



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE «ABBE LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

## Mémoire de fin d'études

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Structure**

# Etude et conception d'un bâtiment

## R+9 à usage d'habitation

Réalisé par : -BENDJEBBARI Meriem  
- BENACHI Hayat

Dirigé par : M. ALI RACHEDI Mohamed MAA

Membres de jury :

REFRAFI Salah      MAA. Président  
BADLA Walid      MAA. Examineur  
SEKKIOU Soumia      MAA. Examineur

2017/2018



## Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur : M. Mohamed Ali Rachedi.. pour la sollicitude avec laquelle il a Suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

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

## **DÉDICACE**

وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت واليه أنيب

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

Toute ma famille

Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Mes amies.

A toute la Promotion 2017 / 2018.

A vous.

## **RÉSUMÉ**

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à **ANNABA** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

Cette étude se compose de quatre parties.

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de L'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le redimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles Pleines, l'acrotère et l'ascenseur).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par le logiciel **Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

- La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la Structure (fondation, poteaux, poutres, voiles).

En tenant compte des recommandations du **RPA99 (version2003)**, **DTU Règles BAEL 91(révisées 99)**.

**Mots clés** : Séisme, béton armé, structure en béton armé, calcul sismique, parasismique, RPA99 (version2003), BAEL 91(révisées 99).

## **TABLE DES MATIERES:**

REMERCIEMENT .....	I
DEDICACE .....	II
TABLE DES MATIERES .....	II
LISTE DES NOTATIONS .....	IV
LISTE DES TABLEAUX .....	V
LISTE DES FIGURES .....	VI
INTRODUCTION GENERALE .....	01

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

Introduction .....	04
I.1. Présentation de l'ouvrage .....	04
I.2. Caractéristiques géométriques .....	04
I.3. Conception .....	05
I.4. Caractéristiques des matériaux .....	06
I.1. Hypothèse de calcul .....	11

### **Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges**

Introduction .....	14
II.1. Pré dimensionnement des poutres .....	14
II.1.1. Poutres principales .....	15
II.1.2. Poutres secondaires .....	16
II.1.3. Poutres croisées .....	16
II.2. Pré dimensionnement des poteaux .....	17
II.3. Les voiles .....	19
II.4. Les planchers .....	20
II.4.1. Planchers à corps-creux .....	20
II.4.2. Planchers à dalle pleine .....	22
II.5. Les Escaliers .....	25
II.6. Balcon .....	26
II.7. L'acrotère .....	29
II.8. Évaluation des charges .....	29
II.9. Descente de charges .....	33

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.	L'acrotère .....	52
III.1.1.	Ferraillages .....	53
III.1.2.	Vérification de La contrainte de cisaillement .....	55
III.1.3.	Vérification à l'état limite de service .....	56
III.2.	Les planchers .....	58
III.2.1.	Calcul des sollicitations .....	58
III.2.1.1.	Plancher terrasse .....	60
III.2.1.2.	Plancher étage courant .....	65
III.2.2.	Ferraillages des nervures .....	73
III.2.2.1.	Ferraillage .....	73
III.2.2.1.1.	Plancher terrasse .....	73
III.2.2.1.2.	Plancher étage courant .....	79
III.3.	Etude des dalles .....	83
III.3.1.	Type 01 .....	84
III.3.1.1.	Calcul du ferraillage .....	85
III.3.1.2.	L'état limite de service .....	88
III.3.1.3.	Vérification de l'effort tranchant .....	88
III.3.1.4.	Vérification de la flèche .....	89
III.3.2.	Type 02 .....	90
III.3.2.1.	Calcul du ferraillage .....	90
III.3.2.2.	L'état limite de service .....	92
III.3.2.3.	Vérification de l'effort tranchant .....	93
III.3.2.4.	Vérification de la flèche .....	94
III.3.3.1.	Dalle pleine (plancher étage courant) .....	95
III.3.3.2.	Vérification à l'ELS .....	95
III.3.3.3.	Vérification de l'effort tranchant .....	96
III.3.3.4.	Vérification de la flèche .....	97
III.4.	Les balcons .....	98
III.4.1.	Type 01 .....	99
III.4.1.1.	Ferraillage .....	100
III.4.1.2.	Vérification à l'état limite de service .....	101
III.4.1.3.	Vérification de l'effort tranchant .....	102
III.4.2.	Type 03 .....	103
III.4.2.1.	Dalle pleine (balcon) terrasse .....	104

III.4.2.2	Dalle pleine (balcon) Etage courant .....	107
III.5.	Les escaliers .....	110
III.5.1.	La paillasse .....	110
III.5.1.1.	Ferraillage .....	111
III.5.1.2.	Vérification à l'ELS.....	111
III.5.1.3.	Vérification de l'effort tranchant .....	112
III.5.2.	Palier de repos .....	113
III.5.2.1.	A l'état limite ultime .....	113
III.5.2.2.	A l'état limite de service .....	114
III.5.2.3.	Vérification de l'effort tranchant .....	115
III.5.3.	Etude de la poutre palière .....	116
III.5.3.1.	Pré dimensionnement .....	116
III.5.3.2.	Evaluations des charges .....	116
III.5.3.3.	Ferraillages .....	117
III.5.3.4.	Ferraillage à la torsion .....	118
III.5.3.5.	Vérification à l'ELS .....	118
III.5.3.6.	Vérification de l'effort tranchant .....	119
III.5.3.7.	Vérification de la flèche .....	119
III.6.	Ascenseur .....	121
III.6.1.	Calcul des Charges .....	122
III.6.2.	Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement .....	124
III.6.3.	Calcul des Sollicitations .....	124
III.6.4.	Ferraillage longitudinale .....	127
III.6.5.	Vérification à l'état limite de service .....	129
III.6.5.1.	État limite d'ouverture des fissures .....	131
III.6.6.	Vérification de l'effort tranchant .....	131

## **Chapitre IV : Étude Dynamique**

Introduction .....	134	
IV.1.	Choix de la méthode de calcul .....	134
IV.1.1.	Régularité en plan .....	135
IV.1.2.	Régularité en élévation .....	135
IV.1.3.	Facteur de qualité .....	136
IV.2.	L'objectif de l'analyse modale spectrale .....	137
IV.3.	Spectre de réponse de calcul .....	139
IV.4.	Estimation de la période fondamentale de la structure .....	140

IV.5.	Facteur d'amplification dynamique moyen .....	141
IV.6.	Nombre de modes à considérer .....	141
IV.7.	Vérification d'ensemble .....	142
IV.7.1.	Période .....	142
IV.7.2.	Classification du système de contreventement .....	146
IV.7.3.	Résultantes des forces sismiques de calcul .....	147
IV.7.4.	Vérification du déplacement inter-étages .....	148
IV.7.5.	Vérification au renversement .....	150
IV.7.6.	Vérification de l'effet P- : RPA 99 V-2003 (5.9) .....	151

## **Chapitre V : Etude Des Eléments Principaux**

V.1.	Les poutres .....	155
V.1.1.	Poutres principales (30 x 45 cm <sup>2</sup> ) .....	156
V.1.1.1.	Calcul des armatures longitudinales .....	156
V.1.1.2.	Vérification à l'état limite de service .....	158
V.1.1.3.	Vérification de l'effort tranchant .....	158
V.1.1.4.	Les armatures transversales .....	158
V.1.1.5.	Ancrage des armatures tendues .....	160
V.1.2.	Poutres croisées .....	162
V.1.2.1.	Calcul des armatures longitudinales .....	162
V.1.2.2.	Vérification à l'état limite de service .....	163
V.1.2.3.	Vérification de l'effort tranchant .....	164
V.1.2.4.	Les armatures transversales .....	164
V.1.2.5.	Ancrage des armatures tendues .....	166
V.1.3.	Poutres secondaires .....	168
V.1.3.1.	Calcul des armatures longitudinales .....	168
V.1.3.2.	Vérification à l'état limite de service .....	169
V.1.3.3.	Vérification de l'effort tranchant .....	170
V.1.3.4.	Les armatures transversales .....	170
V.1.3.5.	Ancrage des armatures tendues .....	172
V.2.	Les poteaux .....	174
V.2.1.	le poteau de (dimension 50* 50) .....	177
V.2.1.1.	Ferraillage longitudinal .....	177
V.2.1.2.	Vérification à l'état limite de service .....	183
V.2.1.3.	Armatures transversales .....	184
V.2.2.	le poteau de (dimension 45* 45) .....	188

V.2.2.1.	Ferraillage longitudinal .....	188
V.2.3.2.	Vérification à l'état limite de service .....	190
V.2.2.3.	Armatures transversales .....	191
V.2.3.	Le poteau de (dimension 40* 40) .....	191
V.2.3.1.	Ferraillage longitudinal .....	191
V.2.3.2.	Vérification à l'état limite de service .....	196
V.2.3.3.	Armatures transversales .....	197
V.3.	Etude des voiles .....	200
V.3.1.	Ferraillage .....	206
V.3.1.1.	Calcul des armatures verticales .....	207
V.3.1.2.	Ferraillage horizontal à l'effort tranchant .....	211

## **Chapitre VI : étude thermique**

VI.1.	Ferraillage des poutres .....	214
VI.1.1.	Les poutres principales .....	215
VI.1.2.	Les poutres croisées .....	215
VI.1.3.	Les poutres secondaires .....	216

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

VII.1.	Étude des longrines .....	218
VII.1.1.	Pré dimensionnement .....	218
VII.1.2.	Ferraillage des longrines .....	219
VII.2.	Les Fondations .....	221
VII.2.1.	Choix de type de fondation .....	221
VII.2.2.	Radier général .....	222
VII.2.2.1.	Pré dimensionnement du radier .....	223
VII.2.2.2.	Vérification .....	226
VII.2.2.3.	Ferraillage .....	227
VII.2.2.4.	Vérification à l'état limite de service .....	230
VII.2.2.5.	Vérification de l'effort tranchant .....	231
VII.2.3.	Calcul de la nervure .....	233
VII.2.3.1.	Ferraillage .....	233
VII.2.3.2.	Vérification à l'état limite de service .....	235
VII.2.3.3.	Vérification de l'effort tranchant .....	236
VII.2.3.4.	Ancrage des armatures tendues .....	238
	CONCLUSION .....	240
	BIBLIOGRAPHIE .....	241



## **LISTE DES FIGURES :**

Figure I. 1 : Brique creuse.....	05
Figure I. 2 : Diagramme Parabole-Rectangle des Contraintes Déformations du béton.....	08
Figure I. 3 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	09
Figure I. 4 : Diagramme contrainte déformation d'acier.....	10
Figure II. 1 : Dimensions à respecter par les poutres selon RPA 99 v-2003.....	15
Figure II. 2 : section des poteaux .....	17
Figure II. 3 : Pré dimensionnement des voiles selon L' RPA 99 v 2003 .....	19
Figure II. 4 : Plancher à corps creux .....	21
Figure II. 5 : Coupe d'un plancher à corps creux .....	21
Figure II. 6 : Dimensions des poutrelles .....	22
Figure II. 7 : Schéma de poutrelle .....	23
Figure II. 8 : Définition de $L_x$ et $L_y$ .....	23
Figure II. 9 : Schéma d'un escalier .....	25
Figure II. 10 : Schéma d'un balcon (type 1) .....	26
Figure II. 11 : Schéma d'un balcon (type 2) .....	27
Figure II. 12 : Schéma d'un balcon (type 3) .....	28
Figure II. 13 : Schéma de L'acrotère .....	29
Figure II. 14 : Surface d'influence d'un poteau .....	34
Figure II. 15 : Schéma des sections de calcul des poteaux (Coupe en élévation) .....	35
Figure II. 16 : Poteau intermédiaire .....	36
Figure II. 17 : Poteau de rive .....	40
Figure II. 18 : Poteau d'angle .....	44
Figure III. 1 : L'acrotère .....	52
Figure III. 2 : section de calcul de l'acrotère .....	53
Figure III. 3 : ferrailage de l'acrotère .....	57
Figure III. 4 : schéma statique des poutrelles .....	59

Figure III. 5 : schéma statique d'une poutrelle .....	60
Figure III. 6 : moments sur appuis (type 01) plancher étage courant .....	66
Figure III. 7 : moments sur appuis (type 04) plancher étage courant .....	68
Figure III. 8 : Schéma de poutrelle .....	73
Figure III. 9 : ferrailage sur appuis « plancher terrasse » .....	78
Figure III. 10 : ferrailage en travée « plancher terrasse » .....	78
Figure III. 11 : ferrailage sur appuis « plancher étage courant » .....	82
Figure III. 12 : ferrailage en travée « plancher étage courant » .....	82
Figure III. 13 : Ferrailage des dalles pleines sens (x).....	89
Figure III. 14 : Ferrailage des dalles pleines sens (y) .....	98
Figure III. 15 : Schéma statique d'un balcon .....	98
Figure III. 16 : section de calcul du balcon .....	100
Figure III. 17 : ferrailage (balcon) « type 01 » .....	103
Figure III. 18 : ferrailage (balcon) « type 03 » sens(x) .....	110
Figure III. 19 : ferrailage (balcon) « type 03 » sens(y) .....	110
Figure III. 20 : Schéma statique de l'escalier .....	111
Figure III. 21 : schéma statique du« paillasse » .....	113
Figure III. 22 : Installation avec poulie de déflexion et chaîne d'équilibrage des câbles ....	115
Figure III. 23 : treuil attelé .....	120
Figure III. 24 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine	121
Figure III. 25 : combinaison de rectangles centrés .....	121
Figure III. 26 : le rectangle d'impacte .....	125
Figure III. 27 : Schéma de représentation des charges .....	125
Figure III. 28 : le rectangle d'impacte. ....	126
Figure III. 29 : Schéma de représentation des charges. ....	127
Figure III. 30 : ferrailage de la dalle machine .....	132
Figure IV. 1 : Modélisation en 3D de la structure.....	138

Figure IV. 2 : Spectre de réponse de calcul (logiciel Robot).....	140
Figure IV. 3 : 1 <sup>ère</sup> variante de la structure (Disposition des voiles -Vue en plan-).....	142
Figure IV. 4 : 2 <sup>ème</sup> variante des structures (Disposition des voiles -Vue en plan-).....	143
Figure IV. 5 : 1 <sup>er</sup> mode de déformation 3D de la structure « Mode 1 Translation suivant x ».....	145
Figure IV. 6 : 2 <sup>ème</sup> mode de déformation 3D de la structure « Mode 2 : Translation suivant y ».....	145
Figure IV. 7 : 3 <sup>ème</sup> mode de déformation 3D de la structure « mode 3 : torsion autour de z ».....	146
Figure V. 1 : ferrailage de la poutre principale (sur appuis) .....	161
Figure V. 2 : ferrailage de la poutre principale (en travée) .....	161
Figure V. 3 : ferrailage de la poutre croisée (sur appuis).....	167
Figure V. 4 : ferrailage de la poutre croisée (en travée).....	167
Figure V. 5 : ferrailage de la poutre secondaire (sur appuis).....	173
Figure V. 6 : ferrailage de la poutre secondaire (en travée).....	173
Figure V. 7 : ferrailage du poteau (50*50) .....	187
Figure V. 8 : ferrailage du poteau (45*45).....	193
Figure V. 9 : ferrailage du poteau (40*40).....	199
Figure V. 10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	202
Figure V. 11 : ferrailage d'un voile.....	203
Figure V. 12 : méthode des contraintes .....	204
Figure V. 13 : diagramme d'une section entièrement comprimée.....	205
Figure V. 14 : diagramme d'une section entièrement tendue.....	205
Figure V. 15 : diagramme d'une section partiellement comprimée.....	206
Figure V. 16 : ferrailage du voile.....	212
Figure VII. 1 : Semelle isolée.....	221
Figure VII. 2 : radier nervuré.....	223
Figure VII. 3 : ferrailage de la dalle du radier.....	232
Figure VII. 4 : section de calcul de nervure.....	233
Figure VII. 5 : ferrailage de la nervure en travée.....	239

Figure VII. 6 : ferrailage de la nervure sur appuis..... 239

## **LISTE DES TABLEAUX :**

Tableau I. 1 : Caractéristiques géométriques .....	04
Tableau II. 1 : Sections des poteaux .....	18
Tableau II. 2 : Condition de flèche .....	21
Tableau II. 3 : Caractéristiques géométriques du plancher à corps creux .....	22
Tableau II. 4 : Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)...	30
Tableau II. 5 : Évaluation des charges permanentes du plancher étage courant (corps creux) .....	30
Tableau II. 6 : Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)...	31
Tableau II. 7 : Évaluation des charges permanentes du plancher étage courant (dalle pleine).....	31
Tableau II. 8 : Évaluation des charges permanentes du mur extérieur.....	31
Tableau II. 9 : Évaluation des charges permanentes du mur intérieur.....	32
Tableau II. 10 : Évaluation des charges permanentes d'un balcon d'étage courant.....	32
Tableau II. 11 : Évaluation des charges permanentes de la dalle (plancher terrasse).....	32
Tableau II. 12 : Évaluation des charges permanentes de la paillasse.....	33
Tableau II. 13 : Évaluation des charges permanentes du Palier.....	33
Tableau II. 14 : Descente de charges du poteau intermédiaire.....	39
Tableau II. 15 : Descente des charges d'un poteau de rive.....	44
Tableau II. 16 : Descente des charges d'un poteau d'angle.....	48
Tableau II. 17 : Vérification de la section de poteau (BAEL 91).....	49
Tableau II. 18 : Vérification de la section de poteau (BAEL 91).....	49
Tableau II. 19 : Vérification de la section de poteau (RPA 99).....	50
Tableau III. 1 : moments sur appuis à l'ELU plancher terrasse.....	61
Tableau III. 2 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 01) plancher terrasse.....	61
Tableau III. 3 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 02) plancher terrasse.....	62
Tableau III. 4 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 03) plancher terrasse.....	62
Tableau III. 5 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 04) plancher terrasse.....	62

Tableau III. 6 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 05) plancher terrasse.....	62
Tableau III. 7 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 06) plancher terrasse.....	63
Tableau III. 8 : moments sur appuis à l'ELS plancher terrasse.....	63
Tableau III. 9 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 01) plancher terrasse.....	63
Tableau III. 10 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 02) plancher terrasse.....	64
Tableau III. 11 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 03) plancher terrasse.....	64
Tableau III. 12 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 04) plancher terrasse.....	64
Tableau III. 13 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 05) plancher terrasse.....	64
Tableau III. 14 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 06) plancher terrasse.....	65
Tableau III. 15 : choix de la méthode plancher étage courant.....	65
Tableau III. 16 : les moments à l'ELU (type 01) plancher étage courant.....	67
Tableau III. 17 : Efforts tranchants (type 01) plancher étage courant.....	67
Tableau III. 18 : les moments à l'ELS (type 01) plancher étage courant.....	67
Tableau III. 19 : les moments à l'ELU (type 04) plancher étage courant.....	68
Tableau III. 20 : Efforts tranchants (type 04) plancher étage courant.....	68
Tableau III. 21 : les moments à l'ELS (type 04) plancher étage courant.....	68
Tableau III. 22 : moments sur appuis à l'ELU d'étage courant.....	69
Tableau III. 23 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 02) d'étage courant.....	69
Tableau III. 24 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 03) d'étage courant.....	69
Tableau III. 25 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 05) d'étage courant.....	70
Tableau III. 26 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 06) d'étage courant.....	70

Tableau III. 27 : moments sur appuis à l'ELS d'étage courant.....	70
Tableau III. 28 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 02) d'étage courant.....	71
Tableau III. 29 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 03) d'étage courant.....	71
Tableau III. 30 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 05) d'étage courant.....	71
Tableau III. 31 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 06) d'étage courant.....	72
Tableau III. 32 : les sollicitations maximum à l'ELU.....	72
Tableau III. 33 : les sollicitations maximum à l'ELS.....	72
Tableau III. 34 : État limite d'ouverture des fissures (plancher terrasse).....	75
Tableau III. 35 : État limite d'ouverture des fissures (plancher terrasse).....	76
Tableau III. 36 : Etat limite de compression du béton (plancher terrasse).....	76
Tableau III. 37 : ferrailage sur appui (plancher étage courant).....	79
Tableau III. 38 : ferrailage en travée (plancher étage courant).....	79
Tableau III. 39 : formules des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	84
Tableau III. 40 : valeurs des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	85
Tableau III. 41 : ferrailage de la dalle pleine « type 01 ».....	86
Tableau III. 42 : Vérification à l'ELS de la dalle pleine « type 01 ».....	88
Tableau III. 43 : valeurs des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	90
Tableau III. 44 : ferrailage de la dalle pleine « type 02 » terrasse.....	91
Tableau III. 45 : Vérification à l'ELS de la dalle pleine « type 02 ».....	93
Tableau III. 46 : valeurs des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ (type 02) étage courant.....	95
Tableau III. 47 : ferrailage de la dalle pleine « type 02 » étage courant.....	95
Tableau III. 48 : évaluation des charges de balcon « type 1 ».....	100
Tableau III. 49 : ferrailage de balcon (terrasse « type 01 »).....	100
Tableau III. 50 : ferrailage de balcon (étage courant « type 01 »).....	101

Tableau III. 51 : état limite d'ouverture des fissures (balcon « type 01 »).....	101
Tableau III. 52 : Etat limite de compression du béton (balcon « type 01 »).....	102
Tableau III. 53 : évaluation des charges de balcon « type 3 ».....	105
Tableau III. 54 : ferrailage de balcon (terrasse en travée « type 03 ») selon x.....	105
Tableau III. 55 : ferrailage de balcon (terrasse sur appui « type 03 ») selon x.....	105
Tableau III. 56 : ferrailage de balcon (terrasse en travée « type 03 ») selon y.....	106
Tableau III. 57 : ferrailage de balcon (terrasse sur appui « type 03 ») selon y.....	106
Tableau III. 58 : état limite d'ouverture des fissures (balcon « type 03 ») selon x.....	106
Tableau III. 59 : Etat limite de compression du béton (balcon « type 03 ») selon x.....	106
Tableau III. 60 : ferrailage de la dalle pleine « balcon » étage courant.....	108
Tableau III. 61 : Evaluations des charges « paillasse ».....	110
Tableau III. 62 : ferrailage du « paillasse ».....	111
Tableau III. 63 : Evaluations des charges « palier ».....	113
Tableau III. 64 : ferrailage de palier de repos en travée.....	114
Tableau III. 65 : ferrailage de palier de repos sur appui.....	114
Tableau III. 66 : les moments de la poutre palière.....	117
Tableau III. 67 : ferrailage de la poutre palière en travée.....	117
Tableau III. 68 : ferrailage de la poutre palière sur appui.....	118
Tableau III. 69 : les dimensions de l'ascenseur.....	122
Tableau III. 70 : détermination des sollicitations à l'ELU « ascenseur ».....	127
Tableau III. 71 : valeurs de $\mu_x$ et $\mu_y$ de sollicitation.....	128
Tableau III. 72 : ferrailage de la dalle machine.....	129
Tableau III. 73 : détermination des sollicitations à l'ELS « ascenseur ».....	130
Tableau IV. 1 : Valeurs de pénalités P.q.....	136
Tableau IV. 2 : Résultats de l'analyse de la 2 <sup>ème</sup> disposition des voiles.....	143
Tableau IV. 3 : Vérification du déplacement inter-étages suivant x.....	149
Tableau IV. 4 : Vérification du déplacement inter-étages suivant y.....	149

Tableau IV. 5 : Vérification au renversement suivant x.....	150
Tableau IV. 6 : Vérification au renversement suivant y.....	151
Tableau IV. 7 : Vérification de l'effet P- suivant x.....	152
Tableau IV. 8 : Vérification de l'effet P- suivant y.....	152
Tableau V. 1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	156
Tableau V. 2 : Sollicitations de la poutre principale sous différents combinaisons.....	156
Tableau V. 3 : Sollicitations de la poutre croisée sous différents combinaisons.....	162
Tableau V. 4 : Sollicitations de la poutre secondaire sous différents combinaisons.....	168
Tableau V. 5 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	176
Tableau V. 6 : Sollicitations des poteaux sous différents combinaisons.....	177
Tableau V. 7 : Calcul du moment fictif du poteau (50*50) cas 02.....	181
Tableau V. 8 : Calcul du moment fictif du poteau (50*50) cas 03.....	182
Tableau V. 9 : calcul de ferrailage pour le poteau (50*50) cas 03.....	182
Tableau V. 10 : Section de ferrailage du poteau (50*50).....	183
Tableau V. 11 : Calcul du moment fictif du poteau (45*45) cas 01.....	188
Tableau V. 12 : vérification de la section du poteau (45*45) cas 01.....	189
Tableau V. 13 : calcul de ferrailage pour le poteau (45*45) cas 01.....	189
Tableau V. 14 : Calcul du moment fictif du poteau (45*45) cas 02.....	189
Tableau V. 15 : calcul de ferrailage pour le poteau (45*45) cas 02.....	189
Tableau V. 16 : Calcul du moment fictif du poteau (45*45) cas 03.....	190
Tableau V. 17 : calcul de ferrailage pour le poteau (45*45) cas 02.....	190
Tableau V. 18 : Section de ferrailage du poteau (45*45).....	190
Tableau V. 19 : vérification à l'ELS du poteau (45*45).....	191
Tableau V. 20 : Calcul du moment fictif du poteau (40*40) cas 01.....	191
Tableau V. 21 : vérification de la section du poteau (40*40) cas 01.....	191
Tableau V. 22 : calcul de ferrailage pour le poteau (40*40) cas 01.....	195
Tableau V. 23 : Calcul du moment fictif du poteau (40*40) cas 02.....	195

Tableau V. 24 : calcul de ferrailage pour le poteau (40*40) cas 02.....	195
Tableau V. 25 : Calcul du moment fictif du poteau (40*40) cas 03.....	196
Tableau V. 26 : calcul de ferrailage pour le poteau (40*40) cas 03.....	196
Tableau V. 27 : Section de ferrailage du poteau (40*40).....	196
Tableau V. 28 : vérification à l'ELS du poteau (40*40).....	197
Tableau VI. 1 : les sollicitations dans les poutres.....	215
Tableau VII. 1 : calcul de ferrailage de la longrine.....	213
Tableau VII. 2 : valeur de $\frac{u_{\text{rail}}}{e_1}$ et $\frac{u_{\text{rail}}}{u_x}$ .....	221
Tableau VII. 3 : ferrailage de la dalle du radier.....	223
Tableau VII. 4 : vérification à l'ELS de la dalle du radier.....	224
Tableau VII. 5 : les sollicitations dans les nervures.....	227
Tableau VII. 6 : vérification à l'ELS des nervures.....	229

## **LISTE DES NOTATIONS :**

$G$  : Action permanente.

