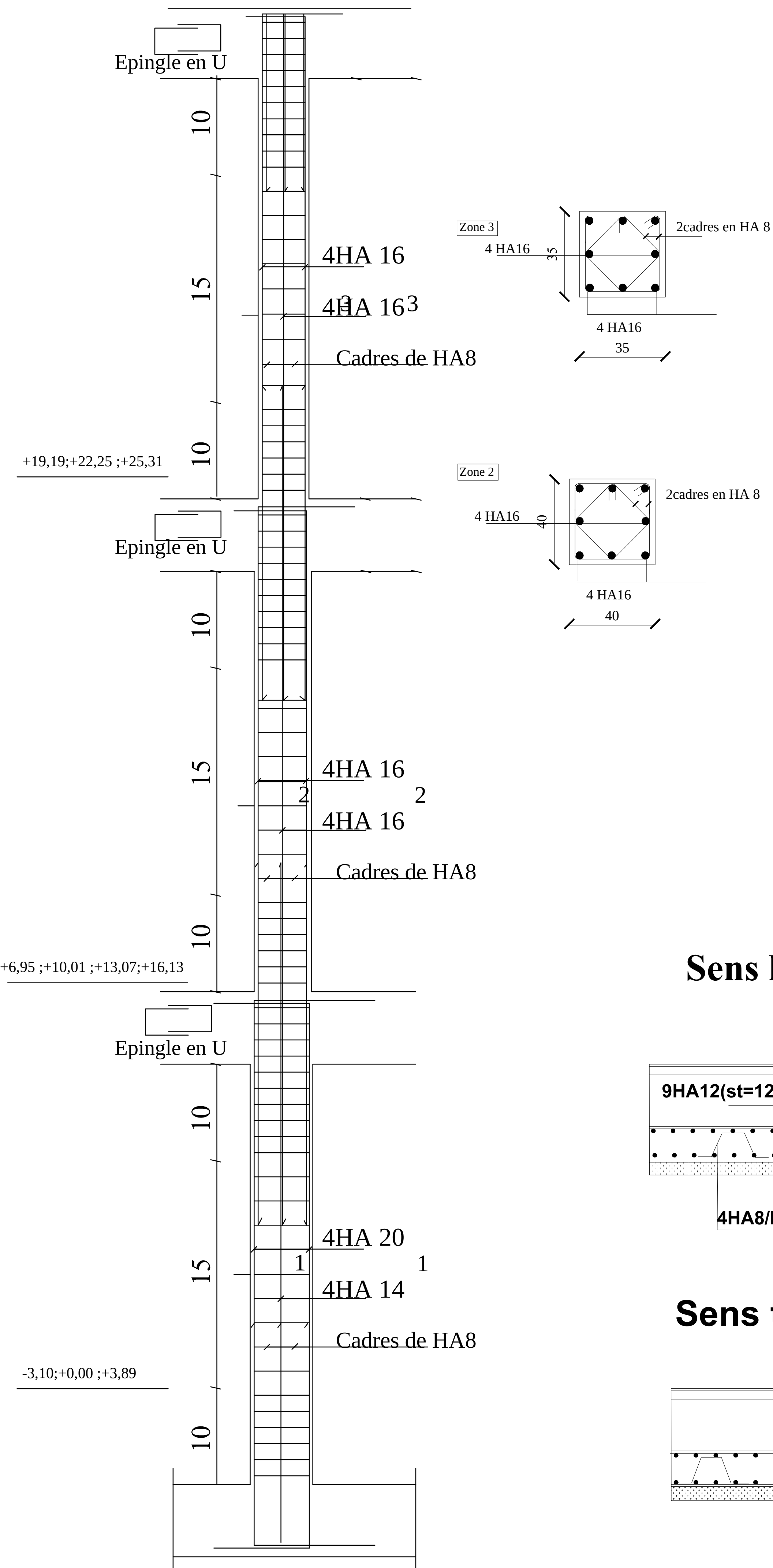


ESCALIER RDC



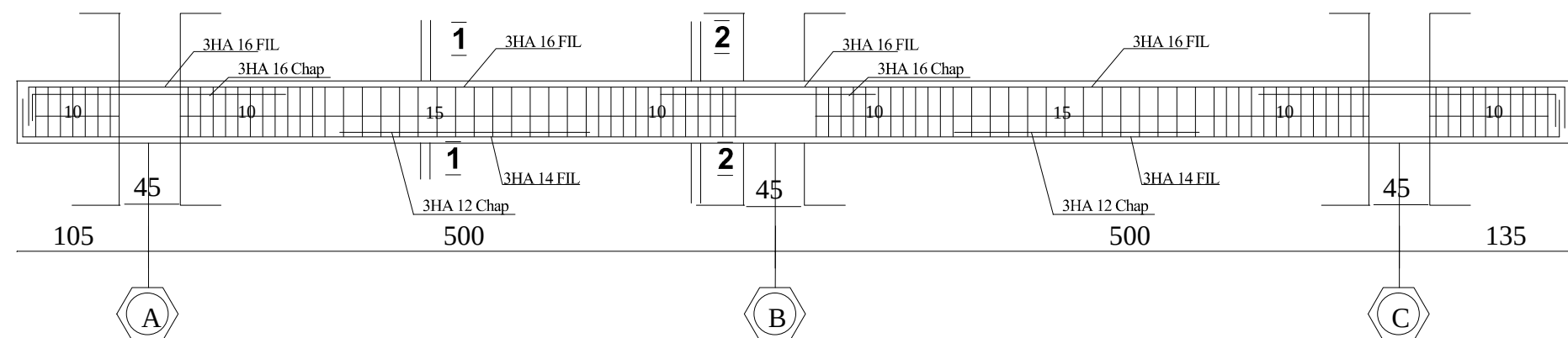
ESCALIER ETAGE COURANT

FERRAILLAGE DES POTEAUX

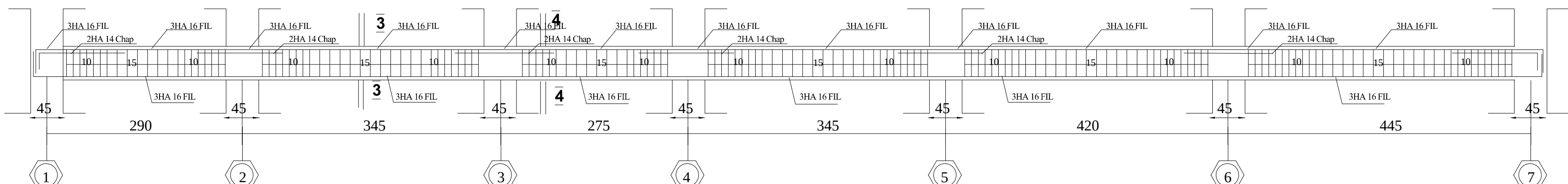


FERRAILLAGE DES POUTRES

POUTRE PRINCIPALE

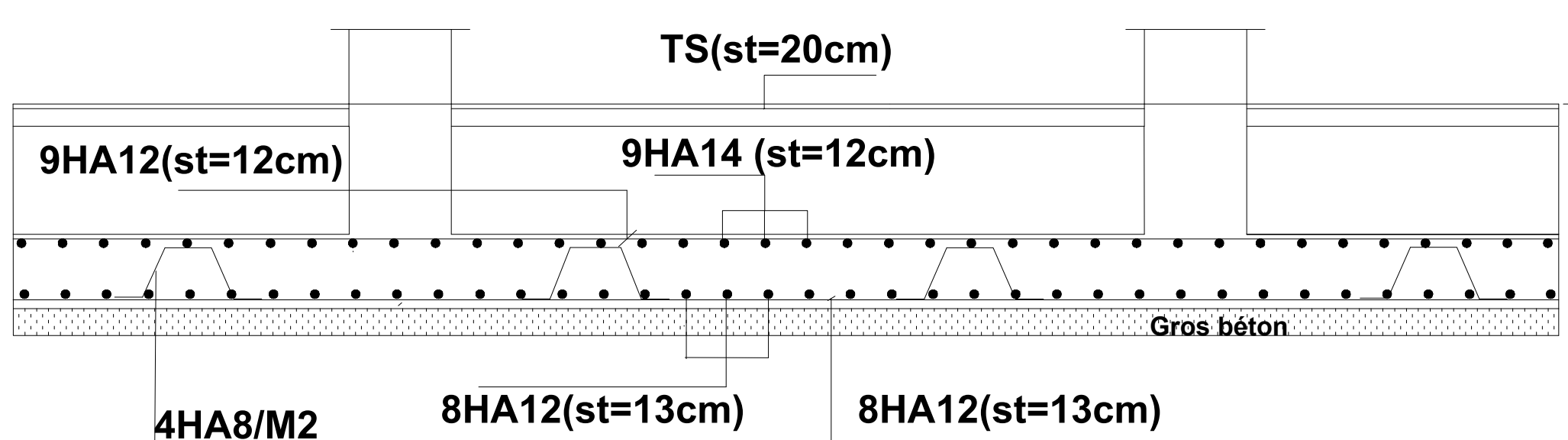


POUTRE SECONDAIRE