$Q$  : Action d'exploitation.

$E$  : Action accidentelle.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible du béton.

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'acier.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte ultime admissible de cisaillement.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton.

$\sigma_{st}$  : Contrainte d'acier.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul.

$f_{bc}$  : Résistance à la compression.

$f_{tj}$  : Résistance à la traction.

$f_{bc}$  : Résistance caractéristique a 28 jours.

$A_{st}$  : Section d'armature.

$A_r$  : Armature de répartition.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité béton.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'acier.

$\eta$  : Coefficient d'application.

$\lambda$  : Facteur de correction d'amortissement.

$I_x, I_y$  : Moment d'inertie.

$i_x, i_y$  : Rayon de giration.

$\mu_u$  : Moment ultime réduit.

$\eta$  : Position relative de la fibre neutre.

$Z$  : Bras de levier.

$d$  : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$d'$  : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

$C_p$  : Facteur de force horizontal.

$B_r$  : Section réduite.

$M$  : Moment fléchissant.

$T$  : Effort tranchant.

$N$  : Effort normal.

A: Coefficient d'accélération de zone.

D: Facteur d'amplification dynamique.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

Q: Facteur de qualité.

W: Poids total de la structure.

V: Force sismique total.

$W_i$ : Poids sismique au niveau « i ».

$C_t$ : Coefficient de période.

: Coefficient de pondération.

# **Introduction Générale**

## **INTRODUCTION GÉNÉRALE:**

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort. L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Égypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction, ont donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, CM...).

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, cette zone est représentée comme étant une région à forte sismicité, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Construire dans des zones de forte sismicité représente un danger important à cause des dégâts que le séisme peut engendrer à la structure. Pour chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Chaque étude de projet du bâtiment a pour buts :

- Sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- Économie : diminution des coûts du projet (dépenses) ;
- Confort ;
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages, tels que :

- Souplesse d'utilisation ;
- Durabilité (durée de vie) ;
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de sismicité moyenne, comportant un RDC et 09 étages à ANNABA.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers...etc.).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** est présenté dans le 5ème chapitre.
- Le 6ème chapitre portera sur l'étude thermique du bâtiment afin de déterminer l'action dus à l'effet de variations de la température sur les différents éléments de la structure. L'étude du bâtiment sera faite par intermédiaire du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**.
- Pour le dernier chapitre, on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

# **CHAPITRE I**

## **Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux**

## **Introduction :**

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003...) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de ce projet de fin d'études.

### **I.1. Présentation de l'ouvrage :**

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à ANNABA classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

### **I.2. Caractéristiques géométriques :**

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc irrégulier en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant:

<b>Dimensions</b>	<b>(m)</b>
Dimensions en plan	35.50×17.6
Hauteur totale	30.74
Hauteur du RDC	3.06
Hauteur des étages courants	3.06

**Tableau I. 1 : Caractéristiques géométriques**

## **I.4. Conception :**

### **A. Le contreventement :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques - voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

### **B. Plancher :**

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

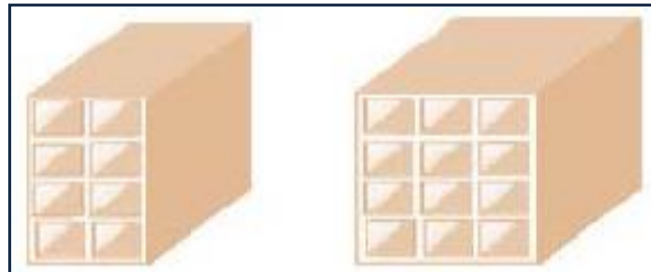
### **C. Maçonnerie :**

#### ➤ **Murs extérieurs : (Double paroi) :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses avec une lame d'air de 5 cm (10+5+15).

#### ➤ **Murs intérieurs : (Simple paroi) :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm et 15cm d'épaisseur.



**Figure I. 1 : Brique creuse.**

### **D. Revêtement :**

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

### **E. Escaliers :**

Le bâtiment est munit de une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasses, réalisés en béton armé.

**F. Local d'ascenseur :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

**I.5. Caractéristiques des matériaux :**

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

**A. Béton:**

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

**➤ Les matériaux composant le béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

**a) Ciment :**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de la température de cuisson du mélange.

**b) Granulats :**

Les granulats comprennent les sables et les graviers:

**• Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

**• Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

➤ **Résistances mécaniques du béton :**

a) **Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à « j » jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPJ / CEM II 32.5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 Mpa ( $f_{c28} = 25$  Mpa). D'après « **Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 11)** » on a :

- **Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  Mpa :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right\}$$

- **Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  Mpa :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right\}$$

b) **Résistance à la traction : « Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 12) »**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{array} \right\} / \left[ f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en (Mpa) ou } \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \right]$$

c) **Déformations longitudinales du béton :**

**Déformations instantanées «  $E_{ij}$  » : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 21) :**

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  [MPa]: Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

**Déformations différées «  $E_{vj}$  » : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 22)**

Si on exprime les résistances en Mpa (ou N/mm<sup>2</sup>), ce module est donné par la formule :

- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  si  $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$
- $E_{vj} = 4400 \sqrt[3]{f_{cj}}$  si  $f_{c28} > 60 \text{ MF}$  sans fumée de silice.
- $E_{vj} = 6100 \sqrt[3]{f_{cj}}$  si  $f_{c28} > 60 \text{ MF}$  avec fumée de silice.

**d) Coefficient de poisson: Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 3) :**

= 0.2 : Pour le calcul des déformations.

= 0 (zéro) : Pour le calcul des sollicitations.

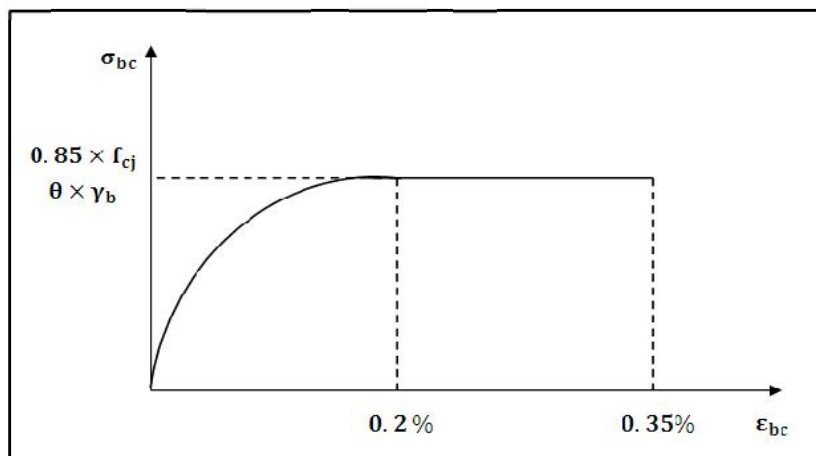
**e) Diagrammes déformations –contraintes de béton : BAEL 91 (Art A.4.3, 4) :**

**- État limite ultime (ELU) :**

Contrainte ultime du béton :

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 :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 2\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4.5 ; 0.025f_{cj})\text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MF} \end{cases}$$



**Figure I. 2 :** Diagramme Parabole-Rectangle des Contraintes Déformations du béton.

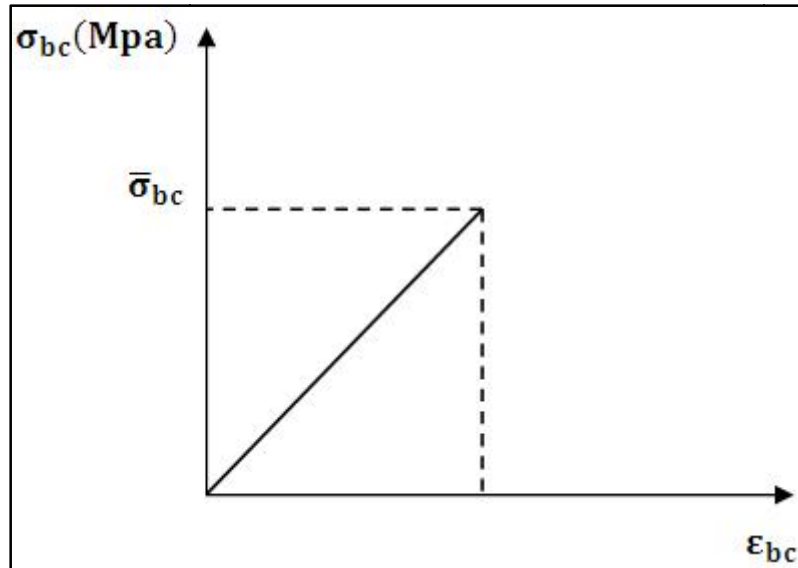
$f_{bu}$ : Contrainte ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{b}$$

$b$ : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

: Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- **0.9** lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.
- **État limite de service (ELS) :**



**Figure I. 3 :** Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$$

**f) Contrainte limite de cisaillement : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.5.1, 21)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ dans le cas de fissuration peut préjudiciable.}$$

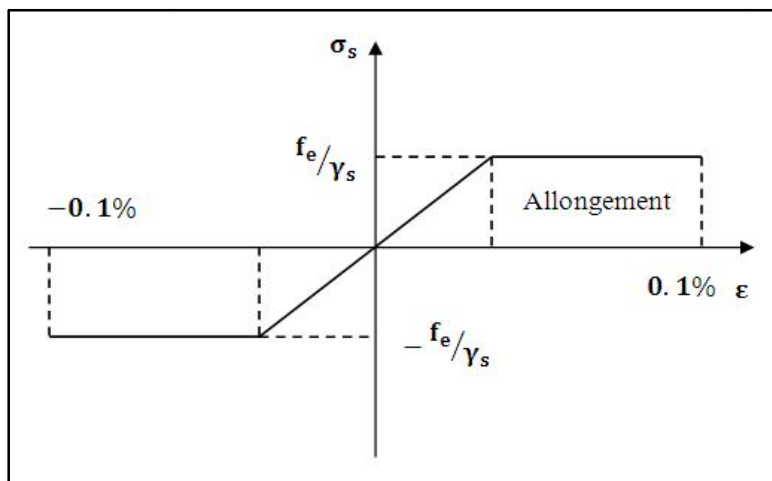
$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ dans le cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**B. Acier :**

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

- **Contrainte limite :**
- **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure suivante :



**Figure I. 4 :** Diagramme contrainte déformation d'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  cas de situations durable ou transitoire.

- **Etat limite de service : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.4.5, 33)**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_s = \min \left[ \frac{2}{3} f ; \max \left( 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$$

- Fissuration très préjudiciable : La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur  $0,8 \sigma_s$  (MPa).

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;

= 1 : Pour les ronds lisses (RL) ;

= 1.6 : Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

## **I.6. Hypothèse de calcul:**

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

**A. Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :**

Basé sur la théorie des états limites.

**➤ Etats limites ultimes (ELU) :**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique ;
- Résistance de l'un des matériaux de la structure ;
- Stabilité de la forme.

**✓ Hypothèses:**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ;
- Le béton tendu est négligé dans les calculs ;
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 0.35% dans le cas de la flexion simple ou composée et à 0.2% dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

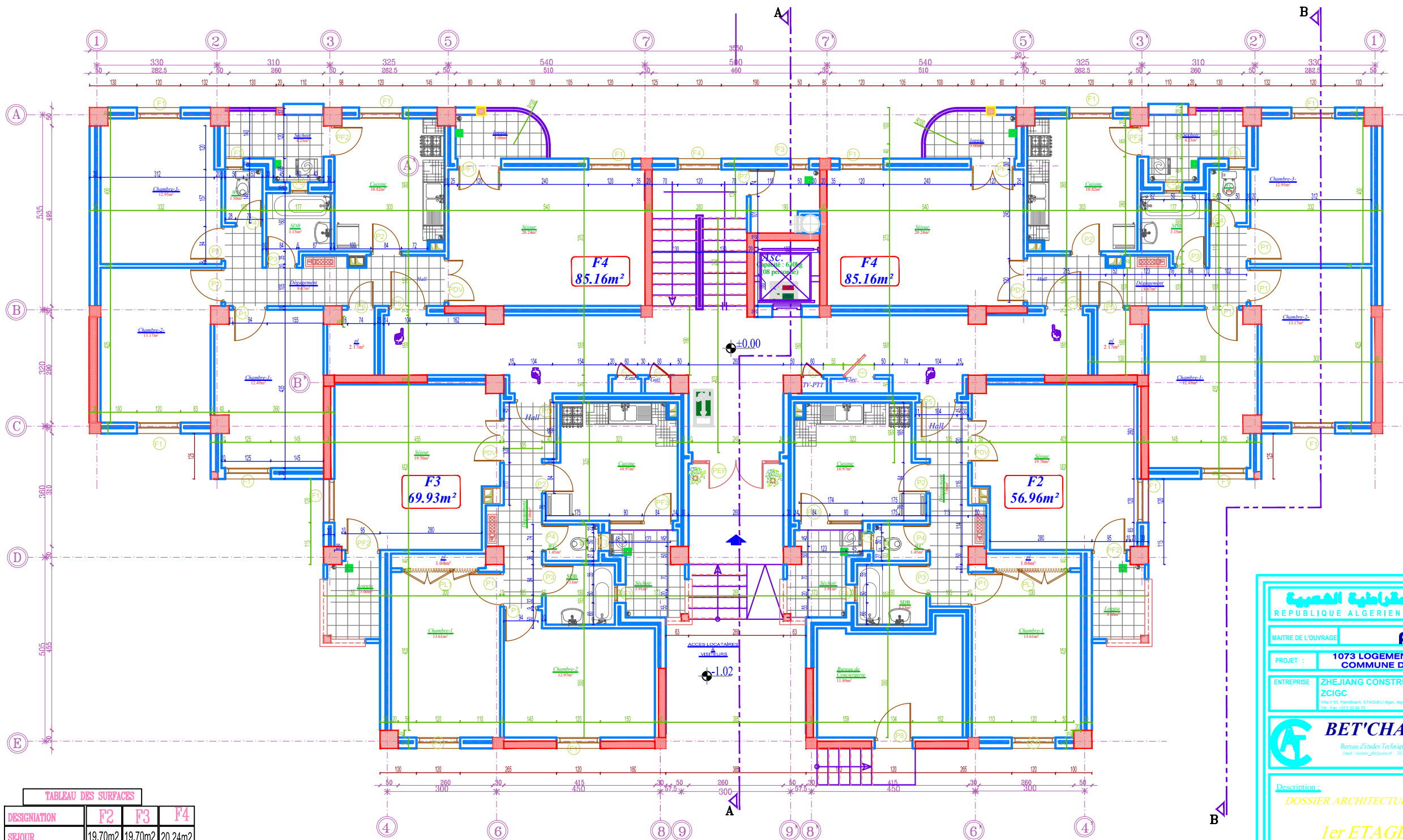
**➤ Etats limites de service (ELS) :**

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

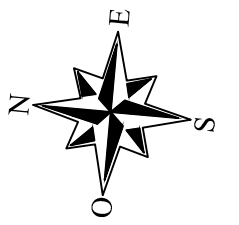
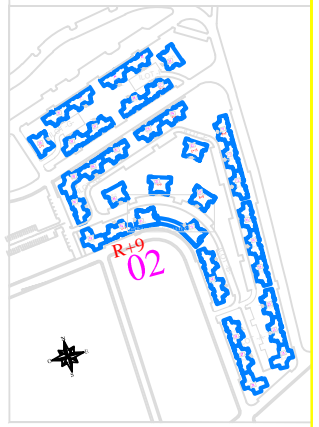
- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

**✓ Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ;
- Le béton tendu est négligé dans les calculs ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton ;
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_S = 15E_b$  ;  $n = 15$ ).



PLAN DE MASSE



**TABEAU DES SURFACES**

DESIGNATION	F2	F3	F4
SEJOUR	19.70m <sup>2</sup>	19.70m <sup>2</sup>	20.24m <sup>2</sup>
CUISINE	10.97m <sup>2</sup>	10.97m <sup>2</sup>	10.82m <sup>2</sup>
CHAMBRE 1	13.61m <sup>2</sup>	13.61m <sup>2</sup>	12.49m <sup>2</sup>
CHAMBRE 2		12.97m <sup>2</sup>	13.17m <sup>2</sup>
CHAMBRE 3			12.95m <sup>2</sup>
S.D.B	3.13m <sup>2</sup>	3.13m <sup>2</sup>	3.15m <sup>2</sup>
W.C	1.45m <sup>2</sup>	1.45m <sup>2</sup>	1.50m <sup>2</sup>
DEGAGEMENT	7.06m <sup>2</sup>	7.06m <sup>2</sup>	8.67m <sup>2</sup>
RANGEMENT	1.04m <sup>2</sup>	1.04m <sup>2</sup>	2.17m <sup>2</sup>
<b>SURFACE HABITABLE</b>	<b>56.96m<sup>2</sup></b>	<b>69.93m<sup>2</sup></b>	<b>85.16m<sup>2</sup></b>
LOGGIA	3.00m <sup>2</sup>	3.00m <sup>2</sup>	3.00m <sup>2</sup>
SECHOIR	3.91m <sup>2</sup>	3.91m <sup>2</sup>	4.23m <sup>2</sup>
<b>SURFACE UTILE</b>	<b>63.87m<sup>2</sup></b>	<b>76.84m<sup>2</sup></b>	<b>92.39m<sup>2</sup></b>

**الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية**  
**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

MAITRE DE L'OUVRAGE: **ANDI. وكالة عدل**

PROJET: **1073 LOGEMENTS SIS AU POS BOUKHADRA III, COMMUNE D'EL-BOUNI, WILAYA DE ANNABA**

ENTREPRISE: **ZHEJIANG CONSTRUCTION INVESTMENT GROUP CO.LTD, ZCIGC**

**BET'CHABANE**  
 Bureau d'Etudes Techniques & Architecture  
 1073/AN23-13

Description:  
**DOSSIER ARCHITECTURE**  
**1er ETAGE**  
 Niveau ±0.00

Echelle: 1/50	Date: 09-2013	Gabarit: R+9	Bloc n°: 02	N° Projet: 1073/AN23-13
N° Dessin: AR/02/02		Architectes: Mr. CHABANE A.		

VISA: EXECUTION ARCHITECTURE

Notes:

# **CHAPITRE II**

## **Pre dimensionnement Et Descente De Charges**



## **Introduction :**

L'étude d'un bâtiment (ou de toute structure en béton armé) se fait en plusieurs étapes :

1. Dimensionnement des éléments de la structure : dalles, planchers, poutres, poteaux, voiles, fondations... au stade de la conception pour permettre au maître d'œuvre (l'architecte) de s'assurer que son projet est réaliste et que les dimensions prévues ne sont pas susceptibles d'être modifiées de façon notable lors de l'exécution ;
2. Dimensionnement ou vérification du dimensionnement précédent, au stade du chiffrage par l'entreprise des quantités de béton, coffrage et aciers ;
3. Justification des dimensions retenues et réalisation des plans de coffrage et de ferrailage qui permettront la réalisation de l'ouvrage.

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

## **II. Pré dimensionnement des différents éléments :**

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règles en vigueur, les normes techniques et les conditions de résistance et de flèche.

### **II.1. Pré dimensionnement des poutres :**

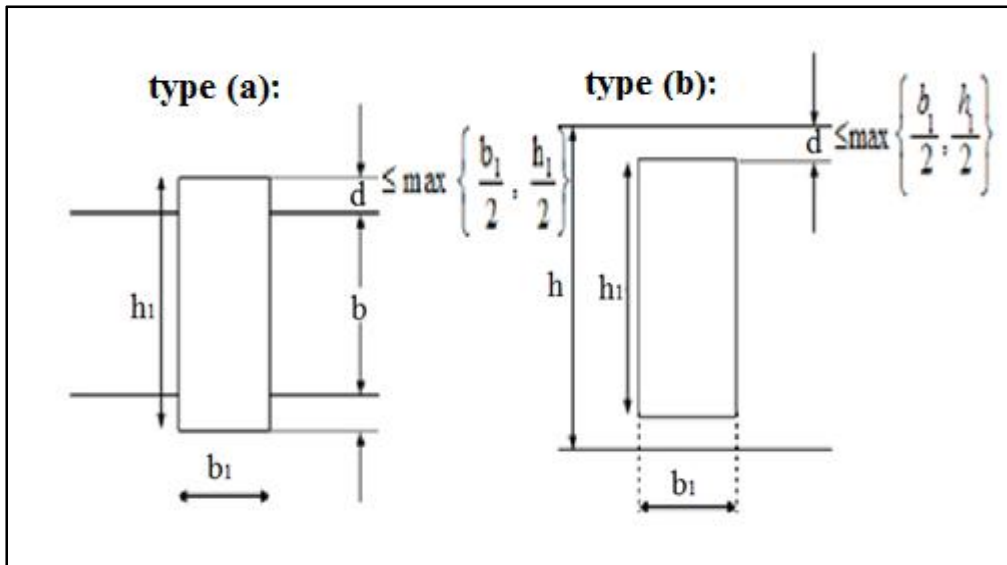
D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a trois types de poutres :

- Les poutres principales.
- Les poutres secondaires
- Les poutres croisées.

D'après le R.P.A99 (Art 7.5.1), les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $1 \leq \frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

**h** Peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.



**Figure II. 1** : Dimensions à respecter par les poutres selon RPA 99 v-2003.

Où :

- **b** est la plus petite dimension et **h** est la plus grande dimension transversale de la section droite du poutre ;
- **b<sub>1</sub>** est la plus petite dimension et **h<sub>1</sub>** est la plus grande dimension transversale de la section droite du poteau .

Et d'après les conditions de flèche on doit vérifier la formule suivante :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$L = L(\text{entre axes}) - b_1$  ou  $h_1$  (Dimensions transversaux du poteau)

**Calcul de largeur b :**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

### II.1.1. Poutres principales :

Ces poutres reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = (535 - 40) = 495 \text{ cm} \Rightarrow \frac{495}{16} \leq h \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 30.94 \text{ cm} \leq h \leq 49.5 \text{ cm}$$

**On prend : h=45cm**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45 \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm}$$

**On prend : b= 30 cm**

- **Vérification : (RPA99)**

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérif ée}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérif ée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérif ée}$$

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow 30 \leq 1.5 \times 45 + 40 = 107.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérif ée}$$

$$d \leq \max\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}\right) ; d = \frac{h_1 - b}{2}$$

$$d = \frac{50 - 30}{2} \leq \max\left(\frac{50}{2}; \frac{50}{2}\right) \Rightarrow 10 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérif ée}$$

**II.1.2. Poutres secondaires :**

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = (457 - 40) = 417 \text{ cm} \Rightarrow \frac{417}{16} \leq h \leq \frac{417}{10} \Rightarrow 26.06 \text{ cm} \leq h \leq 41.7 \text{ cm}$$

**On prend : h=40cm**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

**On prend : b= 30 cm**

- **Vérification : (RPA99)**

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérif ée}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérif ée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérif ée}$$

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow 30 \leq 1.5 \times 40 + 40 = 100\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérif ée}$$

$$d \leq \max\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}\right) ; d = \frac{h_1 - b}{2}$$

$$d = \frac{50 - 30}{2} \leq \max\left(\frac{50}{2}; \frac{50}{2}\right) \Rightarrow 10 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérif ée}$$

**II.1.3. Poutres croisées :**

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = (540 - 40) = 500 \text{ cm} \Rightarrow \frac{500}{16} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 31.25 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

**On prend : h=45cm**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45 \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm}$$

**On prend : b= 30 cm**

- **Vérification : (RPA99) :**

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow 30 \leq 1.5 \times 45 + 40 = 107.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$d \leq \max\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}\right) ; d = \frac{h_1 - b}{2}$$

$$d = \frac{50 - 30}{2} \leq \max\left(\frac{50}{2}; \frac{50}{2}\right) \Rightarrow 10 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

## II.2. **Pré dimensionnement des poteaux :**

➤ **Condition de portée (B.A.E.L99) :**

- **Longueur de flambement : (Article B.8.3) :**

La longueur de flambement  $L_f$  est évaluée en fonction de la longueur libre  $L_0$  des pièces et de leurs liaisons effectives.

- **Evaluation de la longueur libre : (Article : B.8.3.1) :**

La longueur libre  $L_0$  d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

$L_f$  : est prise égale à  $0.7 L_0$  (Art : B.8.3.3.1)

$$L_f = 0.7L_0 / L_0 = 306 \text{ cm} \rightarrow L_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$= \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 50$$

$$= \frac{L_f}{i} , i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} , \text{ ou } i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$x = \sqrt{12} \left(\frac{L_f}{b}\right)$$

$$y = \sqrt{12} \left(\frac{L_f}{h}\right)$$

$$x = 3.46 \left(\frac{214.2}{b}\right) \leq 50 ; \quad y = 3.46 \left(\frac{214.2}{h}\right) \leq 50 \rightarrow b = h \geq 14.84 \text{ cm}$$

Les sections des poteaux sont données par le tableau suivant :

Etages	Sections des poteaux
RDC, 1, 2 et 3	50×50
4, 5 et 6	45×45
7, 8 et 9	40×40

**Tableau II. 1** : Sections des poteaux.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

**D'après RPA 99 « version 2003 » (Art 7.4.1) :**

- $\min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm}$  (zone IIa)
- $\min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ ,  $h_e = H - h$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

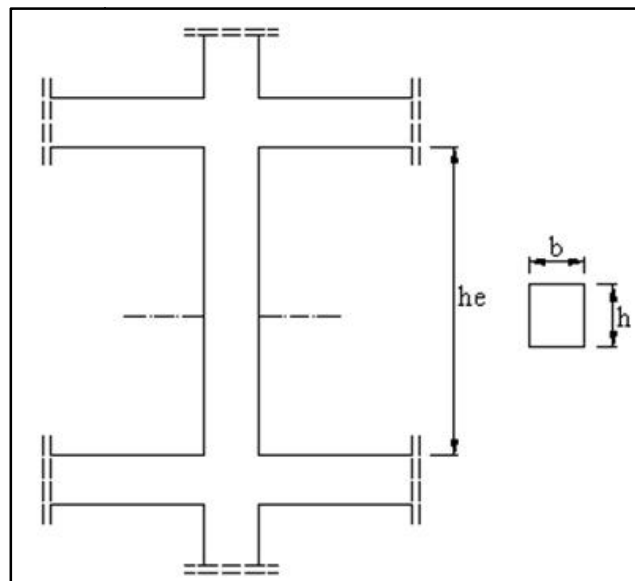
H : La hauteur total d'étage,

h : Plus grande dimension transversale de la section droite du poutre.

h : L'hauteur libre d'étage.

On adopte l'hauteur 'h' de la poutre secondaire pour que l'hauteur libre d'étage 'h<sub>e</sub>' doit être plus grand.

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$



**Figure II. 2** : section des poteaux

- **Vérification: (R.P.A 99: (Art 7.4.1)):**

La vérification se fait par rapport aux dimensions des poteaux les plus petites : section (40×40) cm<sup>2</sup>

- $\min(40; 40) \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots$  condition vérif ée.
- $\min(40; 40) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{H-h}{20} = \frac{306-40}{20} = 13.3 \text{ cm} \dots \dots \dots$  condition vérif ée.
- $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \dots \dots \dots$  condition vérif ée.

### II.3. Les voiles :

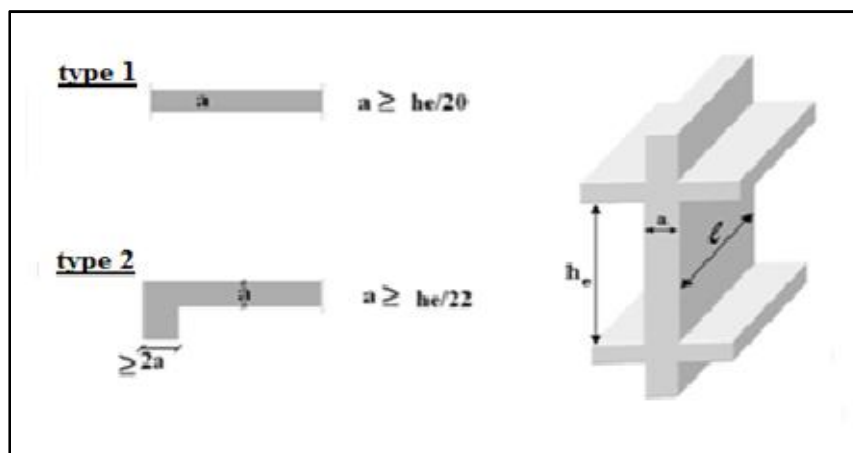
Les voiles sont des éléments principaux en béton armé ayant deux grandes dimensions par rapport à l'autre appelée épaisseur (L, B >>> a).

#### 1. Rôle des voiles :

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales ;
- Participent au contreventement de la construction ;
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements ;
- Assurent aussi une protection incendie.

#### ➤ Selon les conditions de l'RPA99 : (Art 7.7.1)

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition:  **$L \geq 4a$**  . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités dans notre projet, on a deux types de voile.



**Figure II. 3 :** Pré dimensionnement des voiles selon L' RPA 99 v 2003.

S'agissant de notre projet on a pour :

**Type 1 :**

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

$$h = H - h = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

H : l'hauteur total d'étage ;

h : plus grande dimension transversale de la section droite du poutre;

h : L'hauteur libre de l'étage.

$$h = 266 \text{ cm} \Rightarrow a \geq \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm}$$

**Type 2 :**

$$a \geq \frac{h}{22} = \frac{266}{22} = 12.09 \text{ cm}$$

$$a \geq \max[a(\text{type 1}) ; a(\text{type 2})]$$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: **a = 20 cm.**

$L \geq 4a = 80 \text{ cm}$  ... .. condition vérifiée pour tous les voiles

## **II.4. Les planchers :**

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles...).

### **II.4.1. Planchers à corps-creux :**

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée. Les nervures sont en béton armé, reposant sur des poutres principales ou des voiles. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 5.1 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



**Figure II. 4 :** Plancher à corps creux.

L'épaisseur totale des planchers ( $h_t$ ) doit satisfaire les conditions suivantes :

**D'après le règlement B.A.E.L91 révisées 99 (condition de la flèche) Art : B.6.8, 424 :**

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : désigne la plus grande portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

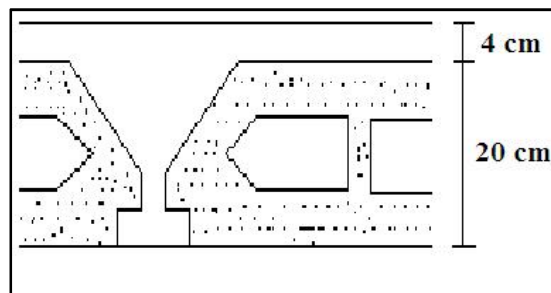
$$L = L(\text{entre axes}) - b = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

L(cm)	$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ (cm)}$	$h_t \text{ (cm)}$
510	22.67	20+4=24

**Tableau II. 2 :** Condition de flèche.

On prend :  $h_t = 24 \text{ cm}$ .

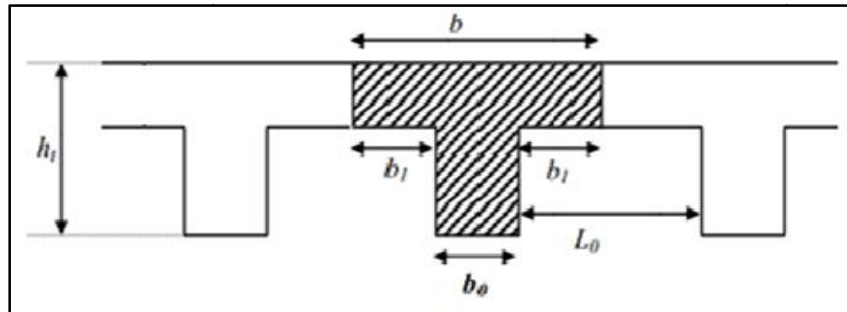
Donc d'après (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation « Art C.3 ») on choisit des planchers à Corps-creux de type (20 + 4) cm constitués d'entrevous (Corps-creux) de 20 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm de l'épaisseur.



**Figure II. 5 :** Coupe d'un plancher à corps creux.

➤ **Les poutrelles :**

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (Té) de caractéristique géométrique suivant :



**Figure II. 6 :** Dimensions des poutrelles.

La largeur de la table de compression est égale à :  $b = b_0 + 2b_1$

Avec :

Selon le **DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation « Art C.3 »** on a :

$$b = 60\text{cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10}\right) ; b_0 = 10\text{cm} ; L_0 = 2b_1 = b - b_0 = 60 - 10 = 50\text{cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{50}{2} ; \frac{510}{10}\right) = \min(25 ; 51) = 25\text{cm}$$

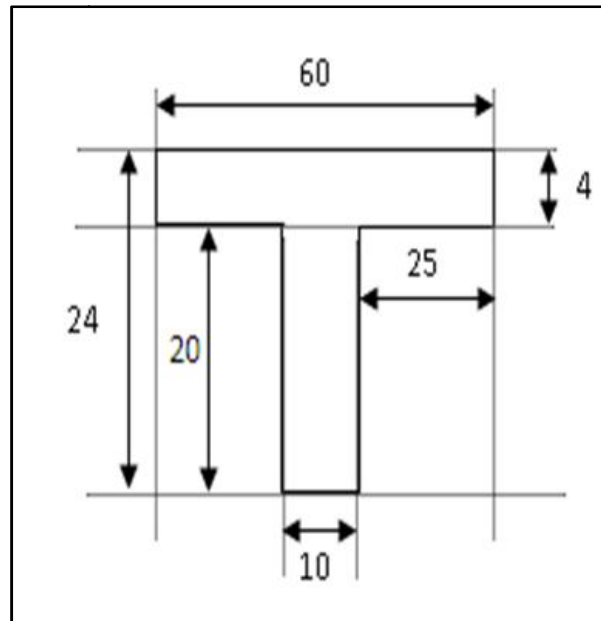
L : portée la plus grande de la poutrelle ;

$L_0$  : La distance entre les faces voisines de deux nervures successives.

**Tableau récapitulatif**

Caractéristiques géométriques	Valeur (cm)
Épaisseur de la dalle compression	4
Épaisseur de l'entrevous	20
Entraxe des nervures	60
Largeur des nervures	10

**Tableau II. 3 :** Caractéristiques géométriques du plancher à corps creux.



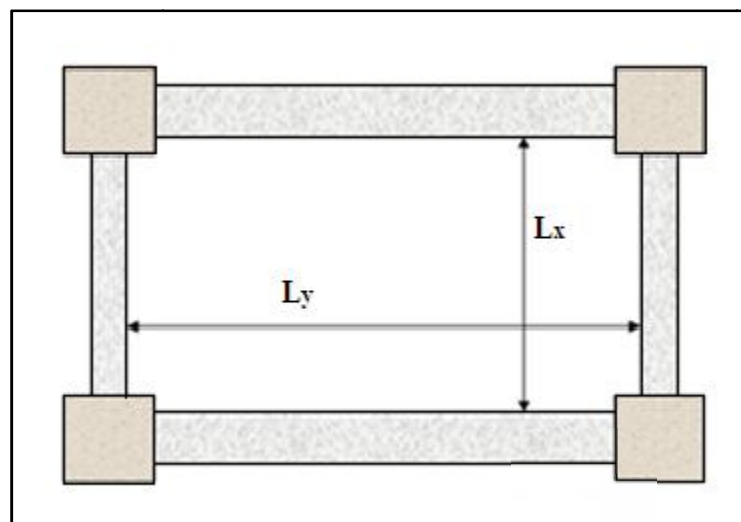
**Figure II. 7 :** Schéma de poutrelle.

#### II.4.2. Planchers à dalle pleine :

Nous avons opté pour des dalles pleines à pour but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des planchers.

$L_x$ : la petite portée entre nus .

$L_y$ : la grande porté entre nus .



**Figure II. 8 :** Définition de  $L_x$  et  $L_y$

$$L_x = 170\text{cm} ; L_y = 470\text{cm}$$

Si :  $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$  : on dit que la dalle est travaille suivant un seul sens

Si :  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} \leq 1$  : on dit que la dalle travaille suivant deux sens

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{470} = 0.36 < 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle travaille suivant un seul sens.}$$

➤ **Condition de résistance : pratique de BAEL91 (chapitre 13 : art 1.2) :**

Pour la dalle qui travaille dans un seul sens

$$h \geq \frac{L_x}{20} : \text{pour un panneau isolé.}$$

$$h \geq \frac{L_x}{25} : \text{pour une dalle continue .}$$

Dans notre cas nous avons un panneau isolé, donc :

$$h \geq \frac{L_x}{20} = \frac{170}{20} = 8.5 \text{ cm}$$

➤ **Résistance au feu :**

- $h = 07\text{cm}$  : pour une (01) heure de coup de feu ;
- $h = 11\text{cm}$  : pour deux (02) heures de coup de feu ;
- $h = 17,5 \text{ cm}$  : pour quatre (04) heures de coup de feu.

On prend:  $h = 11 \text{ cm.}$

➤ **Isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **13cm** ( $e = 13 \text{ cm}$ )

On limite donc notre épaisseur à :  **$h = 13\text{cm.}$**

➤ **Résistance à la flexion :**

$$\text{Dalle reposant sur deux appuis: } \frac{L_x}{35} < h < \frac{L_x}{30}$$

$$\text{dalle reposant sur trois ou quatre appuis: } \frac{L_x}{50} < h < \frac{L_x}{40}$$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis :

$$L_x = L(\text{entre axes}) - b = 200 - 30 = 170 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{50} < h < \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{170}{50} < h < \frac{170}{40} \Rightarrow 3.4 \text{ cm} < h < 4.25 \text{ cm}$$

**$h = 9 \text{ cm.}$**

➤ Condition de flèche :

$h$  : est conditionnée par :  $\frac{L}{30} < \square < \frac{L}{20}$

Ou  $L$  : est la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

$$L = 170\text{cm} \Rightarrow \frac{170}{30} < \square < \frac{170}{20} \Rightarrow 5.67 \text{ cm} < h < 8.5 \text{ cm}$$

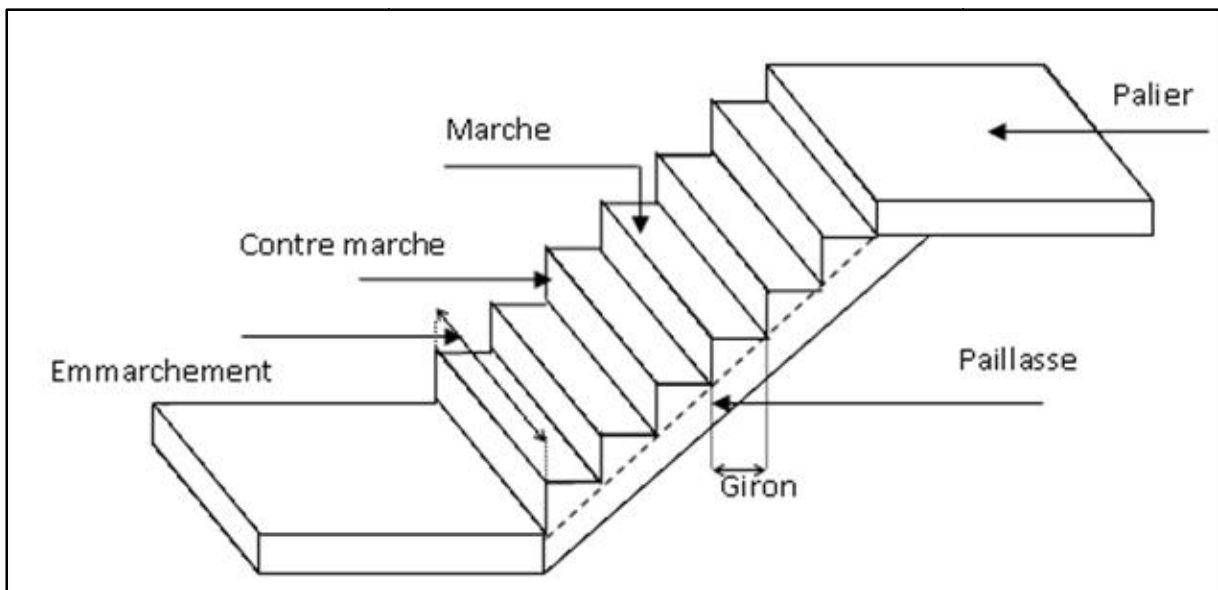
On prend :  **$h = 8\text{cm}$**

$$h \geq \max(8.5; 11; 13; 9; 8) = 13 \text{ cm}$$

→ On prend :  **$h = 15 \text{ cm}$**

## II.5. Les Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.



**Figure II. 9 :** Schéma d'un escalier.

### Un escalier est déterminé par :

- La marche :  $24 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$
- Le contre marche :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$
- La montée (hauteur à gravir) :  $H = \frac{306}{2} = \mathbf{153\text{cm}}$
- Le nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = \mathbf{9 \text{ contre marches}}$

- Le nombre de marche :  $(n - 1) = \mathbf{8 \text{ marches}}$
- La longueur de volée :  $L = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = \mathbf{240 \text{ cm}}$
- La Formule de **BLONDEL** :  $59 \leq g + 2h \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 64 + 66 \rightarrow \mathbf{\text{Donc l'escalier est confortable.}}$
- Inclinaison :  $\text{tg } \alpha = H/L = 153/240 = 0.6375 \Rightarrow \alpha = \mathbf{32.52^\circ}$
- longueur de la paillasse :  $L_p = H/\sin \alpha = 153/\sin 32.52 = \mathbf{284.6 \text{ cm}}$
- Epaisseur de la dalle d'escalier :

**Condition de flèche :**

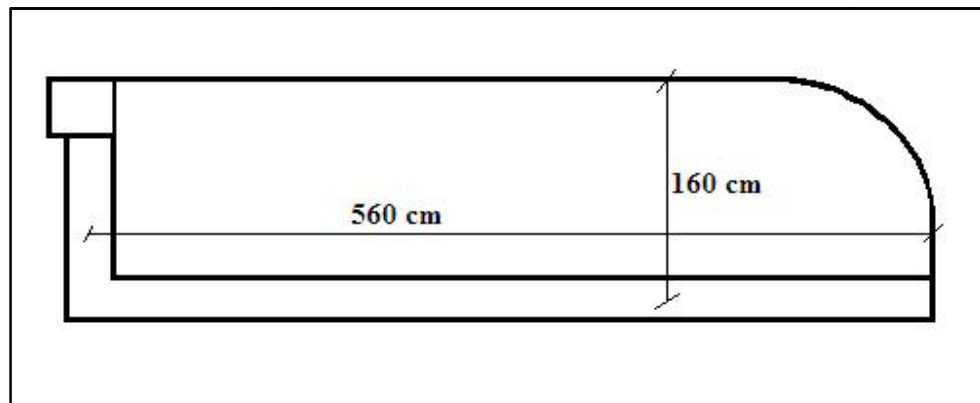
$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{284.6}{30} \leq e_p \leq \frac{284.6}{20} \Rightarrow 9.49 \text{ cm} \leq e_p \leq 14.23$$

**Donc on prend:  $e_p = 15 \text{ cm}$**

**II.6. Balcon :**

Pré dimensionnement de la dalle (**Pratique de BAEL page 352**) :

- **Type 1 :**



**Figure II. 10 :** Schéma d'un balcon (type 1).

$$L_x = 160 - 15 = 145 \text{ cm} ; L_y = 560 - 15 = 545 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{545} = 0.26 < 0.4 \rightarrow \mathbf{\text{Donc ce type de balcon travail suivant un seul sens.}}$$



**Condition de flèche :**

$$h_0 = \frac{L_x}{20} = \frac{145}{20} = 7.25 \text{ cm}$$

➤ **Condition de sécurité :**

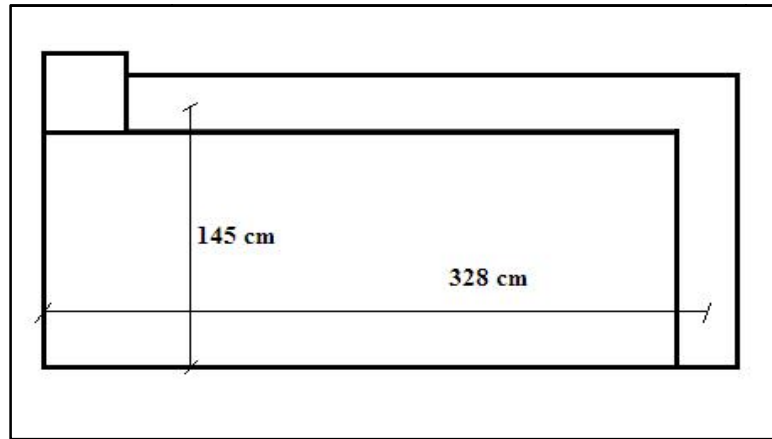
$$h_0 \geq 5 \text{ cm} \rightarrow h_0 = 7.25 \geq 5 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

L'épaisseur de la dalle:

$$h_0 = \frac{L_x}{10} \quad 12\text{cm} \Rightarrow \frac{145}{10} = 14.5\text{cm} \quad 12\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**On adopte :  $h_0 = 15 \text{ cm}$**

- **Type 02 :**



**Figure II. 11 : Schéma d'un balcon (type 2).**

$$L_x = 145 - 15 = 130 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 328 - 15 = 313 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{313} = 0.42 > 0.4 \rightarrow \text{Donc ce type de balcon travail suivant deux sens.}$$

➤ **Condition de flèche :**

$$h_0 = \frac{L_x}{20} = \frac{130}{20} = 6.5 \text{ cm}$$

➤ **Condition de sécurité :**

$$h_0 \geq 5 \text{ cm} \rightarrow h_0 = 6.5 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Épaisseur de la dalle :

$$h_0 = \frac{L_x}{10} \quad 12\text{cm} \Rightarrow \frac{130}{10} = 13\text{cm} \geq 12\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**On adopte :  $h_0 = 15 \text{ cm}$**

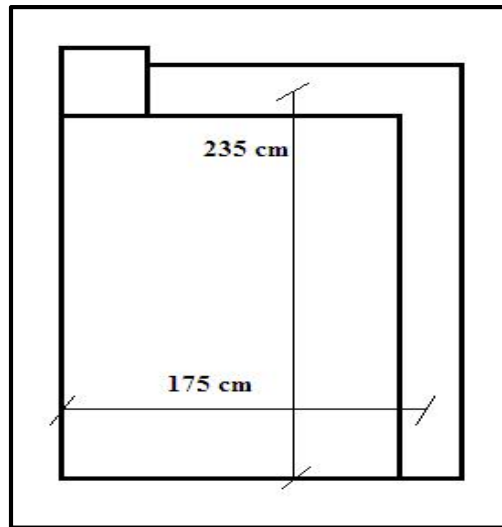
- **Type 03 :**

Figure II. 12 : Schéma d'un balcon (type 3).

$$L_x \approx 175 - 15 = 160 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 235 - 15 = 220 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{220} = 0.73 > 0.4 \rightarrow \text{Donc ce type de balcon travail suivant deux sens.}$$

➤ **Condition de flèche :**

$$h_0 = \frac{L_x}{20} = \frac{160}{20} = 8 \text{ cm}$$

➤ **Condition de sécurité :**

$$h_0 = 5 \text{ cm} \rightarrow h_0 = 8 \text{ cm} \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

L'épaisseur de la dalle:

$$h_0 = \frac{L_x}{10} = 12 \text{ cm} \Rightarrow \frac{160}{10} = 16 \text{ cm} \quad 12 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**On adopte :  $h_0 = 15 \text{ cm}$**

## II.7. L'acrotère

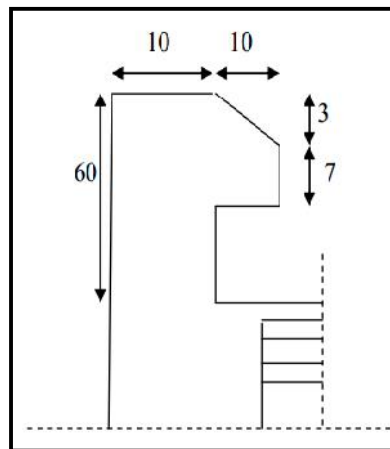


Figure II. 13 : Schéma de L'acrotère.