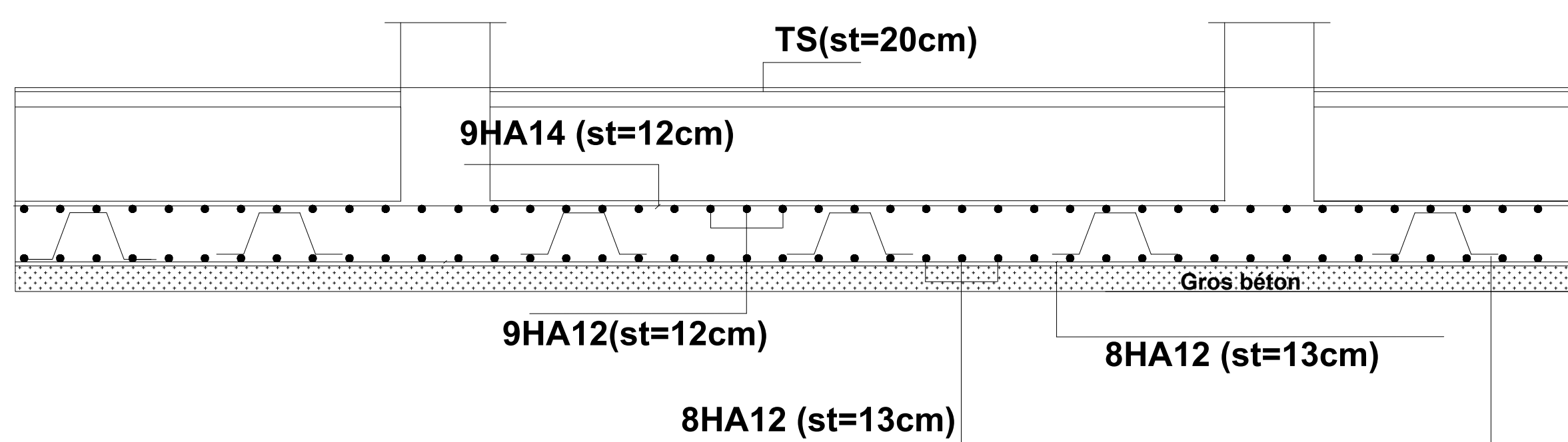


FERRAILLAGE DU RADIER

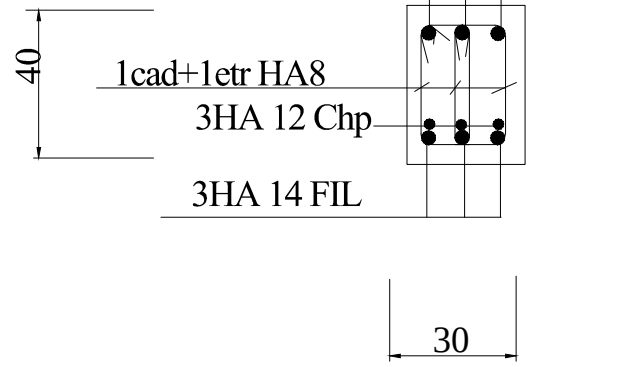
Sens longitudinal



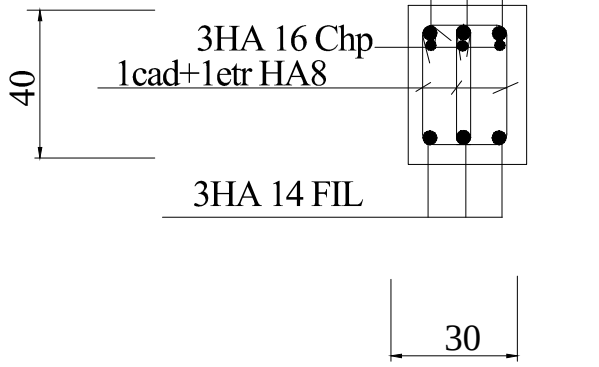
Sens transversal



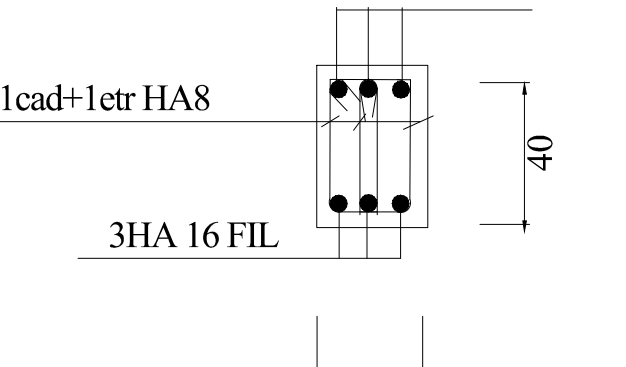
COUPE 1-1



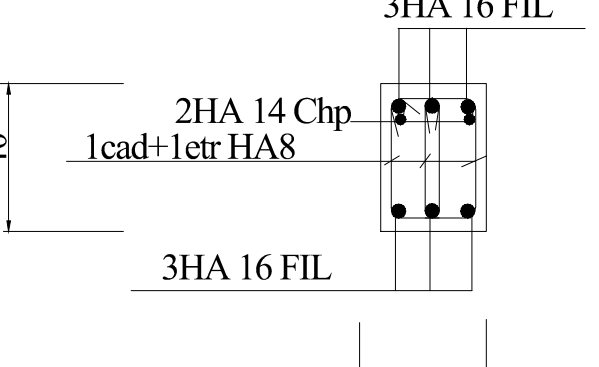
COUPE 2-2



COUPE 3-3