### ➤ Section transversale :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left( \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) = 0.0685 \text{m}^2$$

$$\text{Poids propre} = \mathbf{G_1} = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/m}$$

Revêtement en enduit de ciment

$$\mathbf{G_2} = 0.02 \times 20[0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.07 + 0.1 + 0.5] = 0.588 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{G = 1.7125 + 0.588 = 2.301 \text{ KN/ml}}$$

## II.8. Évaluation des charges

### A. Types des charges :

#### ✓ Charges permanentes :

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs. Elles sont déterminées à partir :

- Poids volumique des matériaux exprimé en  $\text{KN/m}^3$ .
- Poids spécifique des éléments exprimé en  $\text{KN/m}^2$ .

#### ✓ Charge variable :

On distingue deux familles principales : les charges d'exploitation et les charge climatique.

**B. Évaluation des charges :****- Plancher à corps creux :****➤ Plancher terrasse :**

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine et en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

D'après le D.T.R.B.C.2.2 on a :

N°	Désignation	e(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	3	0.12
4	Béton de pente	0.1	22	2.2
5	Plancher à corps creux	0.24	-	3.30
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=6.79 KN/m <sup>2</sup>
				Q=1 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II. 4 :** Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse (corps creux).

**➤ Plancher étage courant :**

N°	Désignation	e(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher à corps creux	0.24	-	3.30
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison	-	-	0.75
				G=5.41 KN/m <sup>2</sup>
				Q=1.5 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II. 5 :** Évaluation des charges permanentes du plancher étage courant (corps creux).

- **Plancher dalle pleine :**➤ **Plancher terrasse :**

N°	Désignation	e(m)	(KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillons de Protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de Pente	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	3	0.12
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=7.24 KN/m <sup>2</sup>
				Q=1 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II. 6 :** Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine).➤ **Plancher étage courant :**

N°	Désignation	e(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison	-	-	0.75
				G=5.86 KN/m <sup>2</sup>
				Q=1.5 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II. 7 :** Évaluation des charges permanentes du plancher étage courant (dalle pleine).- **Maçonnerie :**➤ **Murs extérieurs :**

N°	Désignation	e(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
2	Brique creuses	0.15	-	1.3
3	Brique creuses	0.10	-	0.9
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G = 2.8 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II. 8 :** Évaluation des charges permanentes du mur extérieur.

➤ **Murs intérieurs :**

N°	Désignation	e(m)	(kN/m <sub>2</sub> )	Poids surfacique (kN/m <sub>2</sub> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuses	0.10	-	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G = 1.3 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II. 9 :** Évaluation des charges permanentes du mur intérieur.- **Balcons : (dalle pleine) :**➤ **Étage courant :**

N°	Désignation	e(m)	(kN/m <sub>2</sub> )	Poids surfacique (kN/m <sub>2</sub> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=5.11 KN/m <sup>2</sup>
				Q=3.5 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II. 10 :** Évaluation des charges permanentes d'un balcon d'étage courant.➤ **Terrasse (inaccessible) :**

N°	Désignation	e(m)	(kN/m <sub>2</sub> )	Poids surfacique (kN/m <sub>2</sub> )
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	3	0.12
4	forme de pente	0.1	22	2.2
5	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=7.24 KN/m <sup>2</sup>
				Q=1 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II. 11 :** Évaluation des charges permanentes de la dalle (plancher terrasse).

## - Les Escaliers :

### ➤ Paillasse :

N°	Désignation	e(m)	(kN/m <sub>3</sub> )	Poids surfacique (kN/m <sub>2</sub> )
1	Poids propre	0.15/cos	25	4.47
2	Poids de la marche	0.17/2	22	1.87
3	Carrelage	0.02	20	0.4
4	Mortier de pose	0.02	20	0.4
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=7.34 KN/m <sup>2</sup>
				Q=2.5 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II. 12 :** Évaluation des charges permanentes de la paillasse.

### ➤ Palier :

N°	Désignation	e(m)	(kN/m <sub>3</sub> )	Poids surfacique (kN/m <sub>2</sub> )
1	Poids propre	0.15/cos	25	4.47
2	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=5.47 KN/m <sup>2</sup>
				Q=2.5 KN/m <sup>2</sup>

**Tableau II. 13 :** Évaluation des charges permanentes du Palier.

## II.9. Descente de charges :

### Introduction :

La descente de charges a pour objectif d'étudier la distribution des charges dans une structure.

Lors de cette étude, On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments de la structure cela nous permet des les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure.

Il existe trois familles d'éléments porteurs :

- Les porteurs horizontaux (plancher ou dalle poutre) situé dans un plan horizontal.

- Les porteurs verticaux (poteaux, murs ou voiles) situés dans un plan vertical.
- Les fondations.

#### A. Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, voiles, etc.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

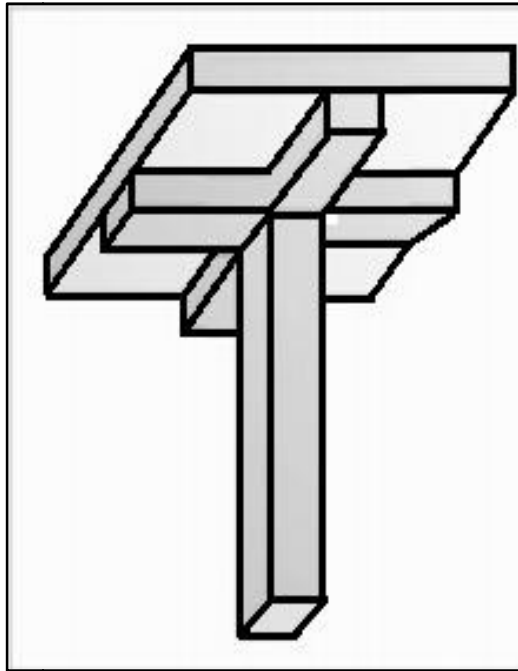


Figure II. 14 : Surface d'influence d'un poteau.

#### ➤ Loi de dégression :

Selon le **DTR BC 22 charges permanentes et charges d'exploitations (art : 6.3)** les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit à la terrasse .....  $Q_0$ ,
- Pour le dernier étage .....  $Q$ ,
- Pour l'étage immédiatement inférieure .....  $0.9Q$ ,
- Pour étage immédiatement inférieure .....  $0.8Q$ .

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0.5Q$ , valeur conservée pour les étages inférieurs suivantes.

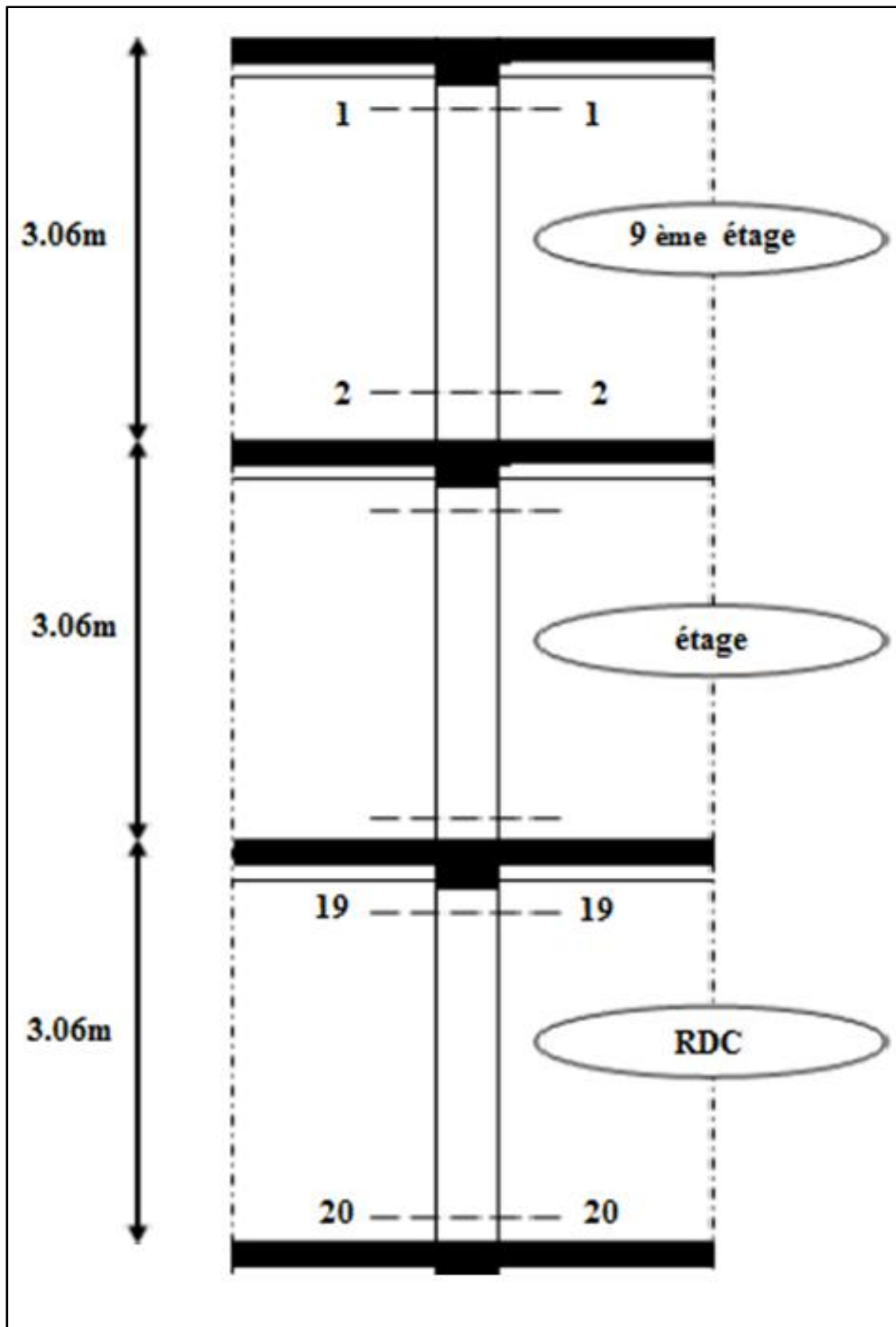
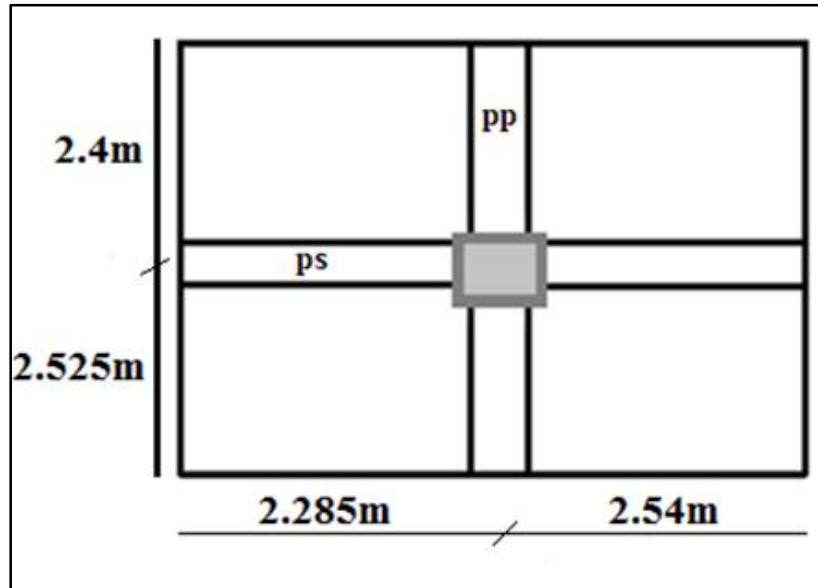


Figure II. 15 : Schéma des sections de calcul des poteaux (Coupe en élévation).

**B. Tableau de descente des charges :****➤ Poteau intermédiaire:****Figure II. 16 : Poteau intermédiaire****✓ Calcul des sections :****• Pour le poteau de section (40×40) cm<sup>2</sup>**

$$S_{G1} = [(2.39 + 2.135) \times (2.25 + 2.375)] - 4 \times (0.05)^2$$

$$S_{G1} = 20.92 \text{ m}^2$$

$$S_Q = [(2.4 + 2.525) \times (2.285 + 2.54)]$$

$$S_Q = 23.76 \text{ m}^2$$

$$S_{Q1} = S_Q - (0.4 \times 0.4) = 23.60 \text{ m}^2$$

$$L_1 = (2.4 + 2.525) - 0.4 = 4.525 \text{ m}$$

pour les poutres principales.

$$L_1 = (2.54 + 2.285) - 0.4 = 4.425 \text{ m}$$

pour les poutres croisées.

**• Pour le poteau de section (45×45) cm<sup>2</sup>**

$$S_{G2} = 20.91 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 23.76 \text{ m}^2$$

$$S_{Q2} = S_Q - (0.45 \times 0.45) = 23.56 \text{ m}^2$$

$$L_2 = (2.4 + 2.525) - 0.45 = 4.475 \text{ m}$$

pour les poutres principales.

$$L_2 = (2.54 + 2.285) - 0.45 = 4.375 \text{ m}$$

pour les poutres croisées.

**• Pour le poteau de section (50×50) cm<sup>2</sup>**

$$S_{G3} = 20.89 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 23.76 \text{ m}^2$$

$$S_{Q3} = S_Q - (0.50 \times 0.50) = 23.51 \text{ m}^2$$

$$L_3 = (2.4 + 2.525) - 0.5 = 4.425 \text{ m}$$

pour les poutres principales

$$L_3 = (2.54 + 2.285) - 0.5 = 4.325 \text{ m}$$

pour les poutres croisées

$G_t, Q_t$ : charge permanente et charge d exploitation du plancher terrasse.

$G_E, Q_E$ : charge permanente et charge d exploitation du plancher d étage courant.

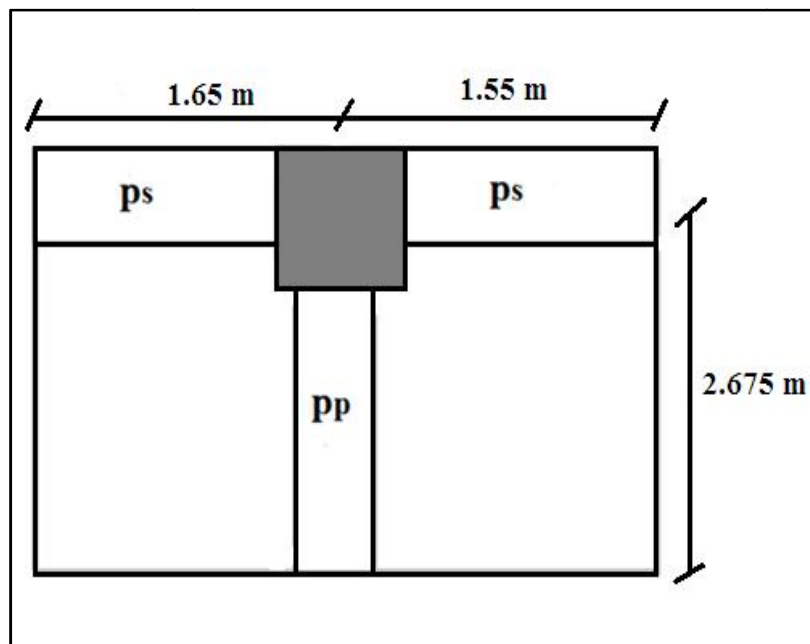
étages	Section (niveau)	G (KN)	Q (KN)
9 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 1-1</b> -plancher terrasse : $S_{G1} \times G_t = 20.92 \times 6.79$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.525)$ -Poutre transversale : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.425)$	142.047 15.272 14.934	$S_Q \times Q_t =$ $23.76 \times 1$
		<b>172.253</b>	<b>23.76</b>
	<b>Section 2-2</b> -poids venant de la section 1-1 -poids de poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 25) \times (3.06)$	172.253 12.24	23.76
		<b>184.493</b>	<b>23.76</b>
8 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 3-3</b> -poids venant de la section 2-2 -plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 20.92 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.525)$ -Poutre transversale : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.425)$	184.493 113.177 15.272 14.934	$23.76 +$ $(S_{Q1} \times Q_E) =$ $23.76 +$ $23.6 \times 1.5$
		<b>327.876</b>	<b>59.16</b>
	<b>Section 4-4</b> -poids venant de la section 3-3 -poids de poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 25) \times (3.06)$	327.876 12.24	59.16
		<b>340.116</b>	<b>59.16</b>
7 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 5-5</b> poids venant de la section 4-4 - plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 20.92 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.525)$ -Poutre transversale : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.425)$	340.116 113.177 15.272 14.934	$59.16 +$ $0.9(S_{Q1} \times Q_E)$ $= 59.16 +$ $0.9 \times 35.4$
		<b>483.499</b>	<b>91.02</b>
	<b>Section 6-6</b> -poids venant de la section 5-5 -poids de poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 25) \times (3.06)$	483.499 12.24	91.02
		<b>495.739</b>	<b>91.02</b>
6 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 7-7</b> -poids venant de la section 6-6 - plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 20.91 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.475)$ -Poutre transversale : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.375)$	495.739 113.123 15.103 14.766	$91.02 +$ $0.8(S_{Q2} \times Q_E)$ $= 91.02 +$ $0.8 \times 35.336$
		<b>638.731</b>	<b>119.289</b>

	<b>Section 8-8</b> -poids venant de la section 7-7 -poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	638.731 15.491	119.289
		<b>654.222</b>	<b>119.289</b>
5 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 9-9</b> -poids venant de la section 8-8 - plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 20.91 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.475)$ -Poutre transversale : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.375)$	654.222 113.123 15.103 14.766	$1 \frac{119.289}{19}$ $0.7 (S_{Q2} \times Q_E)$ $= 119.289 +$ $0.7 \times 35.336$
		<b>797.214</b>	<b>144.024</b>
	<b>Section 10-10</b> -poids venant de la section 9-9 -poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	797.214 15.491	144.024
		<b>812.705</b>	<b>144.024</b>
4 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 11-11</b> -poids venant de la section 10-10 - plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 20.91 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.475)$ -Poutre transversale : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.375)$	812.705 113.123 15.103 14.766	$1 \frac{144.024}{44}$ $0.6 (S_{Q2} \times Q_E)$ $= 144.024 +$ $0.6 \times 35.336$
		<b>955.697</b>	<b>165.226</b>
	<b>Section 12-12</b> -poids venant de la section 11-11 -poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	955.697 15.491	165.226
		<b>971.188</b>	<b>165.226</b>
3 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 13-13</b> -poids venant de la section 12-12 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 20.89 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.425)$ -Poutre transversale : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.325)$	971.188 113.015 14.934 14.597	$1 \frac{165.226}{65}$ $0.5 (S_{Q3} \times Q_E)$ $= 165.226 +$ $0.5 \times 35.265$
		<b>1113.734</b>	<b>182.859</b>
	<b>Section 14-14</b> -poids venant de la section 13-13 -poids de poteau : $(0.5 \times 0.5 \times 25) \times (3.06)$	1113.734 19.125	182.859
		<b>1132.859</b>	<b>182.859</b>
2 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 15-15</b> -poids venant de la section 14-14 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 20.89 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.425)$ -Poutre transversale : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.325)$	1132.859 113.015 14.934 14.597	$1 \frac{182.859}{82}$ $0.5 (S_{Q3} \times Q_E)$ $= 182.859 +$ $0.5 \times 35.265$
		<b>1275.405</b>	<b>200.492</b>

	<b>Section 16-16</b> -poids venant de la section 15-15 -poids de poteau : $(0.50 \times 0.50 \times 25) \times (3.06)$	1275.405 19.125	200.492
		<b>1294.53</b>	<b>200.492</b>
1 <sup>er</sup> étage	<b>Section 17-17</b> -poids venant de la section 16-16 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 20.89 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.425)$ -Poutre transversale : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.325)$	1294.53 113.015 14.934 14.597	$\left. \begin{array}{l} 2 \overline{200.492} + \\ 0.5^{0c} (S_{Q3} \times Q_E) \end{array} \right\}$ = 200.492 + 0.5 $\times$ 35.265
		<b>1437.076</b>	<b>218.15</b>
	<b>Section 18-18</b> -poids venant de la section 17-17 -poids de poteau : $(0.50 \times 0.50 \times 25) \times (3.06)$	1437.076 19.125	218.125
		<b>1456.201</b>	<b>218.125</b>
R.D.C	<b>Section 19-19</b> -poids venant de la section 18-18 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 20.89 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.425)$ -Poutre transversale : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (4.325)$	1456.201 113.015 14.934 14.597	$\left. \begin{array}{l} 2 \overline{218.125} + \\ 0.5^{1E} (S_{Q3} \times Q_E) \end{array} \right\}$ = 218.125 + 0.5 $\times$ 35.265
		<b>1598.747</b>	<b>235.758</b>
	<b>Section 20-20</b> - poids venant de la section 19-19 - poids de poteau : $(0.50 \times 0.50 \times 25) \times (3.06)$	1598.747 19.125	235.758
		<b>1617.872</b>	<b>235.758</b>

Tableau II. 14 : Descente de charges du poteau intermédiaire.

➤ **Poteau de rive :**



**Figure II. 17 :** Poteau de rive.

✓ **Calcul des sections :**

$$\text{Poids du mur extérieur : } 3.06 - h_{\text{poutre secondaire}} \times [(1.55 + 1.65) - b_{\text{poteau}}] \times G_{\text{mur}}$$

• **Pour le poteau de section (40×40) cm<sup>2</sup>**

$$S_{G1} = [(1.5 + 1.4) \times 2.575] - 2 \times (0.05 \times 0.1)$$

$$S_{G1} = 7.458 \text{ m}^2$$

$$S_Q = [(1.65 + 1.55) \times (2.675 + 0.2)]$$

$$S_Q = 9.2 \text{ m}^2$$

$$S_{Q1} = S_Q - (0.4 \times 0.4) = 9.04 \text{ m}^2$$

$$L_1 = 2.675 - 0.2 = 2.475 \text{ m}$$

pour les poutres principales

$$L_1 = (1.65 + 1.55) - 0.4 = 2.8 \text{ m}$$

pour les poutres secondaires

• **Pour le poteau de section (45×45) cm<sup>2</sup>**

$$S_{G2} = 7.445 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 9.2 \text{ m}^2$$

$$S_{Q2} = S_Q - (0.45 \times 0.45) = 8.998 \text{ m}^2$$

$$L_2 = 2.675 - 0.25 = 2.425 \text{ m}$$

pour les poutres principales

$$L_2 = (1.65 + 1.55) - 0.45 = 2.75 \text{ m}$$

pour les poutres secondaires

• **Pour le poteau de section (50×50) cm<sup>2</sup>**

$S_{G3} = 7.428m^2$

$S_Q = 9.2m^2$

$S_{Q3} = S_Q - (0.50 \times 0.50) = 8.95 m^2$

$L_3 = 2.675 - 0.3 = 2.375 m$

pour les poutres principales

$L_3 = (1.65 + 1.55) - 0.5 = 2.7 m$

pour les poutres secondaires

$G_{pt}(\text{plancher}) = 6.79 \text{ KN/m}^2$

$Q_{pt}(\text{plancher}) = 1 \text{ KN/m}^2$

$G_{pc}(\text{plancher}) = 5.41 \text{ KN/m}^2$

$Q_{pc}(\text{plancher}) = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$G_a(\text{L'acrotère}) = 2.301 \text{ KN/m}^2$

$G(\text{mur extérieur}) = 2.8 \text{ KN/ml}$

$G_{pt}, Q_{pt}$  charge permanente et charge d exploitation du plancher terrasse.

$G_{pc}, Q_{pc}$  : charge permanente et charge d exploitation du plancher d étage courant.

Etages	Section (niveau)	G (KN)	Q (KN)
9 <sup>ème</sup> étage	<u>Section 1-1</u> -plancher terrasse : $S_{G1} \times G_t = 7.458 \times 6.79$ -poids de l'acrotère : $(1.65 + 1.55) \times 2.301$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.475)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (2.8)$	50.639 7.363 8.353 8.4	$\frac{-(S_Q \times Q_{pt})}{= (9.2 \times 1)}$
		74.755	9.2
	<u>Section 2-2</u> -poids venant de la section 1-1 -poids de poteau : $(0.40 \times 0.4 \times 25) \times (3.06)$ -poids du mur extérieur : $(2.8 \times 2.66) \times 2.8$	74.755 12.24 20.854	9.2
		107.849	9.2
8 <sup>ème</sup> étage	<u>Section 3-3</u> -poids venant de la section 2-2 -plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 7.458 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.475)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (2.8)$	107.849 40.348 8.353 8.4	$\frac{-(S_{Q1} \times Q_{pc})}{= 9.2 + 9.04 \times 1.5}$
		164.95	22.76
	<u>Section 4-4</u> -poids venant de la section 3-3 -poids de poteau : $(0.40 \times 0.4 \times 25) \times (3.06)$ -poids du mur extérieur : $(2.8 \times 2.66) \times 2.8$	164.95 12.24 20.854	22.76
		198.044	22.76

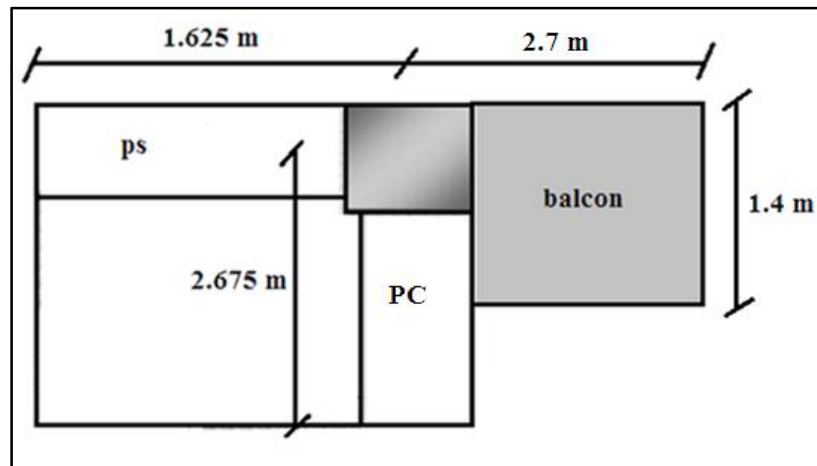
7 <sup>ème</sup> étage	<u>Section 5-5</u> poids venant de la section 4-4 - plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 7.458 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.475)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (2.8)$	198.044 40.348 8.353 8.4	$\frac{-2.76 +}{2!} 0.9 (S_{Q1} \times Q_{pc})$ $= 22.76 +$ $0.9 \times 13.56$
		255.145	34.96
	<u>Section 6-6</u> -poids venant de la section 5-5 -poids de poteau : $(0.40 \times 0.4 \times 25) \times (3.06)$ -poids du mur extérieur : $(2.8 \times 2.66) \times 2.8$	255.145 12.24 20.854	34.96
		288.239	34.96
6 <sup>ème</sup> étage	<u>Section 7-7</u> -poids venant de la section 6-6 - plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 7.445 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.425)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (2.75)$	288.239 40.277 8.184 8.25	$\frac{-1.96 +}{3!} 0.8 (S_{Q2} \times Q_{pc})$ $= 34.96 +$ $0.8 \times 13.497$
		344.95	45.76
	<u>Section 8-8</u> -poids venant de la section 7-7 -poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$ -poids du mur extérieur : $(2.75 \times 2.66) \times 2.8$	344.95 15.491 20.482	45.76
		380.923	45.76
5 <sup>ème</sup> étage	<u>Section 9-9</u> -poids venant de la section 8-8 - plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 7.445 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.425)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (2.75)$	380.923 40.277 8.184 8.25	$\frac{-5.76 +}{4!} 0.7 (S_{Q2} \times Q_{pc})$ $= 45.76 +$ $0.7 \times 13.497$
		437.634	55.21
	<u>Section 10-10</u> -poids venant de la section 9-9 -poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$ -poids du mur extérieur : $(2.75 \times 2.66) \times 2.8$	437.634 15.491 20.482	55.21
		473.607	55.21
4 <sup>ème</sup> étage	<u>Section 11-11</u> -poids venant de la section 10-10 - plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 7.445 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.425)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (2.75)$	473.607 40.277 8.184 8.25	$\frac{-5.21 +}{5!} 0.6 (S_{Q2} \times Q_{pc})$ $= 55.21 +$ $0.6 \times 13.497$
		530.318	63.31

	<u>Section 12-12</u> -poids venant de la section 11-11 -poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$ -poids du mur extérieur : $(2.75 \times 2.66) \times 2.8$	530.318 15.491 20.482	63.31
		566.291	63.31
3 <sup>ème</sup> étage	<u>Section 13-13</u> -poids venant de la section 12-12 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 7.428 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.375)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (2.7)$	566.291 40.185 8.016 8.1	$0.5 \frac{63.31}{(S_{Q3} \times Q_{pc})}$ $= 63.31 +$ $0.5 \times 13.425$
		622.592	70.02
	<u>Section 14-14</u> -poids venant de la section 13-13 -poids de poteau : $(0.5 \times 0.5 \times 25) \times (3.06)$ -poids du mur extérieur : $(2.7 \times 2.66) \times 2.8$	622.592 19.125 20.11	70.02
		661.827	70.02
2 <sup>ème</sup> étage	<u>Section 15-15</u> -poids venant de la section 14-14 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 7.428 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.375)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (2.7)$	661.827 40.185 8.016 8.1	$0.5 \frac{70.02}{(S_{Q3} \times Q_{pc})}$ $= 70.02 +$ $0.5 \times 13.425$
		718.128	76.73
	<u>Section 16-16</u> -poids venant de la section 15-15 -poids de poteau : $(0.5 \times 0.5 \times 25) \times (3.06)$ -poids du mur extérieur : $(2.7 \times 2.66) \times 2.8$	718.128 19.125 20.11	76.73
		757.363	76.73
1 <sup>er</sup> étage	<u>Section 17-17</u> -poids venant de la section 16-16 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 7.428 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.375)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (2.7)$	757.363 40.185 8.016 8.1	$0.5 \frac{76.73}{(S_{Q3} \times Q_{pc})}$ $= 76.73 +$ $0.5 \times 13.425$
		813.664	83.45
	<u>Section 18-18</u> -poids venant de la section 17-17 -poids de poteau : $(0.5 \times 0.5 \times 25) \times (3.06)$ -poids du mur extérieur : $(2.7 \times 2.66) \times 2.8$	813.664 19.125 20.11	83.45
		852.899	83.45
R.D.C	<u>Section 19-19</u> -poids venant de la section 18-18 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 7.428 \times 5.41$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.375)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (2.7)$	852.899 40.185 8.016 8.1	$0.5 \frac{83.45}{(S_{Q3} \times Q_{pc})}$ $= 83.45 +$ $0.5 \times 13.425$

		909.2	90.16
	<u>Section 20-20</u>		
	- poids venant de la section 19-19	909.2	
	-poids de poteau : $(0.5 \times 0.5 \times 25) \times (3.06)$	19.125	90.16
	-poids du mur extérieur : $(2.7 \times 2.66) \times 2.8$	20.11	
		948.435	90.16

**Tableau II. 15 :** Descente des charges d'un poteau de rive.

➤ **Poteau d'angle :**



**Figure II. 18 :** Poteau d'angle.

✓ **Calcul des sections :**

• **Pour le poteau de section (40×40) cm<sup>2</sup>**

$$S_{G1} = [1.475 \times 2.525] - (0.1)^2$$

$$S_{G1} = 3.714 \text{ m}^2$$

$$S_Q = [(1.625 + 0.2) \times (2.675 + 0.2)]$$

$$S_Q = 5.247 \text{ m}^2$$

$$S_{Q1} = S_Q - (0.4 \times 0.4) = 5.087 \text{ m}^2$$

$$L_1 = 2.675 - 0.2 = 2.475 \text{ m}$$

pour les poutres croisées

$$L_1 = 1.625 - 0.2 = 1.425 \text{ m}$$

pour les poutres secondaires

• **Pour le poteau de section (45×45) cm<sup>2</sup>**

$$S_{G2} = 3.702 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 5.247 \text{ m}^2$$

$$S_{Q2} = S_Q - (0.45 \times 0.45) = 5.045 \text{ m}^2$$

$$L_2 = 2.675 - 0.25 = 2.425 \text{ m}$$

pour les poutres croisées

$$L_2 = 1.625 - 0.25 = 1.375 \text{ m}$$

pour les poutres secondaires

• **Pour le poteau de section (50×50) cm<sup>2</sup>**

$$S_{G3} = 3.684m^2$$

$$S_Q = 5.247m^2$$

$$S_{Q3} = S_Q - (0.50 \times 0.50) = 4.997 m^2$$

$$L_3 = 2.675 - 0.3 = 2.375 m \quad \text{pour les poutres croisées}$$

$$L_3 = 1.625 - 0.3 = 1.325 m \quad \text{pour les poutres secondaires}$$

$$G_{pt}(\text{plancher}) = 6.79 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{pt}(\text{plancher}) = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pc}(\text{plancher}) = 5.41 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{pc}(\text{plancher}) = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{bt}(\text{balcon}) = 7.24 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{bt}(\text{balcon}) = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{bc}(\text{balcon}) = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{bc}(\text{balcon}) = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_a(\text{L'acrotère}) = 2.301 \text{ KN/ml}$$

$$G(\text{mur extérieur}) = 1.96 \text{ KN/ml}$$

Poids de la dalle (balcon) terrasse :

$$p_b = 1.4 \times (1.625 - 0.2) \times 7.24 = 1.995 \times 7.24 = 14.444 \text{ KN}$$

Poids de la dalle (balcon) d'étage courant :

$$p_b = 1.4 \times (1.625 - 0.2) \times 5.11 = 1.995 \times 5.11 = 10.194 \text{ KN}$$

Etages	Section (niveau)	G (KN)	Q (KN)
9 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 1-1</b> -plancher terrasse : $S_{G1} \times G_t = 3.714 \times 6.79$ -poids de l'acrotère : $(1.625 + 2.7) \times 2.301$ -poids du balcon : $1.995 \times 7.24$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.475)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (1.425)$	25.22 9.952 14.444 8.353 4.275	$(S_Q \times Q_{pt}) + Q_{bt}$ $\times 1.995$ $= (5.247 \times 1)$ $+ (1 \times 1.995)$
		<b>62.244</b>	<b>7.242</b>
	<b>Section 2-2</b> -poids venant de la section 1-1 -poids du mur extérieur : $(4.3 - 0.4) \times 2.66 \times 2.8$ -poids de poteau : $(0.4 \times 0.4 \times 25) \times (3.06)$	62.244 29.047 12.24	7.242
	<b>103.531</b>	<b>7.242</b>	
8 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 3-3</b> -poids venant de la section 2-2 -plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 3.714 \times 5.41$ -poids du balcon : $1.995 \times 5.11$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.475)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (1.425)$	103.531 20.093 10.194 8.353 4.275	$(S_{Q1} \times Q_{pc})$ $+ (Q_{bc} \times 1.995)$ $=$ 7.242 $+ (5.087 \times 1.5)$ $+ (3.5 \times 1.995)$

		<b>146.446</b>	<b>21.855</b>
	<b>Section 4-4</b> -poids venant de la section 3-3 -poids du mur extérieur : $(4.3 - 0.4) \times 2.66 \times 2.8$ -poids de poteau : $(0.40 \times 0.4 \times 25) \times (3.06)$	146.446 29.047 12.24	21.855
		<b>187.733</b>	<b>21.855</b>
7 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 5-5</b> -poids venant de la section 4-4 -plancher étage courant : $S_{G1} \times G_E = 3.714 \times 5.41$ -poids du balcon : $1.995 \times 5.11$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.475)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (1.425)$	187.733 20.093 10.194 8.353 4.275	$2 \frac{3.714 + 1.995}{1.5} \times Q_{pc}$ + $(Q_{bc} \times 1.995)$ ]0.9 = 21.855 + $[(5.087 \times 1.5)$ + (3.5 $\times 1.995)]0.9$
		<b>230.648</b>	<b>35.007</b>
	<b>Section 6-6</b> -poids venant de la section 5-5 -poids du mur extérieur : $(4.3 - 0.4) \times 2.66 \times 2.8$ -poids de poteau : $(0.40 \times 0.4 \times 25) \times (3.06)$	230.648 29.047 12.24	35.007
		<b>271.935</b>	<b>35.007</b>
6 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 7-7</b> -poids venant de la section 6-6 -plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 3.702 \times 5.41$ -poids du balcon : $1.995 \times 5.11$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.425)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (1.375)$	271.935 20.028 10.194 8.184 4.125	$3 \frac{3.702 + 1.995}{1.5} \times Q_{pc}$ + $(Q_{bc} \times 1.995)$ ]0.8 = 35.007 + $[(5.045 \times 1.5)$ + (3.5 $\times 1.995)]0.8$
		<b>314.466</b>	<b>46.65</b>
	<b>Section 8-8</b> -poids venant de la section 7-7 -poids du mur extérieur : $(4.3 - 0.5) \times 2.66 \times 2.8$ -poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	314.466 28.302 15.491	46.65
		<b>358.259</b>	<b>46.65</b>
5 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 9-9</b> -poids venant de la section 8-8 - plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 3.702 \times 5.41$ - poids du balcon : $1.995 \times 5.11$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.425)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (1.375)$	358.259 20.028 10.194 8.184 4.125	$4 \frac{3.702 + 1.995}{1.5} \times Q_{pc}$ + $(Q_{bc} \times 1.995)$ ]0.7 = 46.65 + $[(5.045 \times 1.5)$ + (3.5 $\times 1.995)]0.7$
		<b>400.79</b>	<b>56.83</b>
	<b>Section 10-10</b>		56.83

	-poids venant de la section 9-9 - poids du mur extérieur : $(4.3 - 0.5) \times 2.66 \times 2.8$ -poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	400.79 28.302 15.491	
		<b>444.583</b>	<b>56.83</b>
4 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 11-11</b> -poids venant de la section 10-10 - plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 3.702 \times 5.41$ - poids du balcon : $1.995 \times 5.11$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.425)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (1.375)$	444.583 20.028 10.194 8.184 4.125	$\frac{5}{16} \frac{8.184}{(SQ^2 \times Q_{pc})} + (Q_{bc} \times 1.995)]0.6 = 56.83 + [(5.045 \times 1.5) + (3.5 \times 1.995)]0.6$
		<b>487.114</b>	<b>65.56</b>
	<b>Section 12-12</b> -poids venant de la section 11-11 -poids du mur extérieur : $(4.3 - 0.5) \times 2.66 \times 2.8$ -poids de poteau : $(0.45 \times 0.45 \times 25) \times (3.06)$	487.114 28.302 15.491	65.56
		<b>530.907</b>	<b>65.56</b>
3 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 13-13</b> -poids venant de la section 12-12 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 3.684 \times 5.41$ -poids du balcon : $1.995 \times 5.11$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.375)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (1.325)$	530.907 19.93 10.194 8.016 3.975	$\frac{6}{15} \frac{8.016}{(SQ^2 \times Q_{pc})} + (Q_{bc} \times 1.995)]0.5 = 65.56 + [(4.997 \times 1.5) + (3.5 \times 1.995)]0.5$
		<b>573.022</b>	<b>72.799</b>
	<b>Section 14-14</b> -poids venant de la section 13-13 -poids du mur extérieur : $(4.3 - 0.6) \times 2.66 \times 2.8$ -poids de poteau : $(0.5 \times 0.5 \times 25) \times (3.06)$	573.022 27.558 19.125	72.799
		<b>619.705</b>	<b>72.799</b>
2 <sup>ème</sup> étage	<b>Section 15-15</b> -poids venant de la section 14-14 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 3.684 \times 5.41$ -poids du balcon : $1.995 \times 5.11$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.375)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (1.325)$	619.705 19.93 10.194 8.016 3.975	$\frac{7}{12} \frac{8.016}{(SQ^2 \times Q_{pc})} + (Q_{bc} \times 1.995)]0.5 = 72.799 + [(4.997 \times 1.5) + (3.5 \times 1.995)]0.5$
		<b>661.82</b>	<b>80.038</b>
	<b>Section 16-16</b> -poids venant de la section 15-15	661.82	80.038

	-poids du mur extérieur : $(4.3 - 0.6) \times 2.66 \times 2.8$ -poids de poteau : $(0.50 \times 0.50 \times 25) \times (3.06)$	27.558 19.125	
		<b>708.503</b>	<b>80.038</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	<b>Section 17-17</b> -poids venant de la section 16-16 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 3.684 \times 5.41$ -poids du balcon : $1.995 \times 5.11$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.375)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (1.325)$	708.503 19.93 10.194 8.016 3.975	$\frac{E}{10.0} + \frac{(S_{G3} \times Q_{pc}) + (Q_{bc})}{1.995} \times 0.5$ $= 80.038$ $+ [(4.997 \times 1.5) + (3.5 \times 1.995)] \times 0.5$
		<b>750.618</b>	<b>87.277</b>
	<b>Section 18-18</b> -poids venant de la section 17-17 - poids du mur extérieur : $(4.3 - 0.6) \times 2.66 \times 2.8$ -poids de poteau : $(0.50 \times 0.50 \times 25) \times (3.06)$	750.618 27.558 19.125	87.277
		<b>797.301</b>	<b>87.277</b>
<b>R.D.C</b>	<b>Section 19-19</b> -poids venant de la section 18-18 -plancher étage courant : $S_{G3} \times G_E = 3.684 \times 5.41$ - poids du balcon : $1.995 \times 5.11$ -poutre longitudinal : $(0.45 \times 0.3 \times 25) \times (2.375)$ -Poutre transversale : $(0.40 \times 0.3 \times 25) \times (1.325)$	797.301 19.93 10.194 8.016 3.975	$\frac{E}{17.0} + \frac{(S_{G3} \times Q_{pc}) + (Q_{bc})}{1.995} \times 0.5$ $= 87.277$ $+ [(4.997 \times 1.5) + (3.5 \times 1.995)] \times 0.5$
		<b>839.416</b>	<b>94.516</b>
	<b>Section 20-20</b> - poids venant de la section 19-19 - poids du mur extérieur : $(4.3 - 0.6) \times 2.66 \times 2.8$ - poids de poteau : $(0.50 \times 0.50 \times 25) \times (3.06)$	839.416 27.558 19.125	94.516
		<b>886.099</b>	<b>94.516</b>

**Tableau II. 16 :** Descente des charges d'un poteau d'angle.

D'après la descente des charges, on distingue que le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire. Donc on prend en compte ce dernier pour la vérification des sections des poteaux.

**A. Vérification de la section de poteau : BAEL 91(B.8.4, 1) :**

$$N_u \quad \bar{N} = \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times b} + \frac{A \times f_e}{s} \right]$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

**➤ D'après RPA 99 V-2003(art 7.4.2.1) :**

La section des armatures minimales est : 0.8% ( $B_r$ ) En zone (II a)

$$A = 0.8\% \times (b_1 - 2)(h_1 - 2)$$

$B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (h_1 - 2)(b_1 - 2)$$

$$b = 1.5$$

$$s = 1.15$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

: Coefficient fonction de l'élanement mécanique qui prend les valeurs :

$$= \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$= 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$= \max(\lambda_x ; \lambda_y) \lambda_x = \sqrt{12} \left( \frac{L_f}{b} \right) \lambda_y = \sqrt{12} \left( \frac{L_f}{h} \right)$$

Section (cm <sup>2</sup> )			$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )
40 × 40	18.55	0.8	(38 × 38) = 1444	11.552
45 × 45	16.49	0.81	(43 × 43) = 1849	14.792
50 × 50	14.84	0.82	(48 × 48) = 2304	18.432

**Tableau II. 17 :** Vérification de la section de poteau (BAEL 91).

Section (cm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (KN)	$N_u$ (KN)	condition
40 × 40	2460.71	805.78	vérifiée
45 × 45	3190.25	1558.943	vérifiée
50 × 50	4024.38	2537.76	vérifiée

**Tableau II. 18 :** Vérification de la section de poteau (BAEL 91).

**B. Vérification vis-à-vis du RPA99 :****D'après RPA 99 V-2003(art 7.4.3.1) :**

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :  $N_d = G + Q$

Section (cm <sup>2</sup> )	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	V (Mpa)	condition
40 × 40	1600	586.759	0.147	vérifiée
45 × 45	2025	1136.414	0.224	vérifiée
50 × 50	2500	1853.63	0.297	vérifiée

**Tableau II. 19 :** Vérification de la section de poteau (RPA 99).

# **CHAPITRE III**

## **Étude Des Éléments Secondaires**

### III.1. L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$F = \max (F_p, F_q)$$

**Avec :**

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times w_p \quad (\text{RPA 99 version 2003; art 6.2.3})$$

$F_q$ : La poussée horizontale  $F_q = 1 \text{ KN/ml}$

A: Coefficient d'accélération de la zone

(RPA 99 tableau 4.1)  $\Rightarrow$  groupe 2 ; zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$

$C_p$ : facteur de la force horizontale

(RPA 99 tableau 6.1)  $\Rightarrow C_p = 0.8$

$w_p$ : Poids propre de l'acrotère

$$w_p = 2.301 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.301 = 1.1045 \text{ KN/ml}$$

$$F = \max(F_p, F_q) = \max(1.1045 ; 1) = 1.1045 \text{ KN/ml}$$

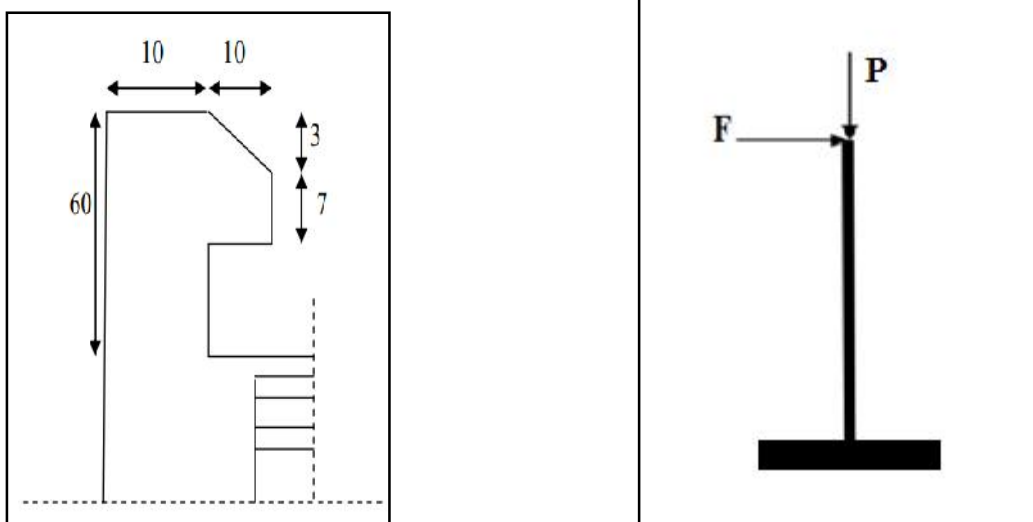


Figure III. 1 : L'acrotère

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

✓ **E.L.U :**

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q \quad \text{avec } Q = 0 \text{ KN/ml.}$$

$$N_u = 1.35 G = 1.35(2.301) = 3.1064 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.35M_p + 1.5M_F \quad \text{avec } M_p = P \times 0 = 0 \text{KN.m (bras de levier = 0)}$$

$$M_F = F \times L = 1.1045 \times 0.6 = 0.6627 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 1.5M_F = 1.5(0.6627) = 0.994 \text{ KN.m}$$

✓ **E.L.S :**

$$M_S = M_p + M_F \quad \text{avec } M_G = 0 \text{KN.m}$$

$$M_S = M_F = 0.6627 \text{ KN.m}$$

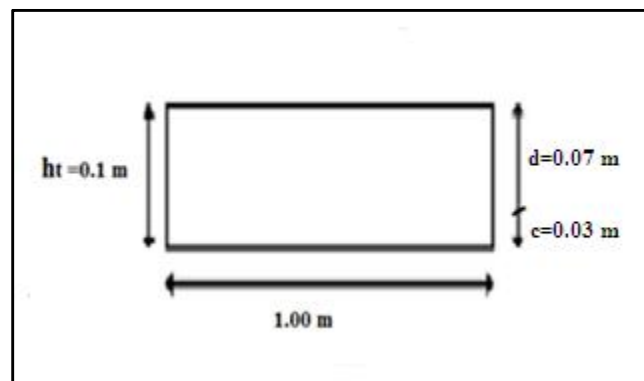
$$N_S = G + Q \quad \text{avec } Q = 0 \text{ KN/ml}$$

$$N_S = G = 2.301 \text{ KN}$$

### **III.1.1. Ferrailages :**

#### **A. Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.



**Figure III. 2 :** section de calcul de l'acrotère.

$$M_u = N_u \times e_u$$

$$\Rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.994}{3.1064} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

$$e_u = 0.32 > e_0 = 0.0167$$

**Alors:**

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section et l'effort normale étant un effort de compression, donc la section étudié est **partiellement comprimé**. On le calculé à la flexion simple.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif.