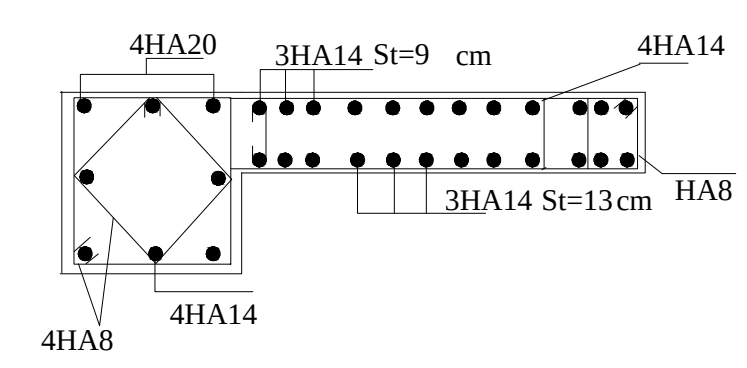


COUPE 4-4

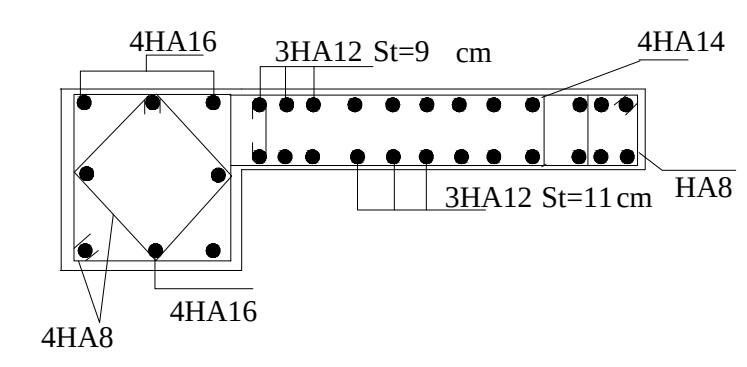


FERRAILLAGE DES VOILES

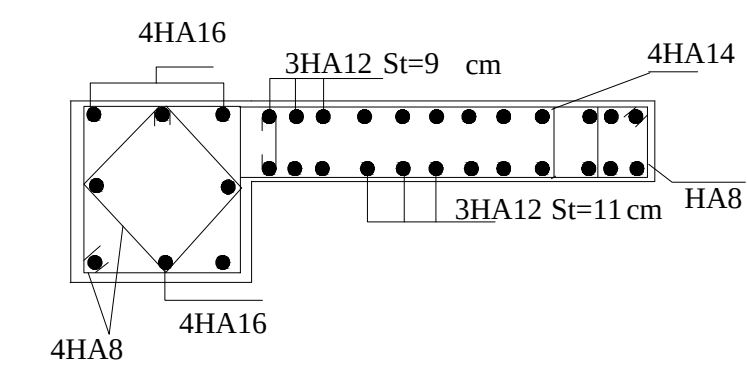
Voile VL2,VL3,VL4 L=1m



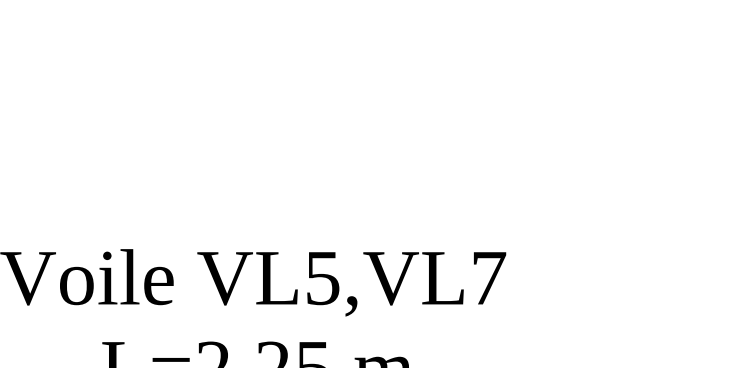
ZONE I



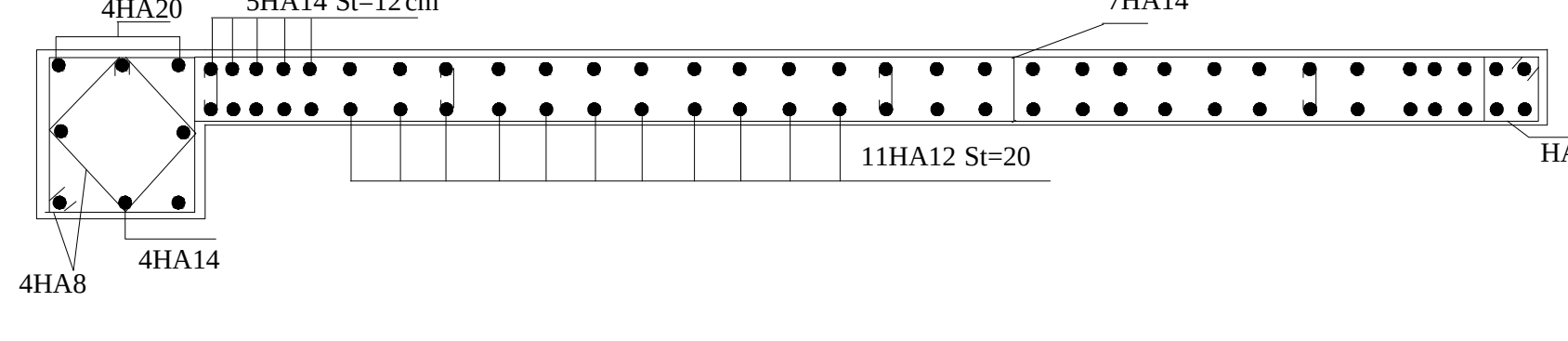
ZONE II