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 0.10 = 0.09 \text{ m.} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.2)})$$

$$\text{On prend: } d = 0.07 \text{ m}$$

$$d = h_t - d = 0.03 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$e_a = e_u + \left( d - \frac{h_t}{2} \right)$$

$e_a$ : La distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = 0.32 + \left( 0.07 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.34 \text{ m.}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 3.1064 \times 0.34 = 1.056 \text{ KN. m.}$$

d: C'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

La hauteur utile, c'est-à-dire la distance du centre de gravité des armatures supérieures de section A au parement le plus comprimé. (**BAEL91 (art E. 6. 2, 1)**).

d: C'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

$$f_{bc} = \left( \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \right) = \left( \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} \right) = 14.2 \text{ Mpa.} \quad (\text{BAEL91 (art A. 4. 3, 41)})$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} = \frac{1.056 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_l = 0.392$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire  $A_{sc} = 0$

Alors :

$$= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019$$

$$= 1 - 0.40 = 0.992$$

$$f_s = \frac{f_a}{s} = 348 \text{ Mpa}$$

**B. La section fictive d'acier tendue :**

On obtient une section fictive d'acier  $A_a$  puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times d} = \frac{1.056 \times 10^3}{0.992 \times 9 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

**C. La section d'acier tendue :**

$$A_{s \text{ cal}} = A_a - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.34 - \frac{3106.4}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

**D. Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :**

$$0.23 \frac{f_{tj}}{f} \text{ avec } \frac{A_s}{b \times d}$$

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f}$$

$$f_{t28} \approx 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ Mpa.} \quad (\text{BAEL91 (art A.2.1, 12)})$$

$f_{c28}, f_{t28}$  : Résistances caractéristiques à la compression et à la traction du béton âgé de 28 jours.

$$f_c = 400 \text{ Mpa.}$$

$$A_s \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s(\text{calculé}) ; A_s(\text{BAEL})) = 0.845 \text{ cm}^2.$$

**Choix : 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>**

**E. Armature de répartition BAEL (art A.8.2, 41):**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>

**III.1.2. Vérification de La contrainte de cisaillement :****BAEL 91 (art A.5.1) :**

$$u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

$$v_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5(1104) = 1656 \text{ N}$$

$$u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{1656}{1000 \times 70} = 0.0237 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \quad \text{BAEL 91 (art A. 5. 1, 211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2.5; 4\text{Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0237 < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Les armatures transversales ne sont pas alors nécessaires, néanmoins nous prévoyons des cadres pour relever les armatures principales.

### III.1.3. Vérification à l'état limite de service :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

#### A. État limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

**Avec:**

$$\bar{\sigma}_{st} = \eta = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})\right) \quad \text{(BAEL91 (art A.4.5, 33))}$$

: Coefficient de fissuration.

$$\eta = 1.6 \text{ (Pour les armatures à haute adhérence)}$$

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \left(\frac{d-y}{I}\right)$$

$n = 15$  : c'est le coefficient d'équivalence acier – béton (BAEL91 (art A.4.6, 12))

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ ).

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0 \Rightarrow \frac{100 \times y^2}{2} + 15(2.01 \times y) - 15(2.01 \times 7)$$

$$50y^2 + 30.15y - 211.05 = 0$$

$$y = 1.775 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15 A(d-y)^2 \Rightarrow \frac{100}{3} \times (1.775)^3 + 15 \times 2.01 \times (7 - 1.775)^2$$

$$I = 1009.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = M_{ser} \left(\frac{d-y}{I}\right) = 15 \times 662.7 \times \left(\frac{7 - 1.775}{1009.53}\right) = 51.45 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; \max(0.5(400); 110 \sqrt{1.6 \times 2.1})\right) = \min(266.67; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 69.18 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

**B. Etat limite de compression du béton :**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$

Avec:

$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$  (BAEL91 (art A.4.5, 2))

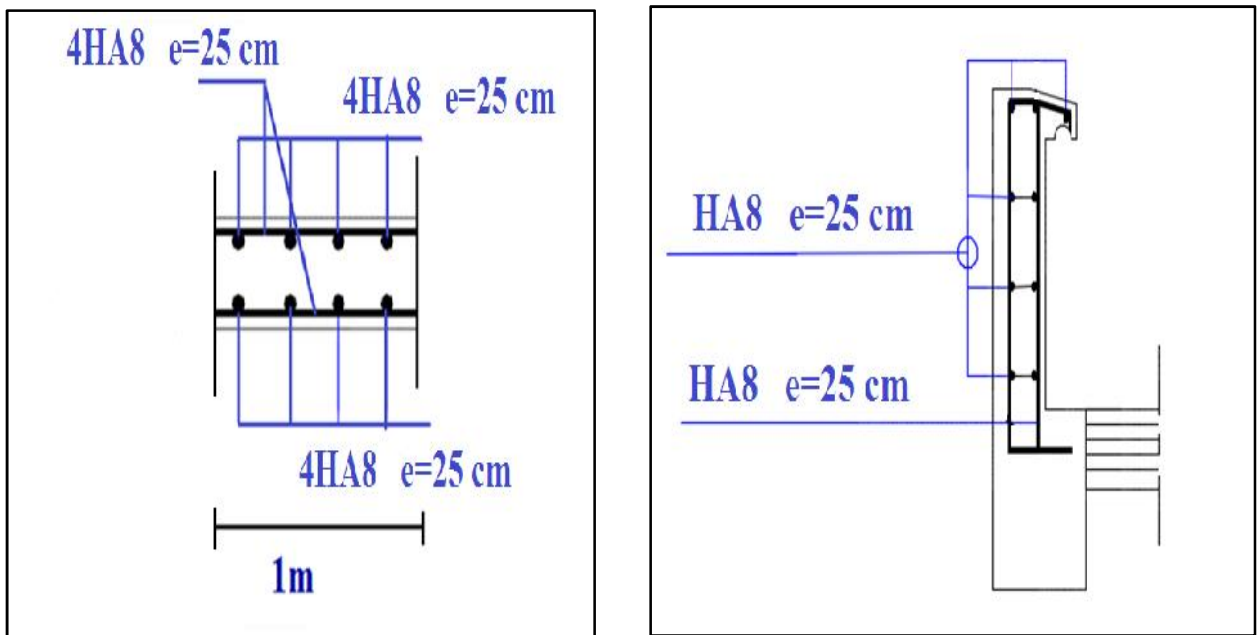
$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} = 662.7 \times \frac{1.775}{1009.53} = 1.17 \text{ Mpa}$

$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

$\sigma_{bc} = 1.17 < \bar{\sigma}_b = 15 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

Donc les sections d'armatures choisies sont acceptables

➤ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III. 3 :** ferrailage de l acrotère.

## III.2. Les planchers :

### a. Les méthodes utilisées:

✓ Méthode forfaitaire: BAEL 91 révisées 99 (art B.6.2, 21) :

• Domaine d'application:

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées: ( $Q < 2G$  ou  $Q < 5 \text{ KN/m}^2$ ).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25.
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton arme ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

✓ Méthode de Caquot : BAEL 91 révisées 99 (art B.6.2, 22)

• Domaine d'application :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées :

$$Q > 2G \quad \text{ou} \quad Q > 5 \text{ KN/m}^2$$

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; diérese de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot.

### III.2.1. Calcul des sollicitations :

$$p_u = 0.6(1.35G + 1.5Q)$$

$$p_{ser} = 0.6(G + Q)$$

Pour le plancher terrasse :  $G = 6.79 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$  ;  $Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$$p_u = 0.6(1.35 \times 6.79 + 1.5 \times 1) = 6.4 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{ser} = 0.6(6.79 + 1) = 4.674 \text{ KN/m}^2$$

Pour le plancher à étage courant :  $G = 5.41 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$  ;  $Q = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$$p_u = 0.6(1.35 \times 5.41 + 1.5 \times 1.5) = 5.732 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{ser} = 0.6(5.41 + 1.5) = 4.146 \text{ KN/m}^2$$

- **Les types des poutrelles :**

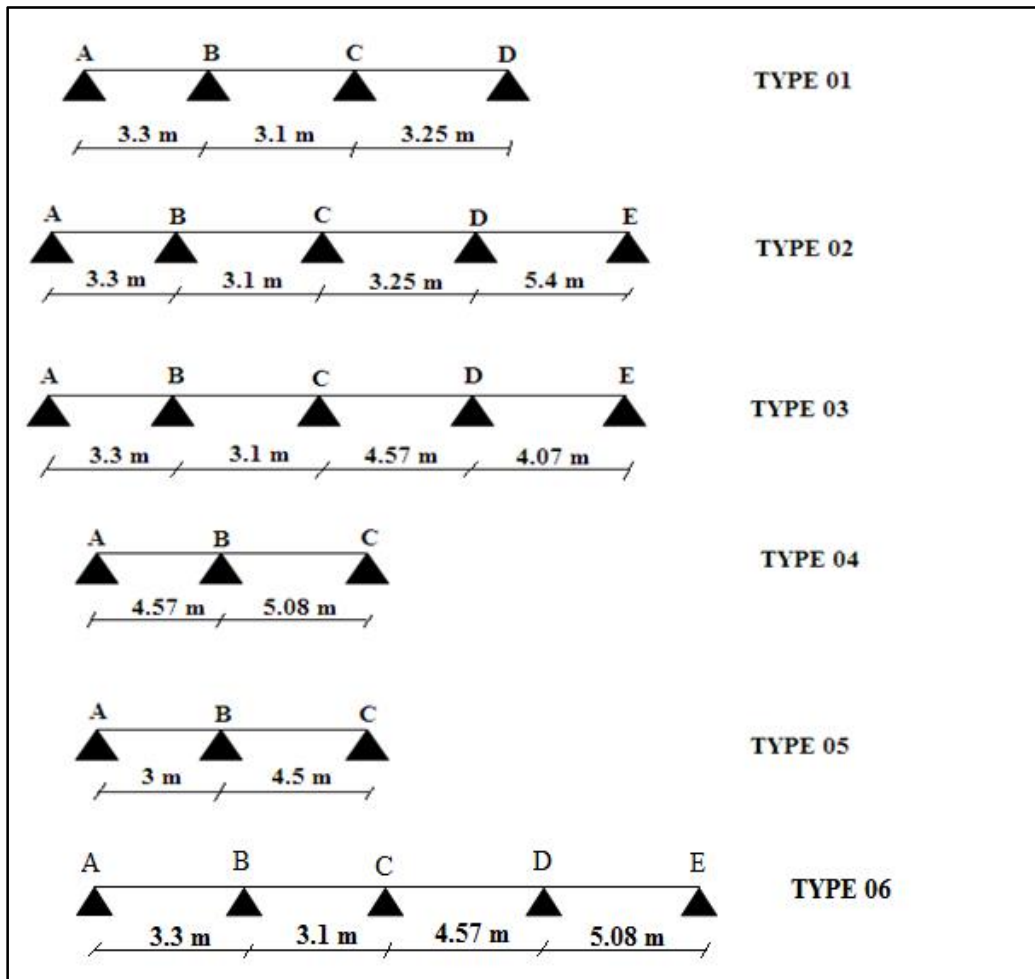


Figure III. 4 : schéma statique des poutrelles.

### III.2.1.1. Plancher terrasse :

#### A. Choix de la méthode :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc on applique directement la méthode de Caquot pour tous les types de poutrelles.

#### B. Moments sur appuis : BAEL 91 révisées 99 (art E.2.2, 1) :

On détache, de chaque côté. Des appuis, des travées fictives de longueurs  $l'_w$  à gauche et  $l'_e$  à droite égales à la portée libre  $l$  de la travée si elle est simplement posée sur l'autre appui et à  $0,8l$  si elle est continue au-delà de l'autre appui.

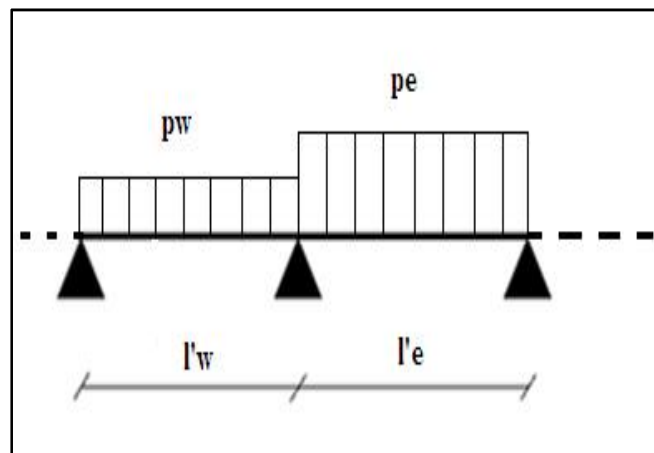


Figure III. 5 : schéma statique d'une poutrelle

✓ Le moment sur l'appui (calcule ici en valeur absolue)

$$M_a = - \left[ \frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} \right]$$

$M_a$ : du aux charges réparties sur les deux travées.

#### C. Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont :

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

Le moment maximal en travée:

$$M(x) = \frac{pl}{2}x - \frac{px^2}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

**D. Efforts tranchants :**

Soit:

$M_w$  Moment sur l'appui gauche et  $M_e$  moment sur l'appui droit, les efforts tranchants d'appui ( $T_w$  sur l'appui gauche et  $T_e$  sur l'appui droit) sont calculés par la méthode générale suivant:

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

$$T_e = T_w + pl$$

Pour l'ELU :  $p_w = p = p_u = 6.4 \text{ KN/m}^2$

Pour l'ELS :  $p_w = p = p_u = 4.674 \text{ KN/m}^2$

**1. Calcul des moments sur appuis à L'ELU :**

	ELU (les moments en KN.m)				
	A	B	C	D	E
TYPE 1	-5.25	-6.67	-6.52	-5.09	-
TYPE 2	-5.25	-6.67	-4.87	-16.47	-14.05
TYPE 3	-5.25	-6.67	-7.87	-11.33	-7.98
TYPE 4	-10.06	-17.68	-12.44	-	-
TYPE 5	-4.34	-11.86	-9.76	-	-
TYPE 6	-5.25	-6.67	-7.87	-15.51	12.44

Tableau III. 1 : moments sur appuis à l'ELU plancher terrasse.

**2. Calcul des moments en travée et les efforts tranchants à L'ELU :****TYPE 01 :**

ELU							
travée	$M_{\text{gauche}}^-$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{droite}}^-$ (KN.m)	$T_{\text{gauche}}^-$ (KN)	T (KN)
A-B	-5.25	-6.67	3.3	1.58	2.77	-10.13	10.99
B-C	-6.67	-6.52	3.1	1.56	1.09	-9.97	9.87
C-D	-6.52	-5.09	3.25	1.69	2.66	-10.84	9.96

Tableau III. 2 : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 01) plancher terrasse.

**Type 02 :**

ELU							
travée	$M_{\text{sup}}$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{inf}}$ (KN.m)	$T_{\text{sup}}$ (KN)	T (KN)
A-B	-5.25	-6.67	3.3	1.58	2.77	-10.13	10.99
B-C	-6.67	-4.87	3.1	1.64	1.94	-10.5	9.34
C-D	-4.87	-16.47	3.25	1.07	-1.22	-6.83	13.97
D-E	-16.47	-14.05	5.40	2.77	8.08	-17.73	16.83

**Tableau III. 3 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 02) plancher terrasse.**TYPE 03 :**

ELU							
travée	$M_{\text{sup}}$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{inf}}$ (KN.m)	$T_{\text{sup}}$ (KN)	T (KN)
A-B	-5.25	-6.67	3.3	1.58	2.77	-10.13	10.99
B-C	-6.67	-7.87	3.1	1.49	0.43	-9.53	10.31
C-D	-7.87	-11.33	4.57	2.17	7.15	-13.87	15.38
D-E	-11.33	-7.98	4.07	2.16	3.65	-13.85	12.2

**Tableau III. 4 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 03) plancher terrasse.**TYPE 04 :**

ELU							
travée	$M_{\text{sup}}$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{inf}}$ (KN.m)	$T_{\text{sup}}$ (KN)	T (KN)
A-B	-10.06	-17.68	4.57	2.02	3.06	-12.96	16.29
B-C	-17.68	-12.44	5.08	2.70	5.67	-17.29	15.22

**Tableau III. 5 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 04) plancher terrasse.**TYPE 05 :**

ELU							
travée	$M_{\text{sup}}$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{inf}}$ (KN.m)	$T_{\text{sup}}$ (KN)	T (KN)
A-B	-4.34	-11.86	3.00	1.11	-0.41	-7.09	12.11
B-C	-11.86	-9.76	4.50	2.32	5.41	-14.87	13.93

**Tableau III. 6 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 05) plancher terrasse.

**TYPE 06 :**

ELU							
travée	$M_{-}$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{+}$ (KN.m)	$T_{-}$ (KN)	T (KN)
A-B	-5.25	-6.67	3.3	1.58	2.77	-10.13	10.99
B-C	-6.67	-7.87	3.1	1.49	0.43	-9.53	10.31
C-D	-7.87	-15.51	4.57	2.02	5.24	-12.95	16.3
D-E	-15.51	-12.44	5.08	2.63	6.7	-16.86	15.65

**Tableau III. 7 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 06) plancher terrasse.**3. Calcul des moments sur appuis à L'ELS :**

	ELS (les moments en KN.m)				
	A	B	C	D	E
TYPE 1	-3.83	-4.87	-4.76	-3.72	-
TYPE 2	-3.83	-4.87	-3.55	-12.03	-10.26
TYPE 3	-3.83	-4.87	-5.75	-8.28	-5.83
TYPE 4	-7.35	-12.91	-9.08	-	-
TYPE 5	-3.17	-8.66	-7.13	-	-
TYPE 6	-3.83	-4.87	-5.75	-11.33	-9.08

**Tableau III. 8 :** moments sur appuis à l'ELS plancher terrasse.**4. Calcul des moments en travée et les efforts tranchants à L'ELS :****Type 01 :**

ELS							
Travée	$M_{-}$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{+}$ (KN.m)	$T_{-}$ (KN)	T (KN)
A-B	-3.83	-4.87	3.3	1.58	2.02	-7.4	8.03
B-C	-4.87	-4.76	3.1	1.56	0.8	-7.28	7.21
C-D	-4.76	-3.72	3.25	1.69	1.94	-7.92	7.28

**Tableau III. 9 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 01) plancher terrasse

**Type 02 :**

ELS							
Travée	$M_{\text{tr}}^-$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{tr}}^+$ (KN.m)	$T_{\text{tr}}^-$ (KN)	T (KN)
A-B	-3.83	-4.87	3.3	1.58	2.02	-7.4	8.03
B-C	-4.87	-3.55	3.1	1.64	1.42	-7.67	6.82
C-D	-3.55	-12.03	3.25	1.07	-0.89	-4.99	10.2
D-E	-12.03	-10.26	5.40	2.77	5.9	-12.95	12.29

**Tableau III. 10** : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 02) plancher terrasse.**TYPE 03 :**

ELS							
Travée	$M_{\text{tr}}^-$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{tr}}^+$ (KN.m)	$T_{\text{tr}}^-$ (KN)	T (KN)
A-B	-3.83	-4.87	3.3	1.58	2.02	-7.4	8.03
B-C	-4.87	-5.75	3.1	1.49	0.31	-6.96	7.53
C-D	-5.75	-8.28	4.57	2.17	5.22	-10.13	11.23
D-E	-8.28	-5.83	4.07	2.16	2.66	-10.11	8.91

**Tableau III. 11** : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 03) plancher terrasse.**TYPE 04 :**

ELS							
Travée	$M_{\text{tr}}^-$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{tr}}^+$ (KN.m)	$T_{\text{tr}}^-$ (KN)	T (KN)
A-B	-7.35	-12.91	4.57	2.02	2.23	-9.46	11.9
B-C	-12.91	-9.08	5.08	2.70	4.14	-12.63	11.12

**Tableau III. 12** : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 04) plancher terrasse.**TYPE 05 :**

ELS							
Travée	$M_{\text{tr}}^-$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{tr}}^+$ (KN.m)	$T_{\text{tr}}^-$ (KN)	T (KN)
A-B	-3.17	-8.66	3.00	1.11	-0.3	-5.18	8.84
B-C	-8.66	-7.13	4.50	2.32	3.95	-10.86	10.18

**Tableau III. 13** : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 05) plancher terrasse.

**TYPE 06 :**

ELS							
Travée	$M_{-}$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{+}$ (KN.m)	$T_{-}$ (KN)	T (KN)
A-B	-3.83	-4.87	3.3	1.58	2.02	-7.4	8.03
B-C	-4.87	-5.75	3.1	1.49	0.31	-6.96	7.53
C-D	-5.75	-11.33	4.57	2.02	3.82	-9.46	11.9
D-E	-11.33	-9.08	5.08	2.63	4.89	-12.31	11.43

**Tableau III. 14 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 06) plancher terrasse.**III.2.1.2. Plancher étage courant :**

$$G = 5.41 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} ; Q = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$p_u = 0.6(1.35 \times 5.41 + 1.5 \times 1.5) = 5.732 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{\text{ser}} = 0.6(5.41 + 1.5) = 4.146 \text{ KN/m}^2$$

**- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

$$1) Q \max \left[ 2G ; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right]$$

2) Les moments d'inertie constante

$$3) 0.8 \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq 1.25$$

4) Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable

TYPES	N° de condition non vérifiée	La méthode utilisée
TYPE 01	-	forfaitaire
TYPE 02	3	Caquot
TYPE 03	3	Caquot
TYPE 04	-	forfaitaire
TYPE 05	3	Caquot
TYPE 06	3	Caquot

**Tableau III. 15 :** choix de la méthode plancher étage courant.

Pour les types (1 et 4) toutes les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

**A. D'après le BAEL 91 révisées 99 (art E.1.2) :**

Les valeurs de  $M_t$  (le moment maximal en travée),  $M_w$  (moment sur appui de gauche) et  $M_c$  (moment sur appui de droite) doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_w + M_c}{2} \geq \left[ \frac{(1 + 0.3)M_0}{1.05M_0} \right] \Rightarrow M_t \geq \left[ \frac{(1 + 0.3)M_0}{1.05M_0} \right] - \frac{M_w + M_c}{2}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3c}{2} \right) M_0 \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3}{2} \right) M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive}$$

Avec :

$$c = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6.79 + 1} = 0.13 \quad ; \quad M_0 = \frac{p \times L^2}{8}$$

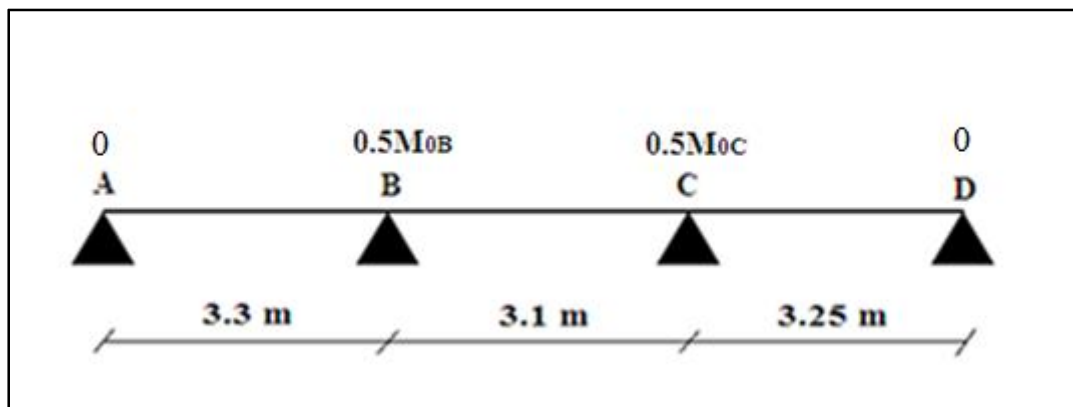
$$T_w = T_0 + \frac{M - M_w}{L}$$

$$T = -T_0 + \frac{M - M_c}{L}$$

Avec :

$$T_0 = \frac{q_u \times L}{2}$$

**TYPE 01 :**



**Figure III. 6 :** moments sur appuis (type 01) plancher étage courant.

ELU (les moments en KN.m)								
TRAVEE	$M_{\text{o}}^-$	APPUI	$M_{\text{o}}^+$	$M_{\text{a}}^{\text{ts c}}$	$M_{\text{w}}^{\text{ts}}$	M		$M_{\text{e}}^-$
A-B	7.803	A	7.803	0	0	3.902	0.22	6.4
		B	7.803	3.902				
B-C	6.886	C	7.568	3.784	3.902	3.784	0.22	3.70
			D	7.568	0	3.784	0	0.22

**Tableau III. 16** : les moments à l'ELU (type 01) plancher étage courant.

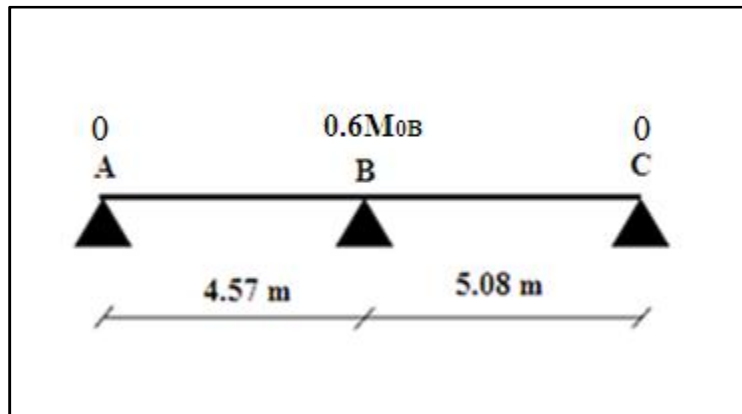
TRAVEE	$T_{\text{o}}^-$	$T_{\text{w}}^{\text{ts}}$	T
A-B	9.46	10.64	-8.28
B-C	8.88	8.85	-8.92
C-D	9.31	8.15	-10.48

**Tableau III. 17** : Efforts tranchants (type 01) plancher étage courant.

ELS (les moments en KN.m)								
TRAVEE	$M_{\text{o}}^-$	APPUI	$M_{\text{o}}^+$	$M_{\text{a}}^{\text{ts c}}$	$M_{\text{w}}^{\text{ts}}$	M		$M_{\text{e}}^-$
A-B	5.644	A	5.644	0	0	2.822	0.22	4.65
		B	5.644	2.822				
B-C	4.980	C	5.474	2.737	2.822	2.737	0.22	2.70
			D	5.474	0	2.737	0	0.22

**Tableau III. 18** : les moments à l'ELS (type 01) plancher étage courant.

**TYPE 04 :**



**Figure III. 7 :** moments sur appuis (type 04) plancher étage courant.

ELU (les moments en KN.m)								
TRAVEE	$M_{0-}$	APPUI	$M_{0+}$	$M_{1-}$	$M_{1+}$	M		$M_{t-}$
A-B	14.964	A	14.964	0	0	11.094	0.22	10.45
		B	18.49	11.094				
B-C	18.490	C	18.49	0	11.094	0	0.22	14.2

**Tableau III. 19 :** les moments à l'ELU (type 04) plancher étage courant.

TRAVEE	$T_{0-}$	$T_{1-}$	T
A-B	13.1	15.53	-10.67
B-C	14.56	12.38	-16.74

**Tableau III. 20 :** Efforts tranchants (type 04) plancher étage courant.

ELS (les moments en KN.m)								
TRAVEE	$M_{0-}$	APPUI	$M_{0+}$	$M_{1-}$	$M_{1+}$	M		$M_{t-}$
A-B	10.824	A	10.824	0	0	8.024	0.22	7.55
		B	13.374	8.024				
B-C	13.374	C	13.374	0	8.024	0	0.22	10.25

**Tableau III. 21 :** les moments à l'ELS (type 04) plancher étage courant.

Pour les types (2, 3,5 et 6) on applique la méthode de Caquot.

**1. Calcul des moments sur appuis à L'ELU :**

	ELU (les moments en KN.m)				
	A	B	C	D	E
TYPE 2	-4.70	-5.97	-4.36	-14.75	-12.59
TYPE 3	-4.70	-5.97	-7.05	-10.15	-7.15
TYPE 5	-3.88	-10.62	-8.74	-	-
TYPE 6	-4.70	-5.97	-7.05	-13.89	-11.14

**Tableau III. 22** : moments sur appuis à l'ELU d'étage courant.

**2. Calcul des moments en travée et les efforts tranchants à L'ELU :**

**Type 02 :**

ELU							
travée	$M_{\text{appui}}^-$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{appui}}^+$ (KN.m)	$T_{\text{appui}}^-$ (KN)	T (KN)
A-B	-4.70	-5.97	3.3	1.58	2.48	-9.07	9.84
B-C	-5.97	-4.36	3.1	1.64	1.74	-9.40	8.37
C-D	-4.36	-14.75	3.25	1.07	-1.09	-6.12	12.51
D-E	-14.75	-12.59	5.40	2.77	7.24	-15.88	15.08

**Tableau III. 23** : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 02) d'étage courant.

**TYPE 03 :**

ELU							
travée	$M_{\text{appui}}^-$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{appui}}^+$ (KN.m)	$T_{\text{appui}}^-$ (KN)	T (KN)
A-B	-4.70	-5.97	3.3	1.58	2.48	-9.07	9.84
B-C	-5.97	-7.05	3.1	1.49	0.39	-8.54	9.23
C-D	-7.05	-10.15	4.57	2.17	6.40	-12.42	13.78
D-E	-10.15	-7.15	4.07	2.16	3.27	-12.40	10.93

**Tableau III. 24** : moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 03) d'étage courant.

**TYPE 05 :**

ELU							
travée	$M_{\text{tr}}^-$ (KN. m)	M (KN. m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{tr}}^+$ (KN. m)	$T_{\text{tr}}^-$ (KN)	T (KN)
A-B	-3.88	-10.62	3.00	1.11	-0.36	-6.35	10.84
B-C	-10.62	-8.74	4.50	2.32	4.84	-13.31	12.48

**Tableau III. 25 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 05) d'étage courant.**TYPE 06 :**

ELU							
travée	$M_{\text{tr}}^-$ (KN. m)	M (KN. m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{tr}}^+$ (KN. m)	$T_{\text{tr}}^-$ (KN)	T (KN)
A-B	-4.70	-5.97	3.3	1.58	2.48	-9.07	9.84
B-C	-5.97	-7.05	3.1	1.49	0.39	-8.54	9.23
C-D	-7.05	-13.89	4.57	2.02	4.69	-11.6	14.59
D-E	-13.89	-11.14	5.08	2.63	6	-15.1	14.02

**Tableau III. 26 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELU (type 06) d'étage courant.**3. Calcul des moments sur appuis à L'ELS :**

	ELS				
	A	B	C	D	E
TYPE 2	-3.4	-4.32	-3.15	-10.67	-9.10
TYPE 3	-3.4	-4.32	-5.10	-7.34	-5.17
TYPE 5	-2.81	-7.68	-6.32	-	-
TYPE 6	-3.4	-4.32	-5.10	10.05	8.06

**Tableau III. 27 :** moments sur appuis à l'ELS d'étage courant.

#### 4. Calcul des moments en travée et les efforts tranchants à L'ELS :

##### Type 02 :

ELS							
travée	$M_{\text{tr}}^{\text{max}}$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{tr}}^{\text{min}}$ (KN.m)	$T_{\text{tr}}^{\text{max}}$ (KN)	T (KN)
A-B	-3.4	-4.32	3.3	1.58	1.79	-6.56	7.12
B-C	-4.32	-3.15	3.1	1.64	1.26	-6.80	6.05
C-D	-3.15	-10.67	3.25	1.07	-0.79	-4.42	9.05
D-E	-10.67	-9.10	5.40	2.77	5.24	-11.48	10.90

**Tableau III. 28 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 02) d'étage courant.

##### TYPE 03 :

ELS							
travée	$M_{\text{tr}}^{\text{max}}$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{tr}}^{\text{min}}$ (KN.m)	$T_{\text{tr}}^{\text{max}}$ (KN)	T (KN)
A-B	-3.4	-4.32	3.3	1.58	1.79	-6.56	7.12
B-C	-4.32	-5.10	3.1	1.49	0.28	-6.17	6.68
C-D	-5.10	-7.34	4.57	2.17	4.63	-8.98	9.96
D-E	-7.34	-5.17	4.07	2.16	2.36	-8.97	7.90

**Tableau III. 29 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 03) d'étage courant.

##### TYPE 05 :

ELS							
travée	$M_{\text{tr}}^{\text{max}}$ (KN.m)	M (KN.m)	L(m)	X(m)	$M_{\text{tr}}^{\text{min}}$ (KN.m)	$T_{\text{tr}}^{\text{max}}$ (KN)	T (KN)
A-B	-2.81	-7.68	3.00	1.11	-0.36	-4.60	7.84
B-C	-7.68	-6.32	4.50	2.32	4.84	-9.63	9.03

**Tableau III. 30 :** moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 05) d'étage courant.

**TYPE 06 :**

ELS							
travée	$M_{\underline{e}}^{\underline{z}}$ (KN. m)	M (KN. m)	L(m)	X(m)	$M_{\underline{e}}^{\underline{z}}$ (KN. m)	$T_{\underline{e}}^{\underline{z}}$ (KN)	T (KN)
A-B	-3.4	-4.32	3.3	1.58	1.79	-6.56	7.12
B-C	-4.32	-5.10	3.1	1.49	0.28	-6.17	6.68
C-D	-5.10	-10.05	4.57	2.02	3.39	-8.39	10.56
D-E	-10.05	-8.06	5.08	2.63	4.34	-10.92	10.14

**Tableau III. 31** : moments en travées et efforts tranchants à l'ELS (type 06) d'étage courant.**5. Les sollicitations maximum :**

ELU					
Plancher terrasse			Plancher étage courant		
$M_{\underline{e}}^{\underline{z}}$ (KN. m)	$M_{\underline{aCF}}^{\underline{zher}}$ (N. m)	T(KN)	$M_{\underline{e}}^{\underline{z}}$ (KN. m)	$M_{\underline{aCF}}^{\underline{zher}}$ (N. m)	T(KN)
8.08	17.68	17.73	14.20	14.75	16.74

**Tableau III. 32** : les sollicitations maximum à l'ELU

ELS			
Plancher terrasse		Plancher étage courant	
$M_{\underline{e}}^{\underline{z}}$ (KN. m)	$M_{\underline{aCF}}^{\underline{z}}$ (N. m)	$M_{\underline{e}}^{\underline{z}}$ (KN. m)	$M_{\underline{aCF}}^{\underline{ant}}$ (N. m)
5.9	12.91	10.25	10.67

**Tableau III. 33** : les sollicitations maximum à l'ELS

### III.2.2. Ferrillages des nervures :

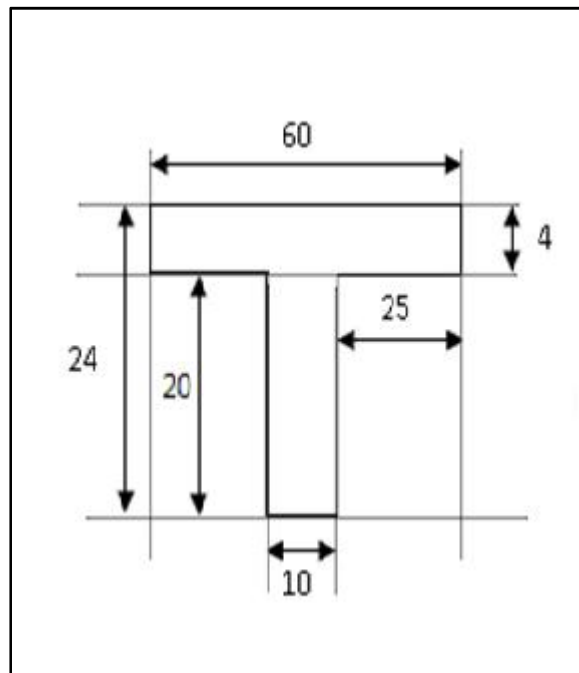


Figure III. 8 : Schéma de poutrelle

#### III.2.2.1. Ferrillage :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f = 400 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1.5 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.9h = 21.6 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 21\text{cm} \quad \text{et} \quad c(\text{l'enrobage}) = 3\text{cm}$$

Calcul du moment dans la table :

$$M_{\text{tab}} = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{bc}$$

$$M_{\text{tab}} = 60 \times 4 \times \left( 21 - \frac{4}{2} \right) \times 14.2 \times 10^{-3}$$

$$M_{\text{tab}} = 64.75 \text{ KN.m}$$

#### III.2.2.1.1. Plancher terrasse:

➤ A l'ELU :

A. Sur appuis :

$$M_a = 17.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \right) = \left( \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} \right) = 14.2 \text{ Mpa.} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.3,41)})$$

$$\text{On a : } M_a = 17.68 \text{ KN.m} \quad M_{\text{tab}} = 64.75 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table.

Donc la section doit être calculer comme une section rectangulaire de dimensions (b=10 cm et h=24 cm).

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l = \frac{f_t}{s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.739 \times 10^{-3} ; \quad E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 l} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.739 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8c_l(1 - 0.4 l) = 0.39 \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b_c \times b \times d^2} = \frac{17.68 \times 10^3}{14.2 \times 10 \times 21^2} = 0.28$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$  section sans armatures comprimée.

$$s = \frac{f_s}{s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.43$$

$$= 1 - 0.4 l = 0.830$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times s} = \frac{17.68 \times 10^3}{0.830 \times 21 \times 348} = 2.92 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art4.2.1) :**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f} = 0.23 \times 10 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{cal} ; A_s(\text{BAEL})) = A_{cal} = 2.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 2 \text{ HA } 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

**B. En travée :**

$$\text{On a : } M_t = 8.08 \text{ KN.m} \quad M_{tab} = 64.75 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table.

Donc la section doit être calculer comme une section rectangulaire de dimensions (b=60 cm et h=24 cm).

$$\mu = \frac{M_u}{b_c \times b \times d^2} = \frac{8.08 \times 10^3}{14.2 \times 60 \times 21^2} = 0.022 \quad ; \quad \mu_l = 0.39$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$  section sans armatures comprimée.

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.027$$

$$= 1 - 0.4 \epsilon = 0.989$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.08 \times 10^3}{0.989 \times 21 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art4.2.1)**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f} = 0.23 \times 60 \times 21 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{cal} ; A_s(\text{BAEL})) = A_s(\text{BAEL}) = 1.52 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

**A. État limite d'ouverture des fissures :**

(Fissuration préjudiciable) :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{st} = \sigma = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})\right) \quad \text{(BAEL91 (art A.4.5, 33))}$$

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \left(\frac{d - y}{I}\right)$$

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ ).

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15 A(d - y)^2$$

	$M_{ser} \frac{A \times d}{I} \text{ (N.m)}$	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\frac{\sigma_{st}}{CM_t} \text{ (pa)}$	$\frac{\bar{\sigma}_{st}}{CM_t} \text{ (pa)}$	Condition
Sur appui	12.91	10.06	8919.01	237.53	201.63	Non vérifiée
En travée	5.9	5.32	17158.98	86.03	201.63	vérifiée

**Tableau III. 34 :** État limite d'ouverture des fissures (plancher terrasse).

Sur appui :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  (condition non vérifiée)  $\Rightarrow$  on doit augmenter la section d'armature pour vérifier cette condition.

On prend :  $A_s \approx 1 \text{ HA } 16 + 1 \text{ HA } 14 = 3.55 \text{ cm}^2$

⇒ Vérification :

	$M_{\text{ser CK}}$ (N.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{\text{st CM}}$ (pa)	$\sigma_{\text{st CM}_I}$ (pa)	Condition
Sur appui	12.91	10.88	10877.64	197.96	201.63	vérifiée
En travée	5.9	5.32	17158.98	86.03	201.63	vérifiée

**Tableau III. 35 :** État limite d'ouverture des fissures (plancher terrasse).

**B. État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 2)})$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} \times \frac{y}{I}$$

	$M_{\text{ser CK}}$ (N.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc \text{ CM}}$ (pa)	$\bar{\sigma}_b \text{ CM}_I$ (pa)	Condition
Sur appui	12.91	10.99	10464.53	13.56	15	vérifiée
En travée	5.9	5.32	17158.98	1.83	15	vérifiée

**Tableau III. 36 :** Etat limite de compression du béton (plancher terrasse)

➤ Vérification de flèche :

**D'après le règlement B.A.E.L91 révisées 99 (condition de la flèche) Art : B.6.8, 424 :**

$$\frac{h}{L} \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{24}{540} \frac{8.08}{15 \times 16.47} \Rightarrow 0.044 > 0.033 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

h : La hauteur totale de section des nervures (épaisseur de dalle comprise) ;

L : la portée libre de la poutrelle ;

$M_t$  : Le moment fléchissant maximal en travée

$$i_0 = \frac{A}{b \times d} \frac{3.6}{f} \Rightarrow \frac{3.39}{60 \times 21} = 0.0026 \quad \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant : Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211) :

Dalle réalisée sans reprise de bétonnage.

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration peu nuisible

$$V_u = 17.73 \text{ KN}$$

**Sur appui :**

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.73 \times 10}{10 \times 21} = 0.844 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = 0.844 \text{ Mpa} < \sigma_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**En travée :**

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17.73 \times 10}{60 \times 21} = 0.141 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = 0.141 \text{ Mpa} < \sigma_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Dispositions constructives :****Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2) :**

$$t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{24}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) = \min(0.69; 1.2; 3) \text{ cm} = 0.69 \text{ cm}$$

$$t = 6.9 \text{ mm}$$

On prend :  $t = 6 \text{ mm}$

**L'espacement et la section des armatures transversales :****(Règles BAEL 91 article A.5.1, 22) :**

$$S_t = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 21; 40 \text{ cm}) = \min(18.9 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 18.9 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Sur appui :**

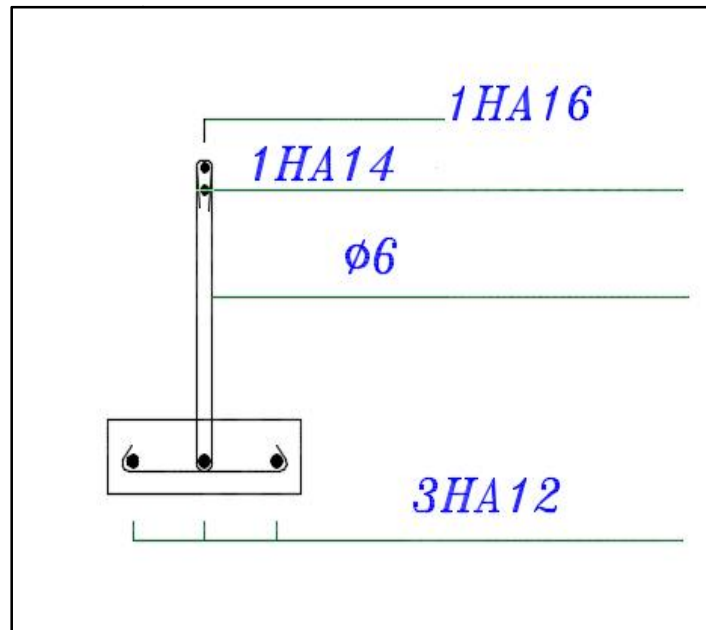
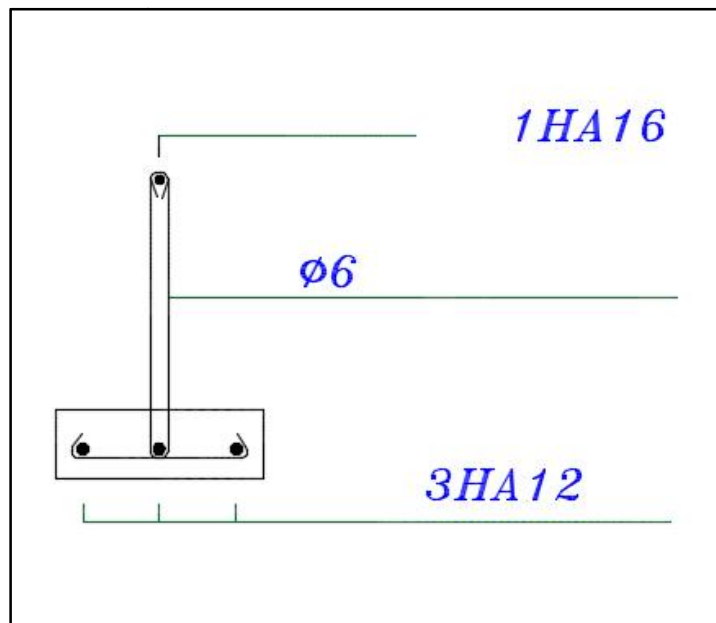
$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 10 \times 15}{400} = 0.15 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 6 \text{ HA } 6 = 1.7 \text{ cm}^2$

**En travée :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 60 \times 15}{400} = 0.9 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 6 \text{ HA } 6 = 1.7 \text{ cm}^2$

**Schéma de ferrailage :****- Sur appuis :****Figure III. 9 :** ferrailage sur appuis « plancher terrasse »**- En travée :****Figure III. 10 :** ferrailage en travée « plancher terrasse ».