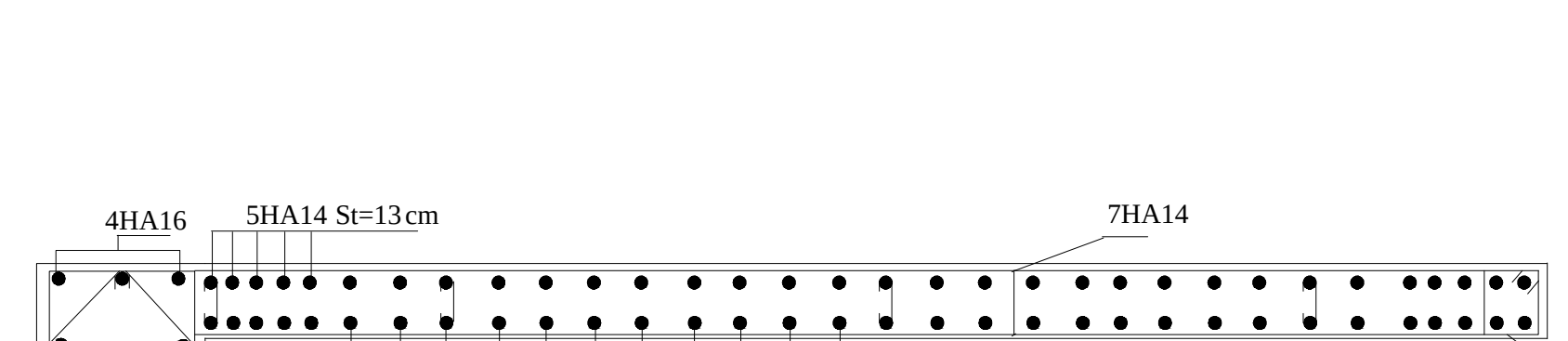
ZONE III



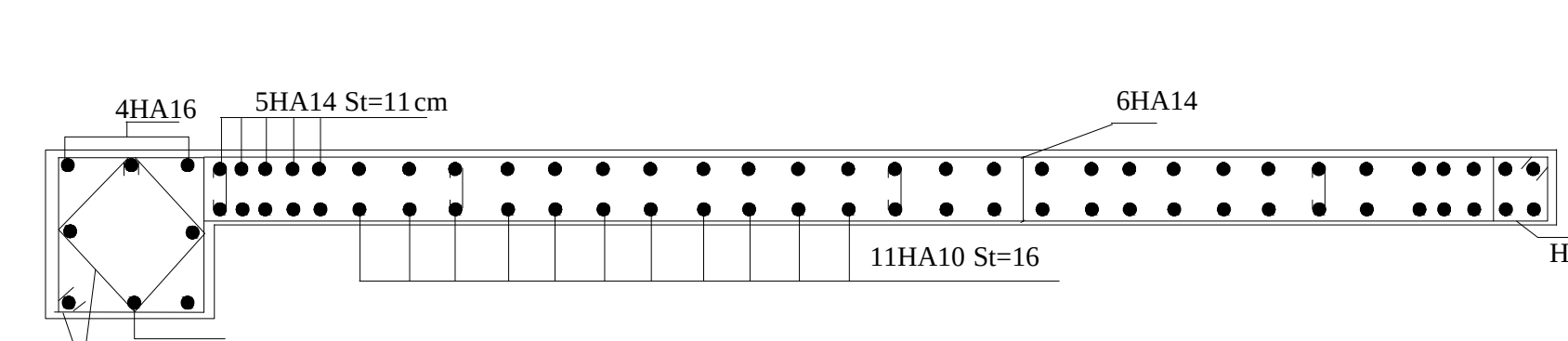
Voile VT2,VT3 L=3,6 m



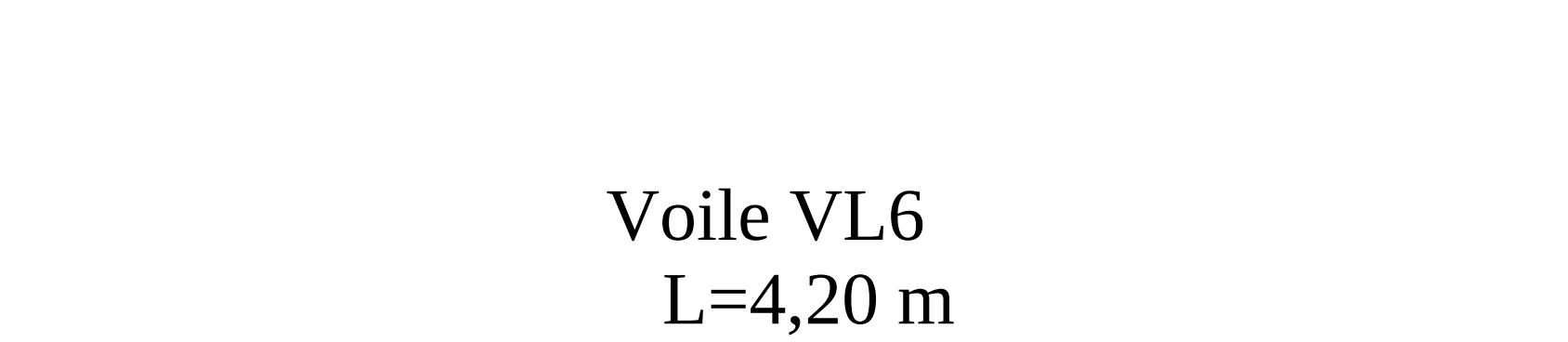
ZONE I



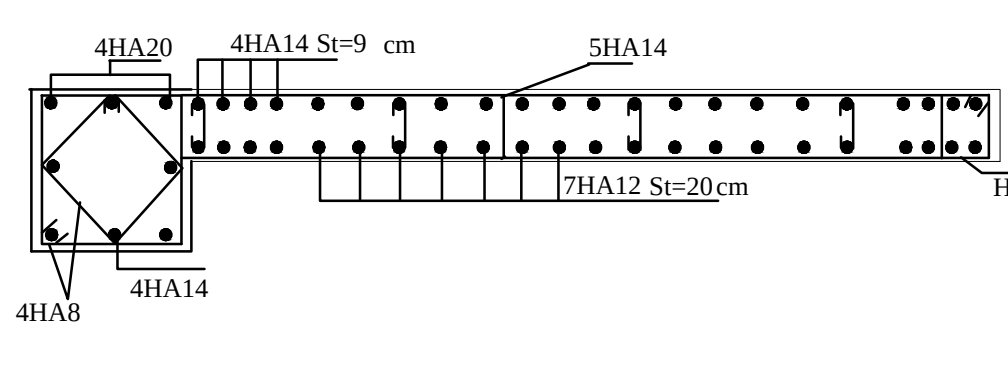
ZONE II



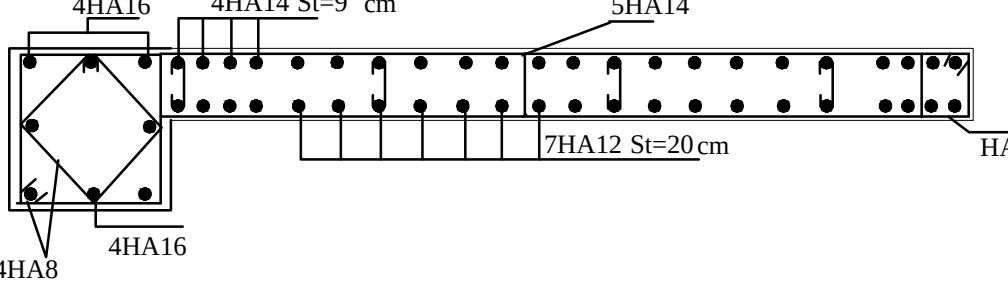
ZONE III



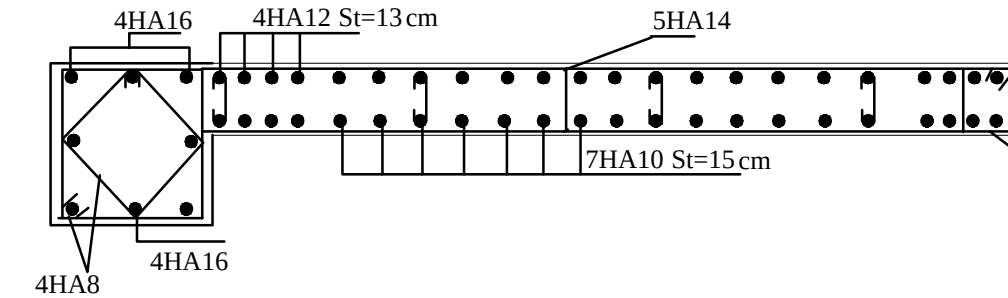
Voile VL5,VL7 L=2,25 m



ZONE I



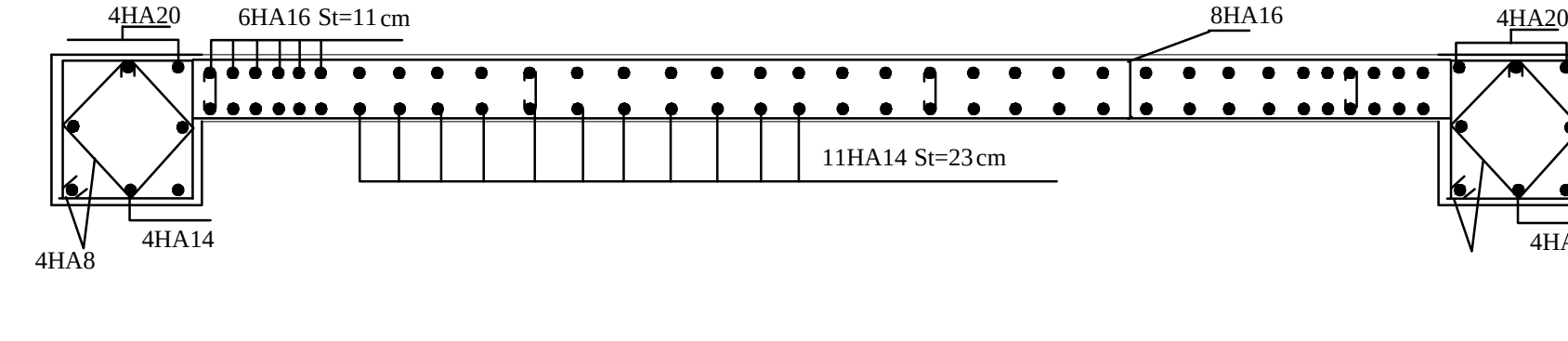
ZONE II



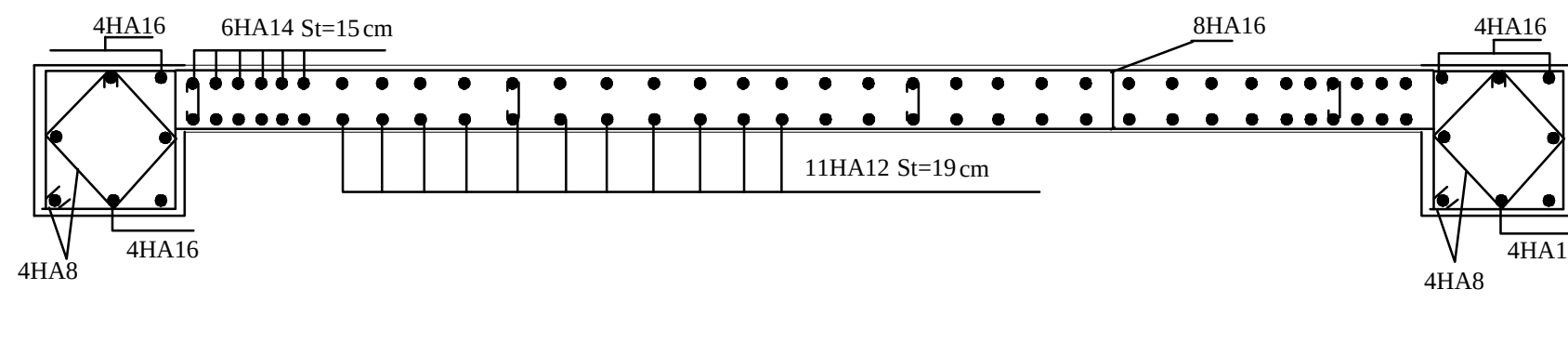
ZONE III



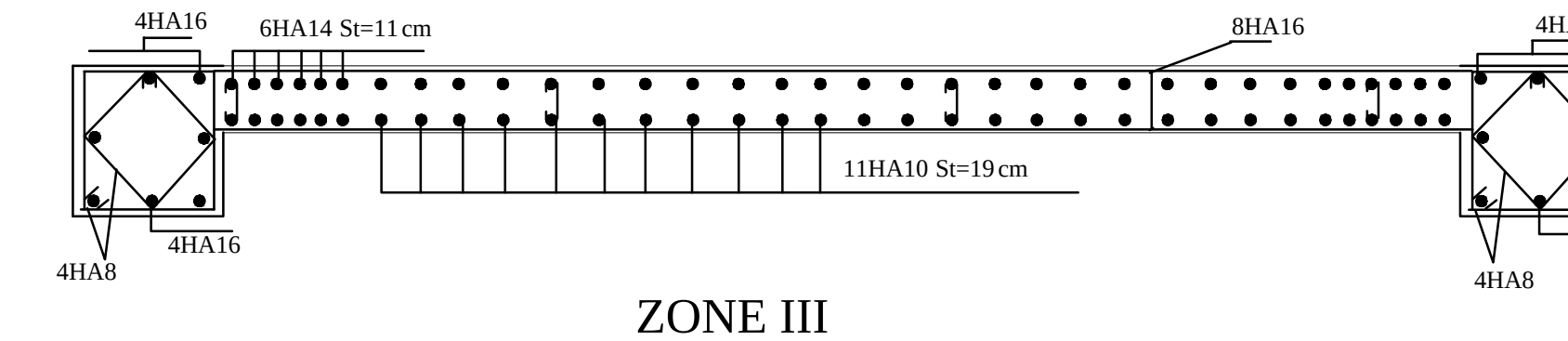
Voile VL6 L=4,20 m



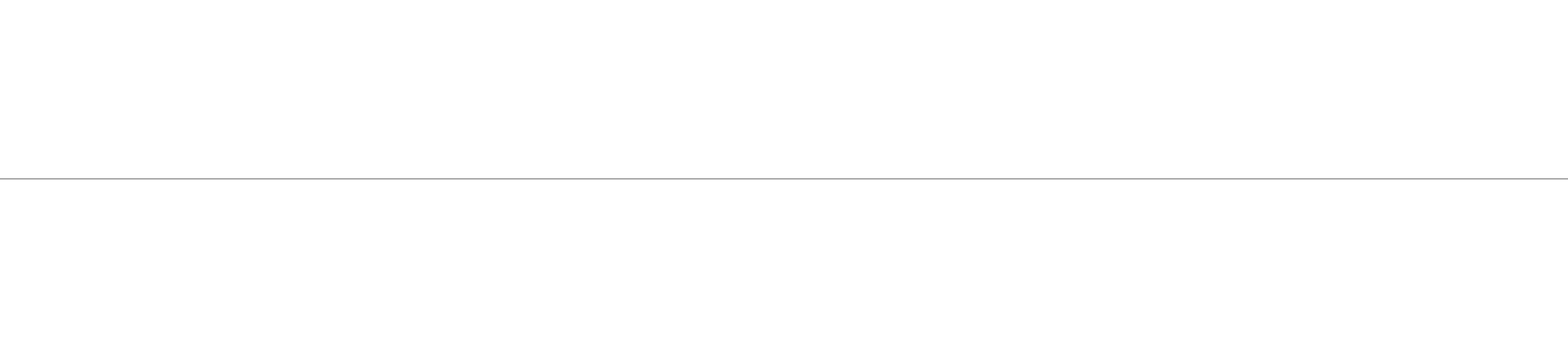
ZONE I



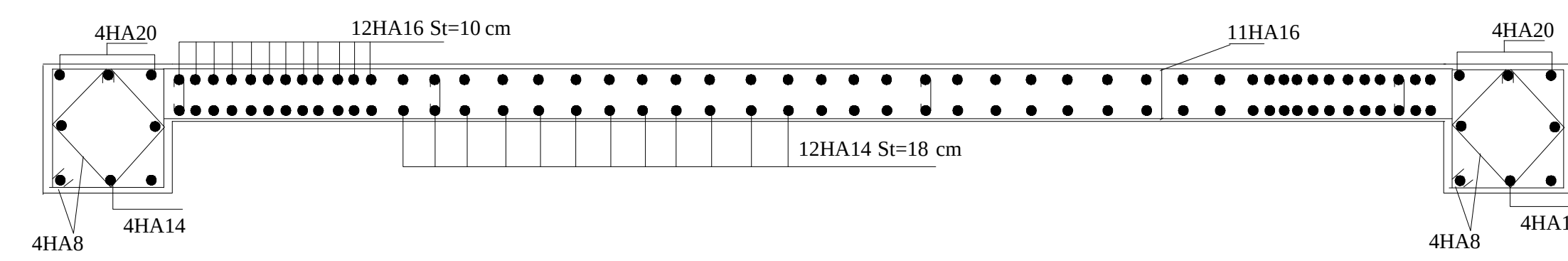
ZONE II



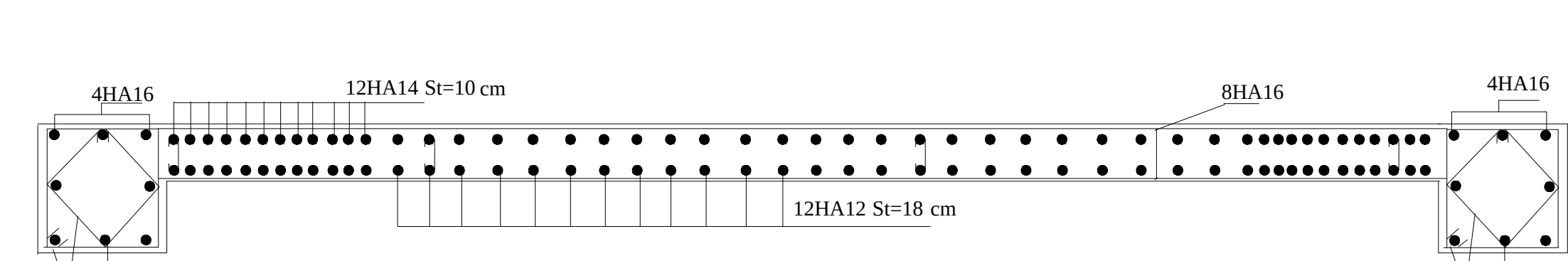
ZONE III



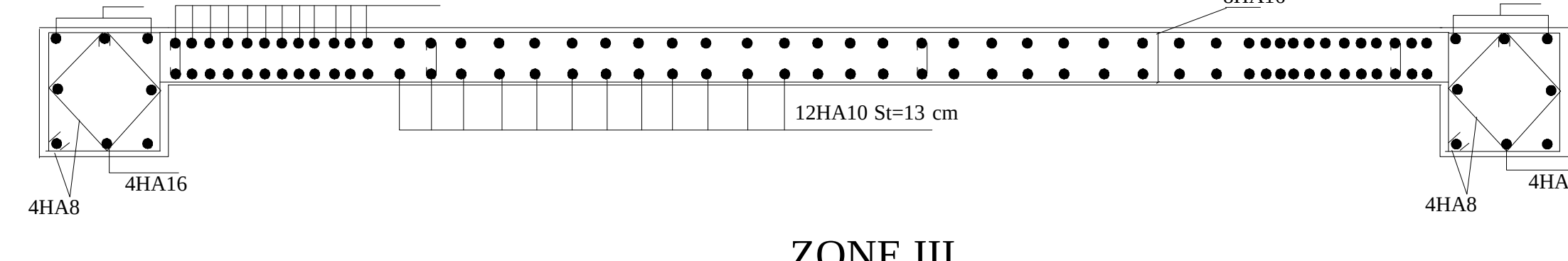
Voile VT1,VT4 L=5 m



ZONE I



ZONE II

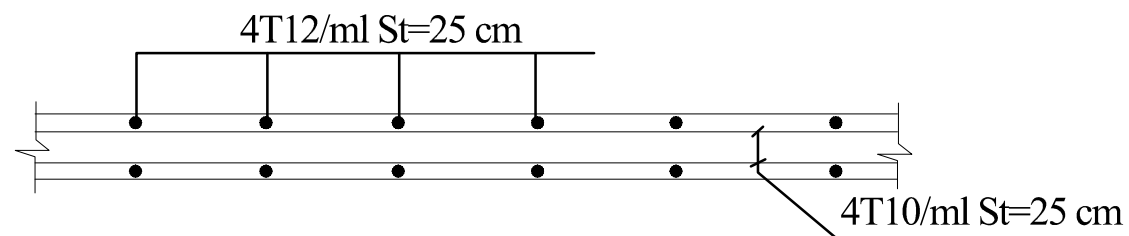
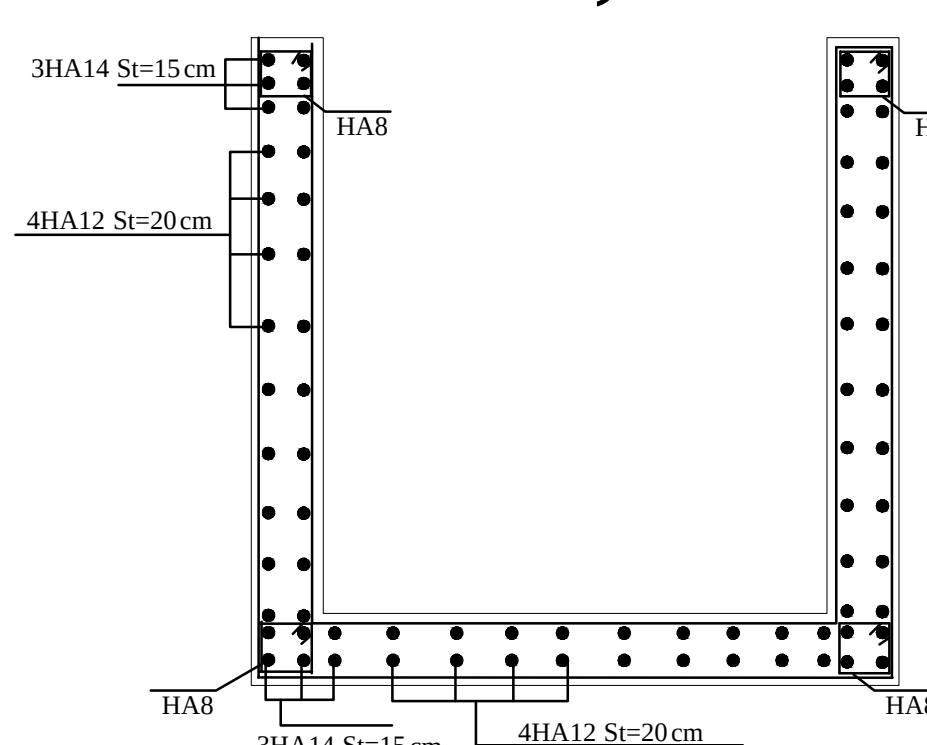


ZONE III



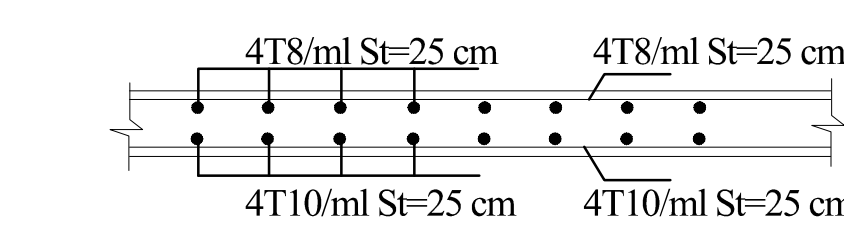
BALCON

Voile VL8,VT5,VT6 L=1,8 m

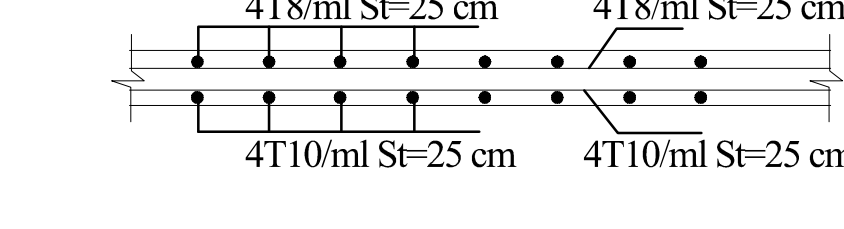


SALLE MACHINE

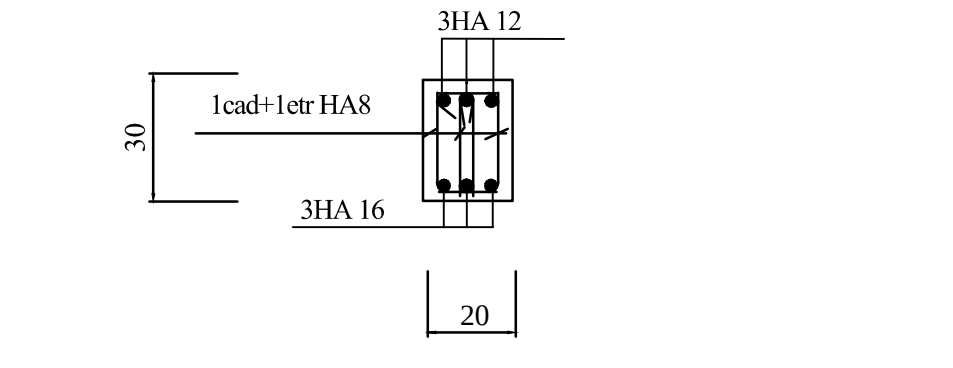
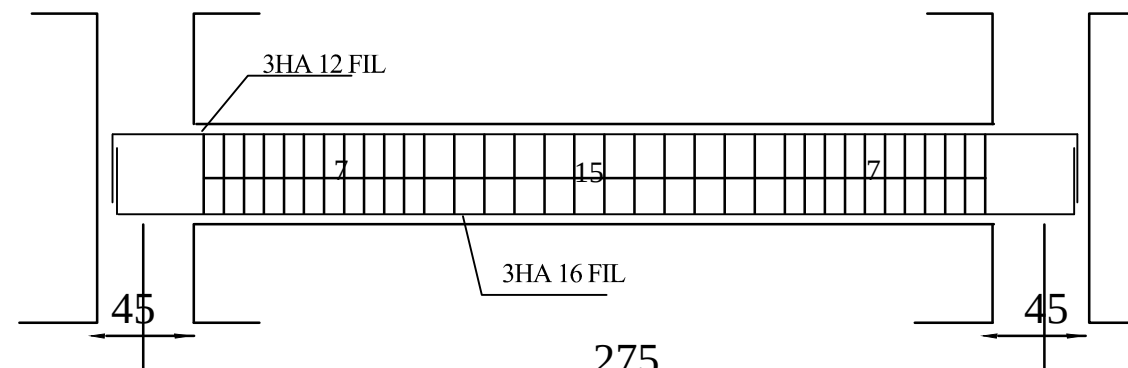
Sens xx



Sens yy



POUTRE PALIERE



Bibliographie



BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.



Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).



DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.



Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).



Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.



Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C)



Tables de Pigeaud et table de calcul à l'ELU et l'ELS.