### III.2.2.1.2. Plancher étage courant :

➤ A l'état limite ultime :

A. Sur appuis :

Sur appui				
$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	
14.75	10	21	0.236	0.341
	$A_{cal}^o$	$A_{sCI} (3AEL)$	$A_{sCI}^o (m^2)$	$A_{réel} (cm^2)$
0.864	2.34	0.25	2.34	1HA14+1HA12=2.67

Tableau III. 37 : ferrailage sur appui (plancher étage courant)

B. En travée :

En travée				
$M_u$ (KN.m)	b (cm)	d (cm)	$\mu$	
14.20	60	21	0.038	0.048
	$A_{cal}^o$	$A_{sCI} (3AEL)$	$A_{sCI}^o (m^2)$	$A_{réel} (cm^2)$
0.981	1.98	1.52	1.98	2HA12=2.26

Tableau III. 38 : ferrailage en travée (plancher étage courant)

➤ Vérification à l'état limite de service :

(Fissuration peu préjudiciable)

Pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les aciers sont de la classe FeE400, et si la fissuration est peu préjudiciable.

Avec :

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} \quad = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

⇒ Pas de vérification à l'état limite de service.

Dans notre cas la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.75}{10.67} = 1.38 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.20}{10.25} = 1.39 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \text{appui} = 0.341$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > \text{travée} = 0.048$$

⇒ Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

➤ **Vérification de l'effort tranchant : Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)**

Dalle réalisée sans reprise de bétonnage.

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration peu nuisible

$$V_u = 16.74 \text{ KN}$$

**Sur appui :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.74 \times 10}{10 \times 21} = 0.797 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa}\right) = \min(3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.797 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

**En travée :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.74 \times 10}{60 \times 21} = 0.133 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa}\right) = \min(3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.133 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Dispositions constructives :**

Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2) :

$$\begin{aligned} t &= \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{24}{35} ; 1.2 ; \frac{30}{10}\right) = \min(0.69 ; 1.2 ; 3) \text{cm} = 0.69 \text{cm} \\ &= 6.9 \text{mm} \end{aligned}$$

On prend :  $t = 6 \text{ mm}$

**L'espace et la section des armatures transversales :****(Règles BAEL 91 article A.5.1, 22) :**

$$S_t \quad \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 21 ; 40\text{cm}) = \min(18.9\text{cm} ; 40\text{cm}) = 18.9 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Sur appui :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \quad 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \quad \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 10 \times 15}{400} = 0.15 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 6 \text{ HA } 6 = 1.7 \text{ cm}^2$

**En travée :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \quad 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \quad \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 60 \times 15}{400} = 0.9 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 6 \text{ HA } 6 = 1.7 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de flèche :****D'après le règlement B.A.E.L91 révisées 99 (condition de la flèche) Art : B.6.8, 424 :**

$$\frac{h}{L} \quad \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{24}{510} \quad \frac{14.2}{15 \times 18.49} \Rightarrow 0.047 \quad 0.051 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$L = L(\text{entre axes}) - b = 540 - 30 = 510 \text{ cm}$$

$h$  : La hauteur totale de section des nervures (épaisseur de la dalle comprise) ;

$L$  : la portée libre de la poutrelle ;

$M_t$  : Le moment fléchissant maximal en travée.

$$i_0 = \frac{A}{b_0 \times d} \quad \frac{3.6}{f} \Rightarrow \frac{2.26}{60 \times 21} = 0.002 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Calcul de la flèche : règles BAEL 91 (article B.6.5, 3) :****Flèche admissible :**

$$f_{\text{adm}} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 0.5 \text{ cm} + \frac{510}{1000} = 1.01 \text{ cm}$$

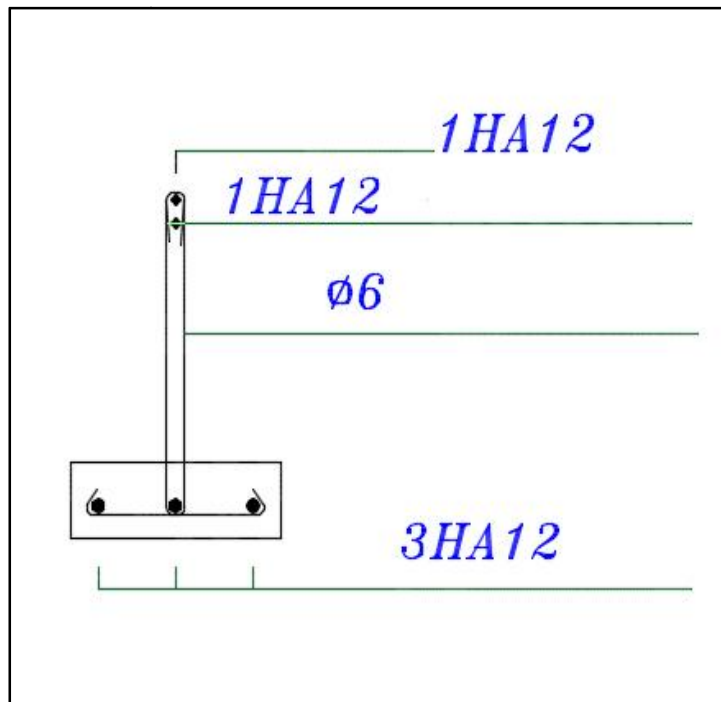
Par « l'EXPERT » on trouve :

Flèche totale :

$$f_{\text{tot}} = 0.66 \text{ cm}$$

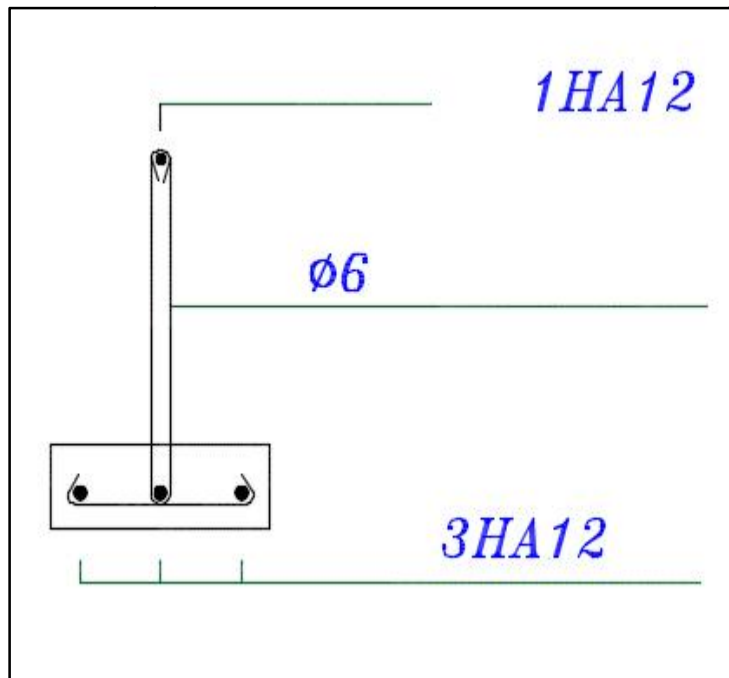
$$f_{\text{tot}} = 0.66 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1.01 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Sur appuis :



**Figure III. 11 :** ferrailage sur appuis « plancher étage courant »

- En travée :



**Figure III. 12 :** ferrailage en travée « plancher étage courant »

### **III.3. Etude des dalles :**

#### **Introduction :**

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a deux types de dalle:

- Dalles appuyées sur 03 appuis.
- Dalles appuyées sur 04 appuis.

#### **1. Principe de la méthode :**

En fonction du rapport des dimensions en plan ( $\alpha = L_x / L_y$ ) mesurés entre nus d'appuis (avec  $L_x < L_y$ ), et du coefficient de poisson «  $\nu$  » du matériau. Le calcul se fait à l'ELU avec  $\nu = 0$  et à l'ELS avec  $\nu = 0.2$

#### **2. Etape de calcul :**

##### **1<sup>ère</sup> étape :**

Calcul des moments isostatiques :

$\alpha < 0.4$  (dalle porte dans un seul sens  $L_x$ )

$$\left. \begin{array}{l} M_{0x} = \frac{qL_x^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{array} \right\} \text{ au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur}$$

Et dans l'autre sens on disposera un ferrailage minimal :

$$A_y = \frac{A_x}{4} \Rightarrow \text{charge uniformément répartie}$$

$$A_y = \frac{A_x}{3} \Rightarrow \text{charge concentrée}$$

$1 \geq \alpha \geq 0.4$  (dalle porte dans les deux sens)

D'après le BAEL 91 (annexe E.3) :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \quad : \text{Moment dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad : \text{Moment dans le sens de la grande portée.}$$

**Valeurs approchées du coefficient:  $\mu_x$   $\mu_y$**

Calcul	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitations à ELU et ELS	$\frac{1}{8(1 + 2.4 \frac{L_x}{L_y})}$	$\frac{1}{3(1.9 - 0.9)}$
Déformation à l'ELS	$\frac{1}{8(1 + 2 \frac{L_x}{L_y})}$	$\alpha_y \left( 1 + \frac{1.9 - 1}{3} \frac{L_x}{L_y} \right)$

**Tableau III. 39 : formules des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$**

**2<sup>ème</sup> étape :**

Ventilation des moments isostatiques :

Selon le BAEL91 (article A.8.2, 32), on doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \leq 1.25 M_0$$

Avec :

$M_t$  : moment en travée.

$M_0$  : moment maximal calculé à la 1<sup>ère</sup> étape.

$M_l, M_w$  : Moments absolus à gauche et à droite de l'appui.

**III.3.1. Type 01 :**

$$L_x = 365 \text{ cm}$$

$$L_y = 470 \text{ cm}$$

$$\alpha_y = \frac{L_x}{L_y} = \frac{365}{470} = 0.78$$

Donc la dalle porte dans deux sens.

**A. Calcul des moments fléchissant :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

⇒ Dalle pleine (plancher terrasse) :

Poids propre :  $G=7.24 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.274 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 8.24 \text{ KN/m}^2$$

Calcul	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitations à ELU et ELS	0.058	0.569
Déformation à l'ELS	0.064	0.653

**Tableau III. 40 :** valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$

### **III.3.1.1. Calcul du ferrailage :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.058 \times 11.274 \times 3.65^2 = 8.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.569 \times 8.71 = 4.96 \text{ KN.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

$$M_t + \frac{M + M_w}{2} = 1.25M_0 \Rightarrow 0.75M_0 + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.25M_0$$

$$\Rightarrow 0.75M_0 + 0.5M_0 = 1.25M_0 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

#### **Bande de largeur de 1m parallèle à $L_x$ :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 8.71 = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 8.71 = 4.36 \text{ KN.m}$$

#### **Bande de largeur de 1m parallèle à $L_y$ :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 4.96 = 3.72 \text{ KN.m}$$

#### **Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :**

- en travée :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} = \frac{6.53}{4} = 1.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{ty} = 3.72 \text{ KN.m}$$

- aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = 4.36 \text{ KN.m}$$

$$d = 12.5 \text{ cm} ; \quad c = 2.5 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u$ (KN.m)	4.36	6.53	4.36	3.72
$\mu$	0.02	0.029	0.02	0.017
	0.025	0.037	0.025	0.021
	0.990	0.985	0.990	0.992
$A_{cal}^{\beta}$ (cm <sup>2</sup> )	1.01	1.52	1.01	0.86
$A_{s(AEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	1.63	1.63	1.63	1.63
$A_{s(AE)}^m$ (cm <sup>2</sup> )	1.63	1.63	1.63	1.63
$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65

**Tableau III. 41** : ferrailage de la dalle pleine « type 01 »

### **III.3.1.2. L'état limite de service :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.058 \times 8.24 \times 3.65^2 = 6.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.569 \times 6.37 = 3.62 \text{ KN.m}$$

#### **Bande de largeur de 1m parallèle à $L_x$ :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 6.37 = 4.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 6.37 = 3.19 \text{ KN.m}$$

#### **Bande de largeur de 1m parallèle à $L_y$ :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 3.62 = 2.72 \text{ KN.m}$$

#### **Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :**

- en travée :

$$M_{ty} \frac{M_{tx}}{4} = \frac{4.78}{4} = 1.195 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{ty} = 2.72 \text{ KN.m}$$

- aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = 3.19 \text{ KN.m}$$

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

Dalle pleine (plancher terrasse) : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

### **A. État limite d'ouverture des fissures :**

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{st} = \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right) \right) \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 33)})$$

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \left( \frac{d - y}{I} \right)$$

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ )

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \left( \frac{b}{3} \right) y^3 + 15 A(d - y)^2$$

### **B. État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 2)})$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_{ser}(K.N.m)$	3.19	4.78	3.19	2.72
y (cm)	3.83	3.83	3.83	3.83
$I(\frac{cm^4}{4})$	8243.29	8243.29	8243.29	8243.29
$\frac{I}{st}(M^2)$ (pa)	50.33	75.41	50.33	42.91
$\frac{\bar{\sigma}_{st}(Mpa)}{\bar{\sigma}_{st}(M^2)}$ (pa)	201.63	201.63	201.63	201.63
$\frac{\bar{\sigma}_{bc}(M^2)}{\bar{\sigma}_{bc}(M^2)}$ (pa)	1.48	2.22	1.48	1.26
$\frac{\bar{\sigma}_{bc}(M^2)}{\bar{\sigma}_{bc}(M^2)}$ (pa)	15	15	15	15
condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau III. 42 : Vérification à l’ELS de la dalle pleine « type 01 »

**III.3.1.3. Vérification de l’effort tranchant :**

- **Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration préjudiciable :

**Suivant x :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_x}{2} = 11.274 \times \frac{3.65}{2} = 20.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.58 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{b} ; 4\text{Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4\text{Mpa}\right) = \min(2.5\text{Mpa} ; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Suivant y :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_y}{2} = 11.274 \times \frac{4.70}{2} = 26.49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.49 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.21 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{b} ; 4\text{Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4\text{Mpa}\right) = \min(2.5\text{Mpa} ; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III.3.1.4. Vérification de la flèche :**

**D’après le BAEL91 Article (B.6.5.1, page 85) :**

$$\frac{h}{L} \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{470} = 0.032 \quad \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{h}{L} \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{470} = 0.032 \quad \frac{3.72}{10 \times 4.96} = 0.075 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \frac{4.2}{f} \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12.5} = 0.005 \quad \frac{4.2}{f} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Calcul de la flèche : règles BAEL 91 (article B.6.5, 3) :**

Flèche admissible :

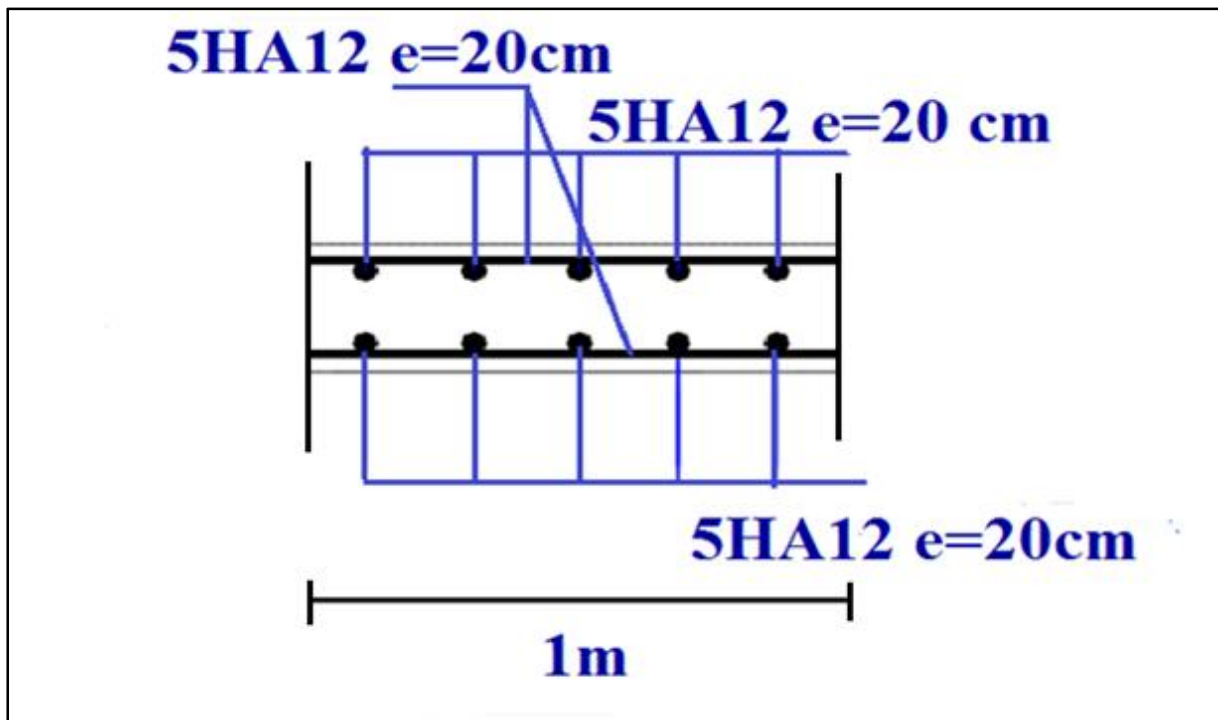
$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

Par « l’EXPERT » on trouve :

Flèche totale :

$$f_{tot} = 0.51 \text{ cm}$$

$$f_{tot} = 0.51 \text{ cm} < f_{adm} = 0.94 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$



**Figure III. 13 :** ferrailage de la dalle pleine « type 01 »

### III.3.2. Type 02 :

$$L_x = 160 \text{ cm}$$

$$L_y = 385 \text{ cm}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{385} = 0.42$$

Donc la dalle porte dans deux sens.

#### A. Calcul des moments fléchissant :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

⇒ Dalle pleine (plancher terrasse) :

$$\text{Poids propre : } G = 7.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.274 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 8.24 \text{ KN/m}^2$$

Calcul	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitations à ELU et ELS	0.106	0.113
Déformation à l'ELS	0.109	0.265

**Tableau III. 43 :** valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$

#### III.3.2.1. Calcul du ferrailage :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.106 \times 11.274 \times 1.60^2 = 3.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.113 \times 3.06 = 0.346 \text{ KN.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

$$M_t + \frac{M + M_w}{2} = 1.25M_0 \Rightarrow 0.75M_0 + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.25M_0$$

$$\Rightarrow 0.75M_0 + 0.5M_0 = 1.25M_0 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_x$  :**On prend :

En travée :  $M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 3.06 = 2.295 \text{ KN.m}$

Sur appui :  $M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 3.06 = 1.53 \text{ KN.m}$

**Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_y$  :**On prend :

En travée :  $M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 0.346 = 0.26 \text{ KN.m}$

**Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :**- en travée :

$$M_{ty} \frac{M_{tx}}{4} = \frac{2.295}{4} = 0.574 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{ty} = 0.574 \text{ KN.m}$

- aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = 1.53 \text{ KN.m}$$

$$d = 12.5 \text{ cm} ; c = 2.5 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u$ (KN.m)	1.53	2.295	1.53	0.574
$\mu$	0.007	0.01	0.007	0.003
	0.009	0.013	0.009	0.003
	0.997	0.995	0.997	0.999
$A_{cal}^{\beta}$ (cm <sup>2</sup> )	0.35	0.53	0.35	0.13
$A_{s(AEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	1.63	1.63	1.63	1.63
$A_{s(E, m)}$ (cm <sup>2</sup> )	1.63	1.63	1.63	1.63
$A_{s(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65

**Tableau III. 44 :** ferrailage de la dalle pleine « type 02 » terrasse.

**III.3.2.2. L'état limite de service :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.106 \times 8.24 \times 1.60^2 = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.113 \times 2.24 = 0.25 \text{ KN.m}$$

**Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_x$  :**On prend :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 2.24 = 1.68 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 2.24 = 1.12 \text{ KN.m}$$

**Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_y$  :**On prend :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 0.25 = 0.19 \text{ KN.m}$$

**Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :**- en travée :

$$M_{ty} \frac{M_{tx}}{4} = \frac{1.68}{4} = 0.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{ty} = 0.42 \text{ KN.m}$$

- aux appuis :

$$M_{ay} = M_{ax} = 1.12 \text{ KN.m}$$

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

Dalle pleine (plancher terrasse) : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

**A. État limite d'ouverture des fissures :**

(Fissuration préjudiciable)

$$s_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{st} = \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right) \right) \quad (\text{BAEL91 (art A. 4. 5, 33)})$$

$$s_{st} = n M_{ser} \left( \frac{d - y}{I} \right)$$

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ )

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15 A(d - y)^2$$

**A. Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 2)})$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_{ser} (N.m)$	1.12	1.68	1.12	0.42
y (cm)	3.83	3.83	3.83	3.83
$I (cm^4)$	8243.29	8243.29	8243.29	8243.29
$\frac{I}{M_{st}} (pa)$	17.67	26.50	17.67	6.63
$\frac{\bar{\sigma}_b (Mpa)}{\bar{\sigma}_{st} (Mpa)}$	201.63	201.63	201.63	201.63
$\frac{\sigma_{bc} (Mpa)}{\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)}$	0.52	0.78	0.52	0.20
$\frac{\sigma_{bc} (Mpa)}{\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)}$	15	15	15	15
condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

**Tableau III. 45 :** Vérification à l'ELS de la dalle pleine « type 02 »

**III.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant :**

- **Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration préjudiciable :

**Suivant x :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_x}{2} = 11.274 \times \frac{1.60}{2} = 9.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.02 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.072 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{b}; 4\text{Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2.5\text{Mpa}; 4\text{Mpa})$$

$$\sigma_u = 0.072\text{Mpa} < \sigma_u = 2.5\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Suivant y :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_y}{2} = 11.274 \times \frac{3.85}{2} = 21.70 \text{ KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.70 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.174\text{Mpa}$$

$$\sigma_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{b}; 4\text{Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2.5\text{Mpa}; 4\text{Mpa})$$

$$\sigma_u = 0.174\text{Mpa} < \sigma_u = 2.5\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### **III.3.2.4. Vérification de la flèche :**

**D'après le BAEL91 Article (B.6.5.1, page 85) :**

$$\frac{h}{L} \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{385} = 0.039 \quad \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{h}{L} \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{385} = 0.039 \quad \frac{0.574}{10 \times 3.06} = 0.019 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \frac{4.2}{f} \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12.5} = 0.005 \quad \frac{4.2}{f} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**- Calcul de la flèche : règles BAEL 91 (article B.6.5, 3) :**

Flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

Par « l'EXPERT » on trouve :

Flèche totale :

$$f_{tot} = 0.51 \text{ cm}$$

$$f_{tot} = 0.51 \text{ cm} < f_{adm} = 0.77 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

**III.3.3.1. Dalle pleine (plancher étage courant) :**Poids propre :  $G=5.86 \text{ KN/m}^2$ Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.161 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 7.36 \text{ KN/m}^2$$

Calcul	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitations à ELU et ELS	0.106	0.113
Déformation à l'ELS	0.109	0.265

**Tableau III. 46 :** valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  (type 02) étage courant.

$$d = 12.5 \text{ cm} ; c = 2.5 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u$ (KN.m)	1.38	2.07	1.38	0.52
$\mu$	0.006	0.009	0.006	0.002
	0.008	0.012	0.008	0.003
	0.997	0.995	0.997	0.999
$A_{cal}^{\beta}$ ( $\text{cm}^2$ )	0.32	0.48	0.32	0.12
$A_{s(CI)}^{\beta}$ (3AEL) ( $\text{cm}^2$ )	1.63	1.63	1.63	1.63
$A_{s(Cc)}^{AE,m}$ ( $\text{cm}^2$ )	1.63	1.63	1.63	1.63
$A_{(adop)}^{A_s}$ ( $\text{cm}^2$ )	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65

**Tableau III. 47 :** ferrailage de la dalle pleine « type 02 » étage courant.**III.3.3.2. Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

**Dans le sens x :**

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.38}{0.999} = 1.38 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2.07}{1.498} = 1.38 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \text{appui} = 0.008 \quad \text{ET} \quad \text{travée} = 0.012$$

**Dans le sens y :**

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.38}{0.999} = 1.38 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.52}{0.37} = 1.41 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \text{appui} = 0.008$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 > \text{travée} = 0.003$$

Pas de vérification des contraintes à l'état limite de service, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

**III.3.3.3. Vérification de l'effort tranchant :****- Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)**

On doit vérifier que :  $\sigma_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration peu préjudiciable :

**Suivant x :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_x}{2} = 10.161 \times \frac{1.60}{2} = 8.13 \text{ KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.13 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.065 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33\text{Mpa} ; 5\text{Mpa})$$

$$\sigma_u = 0.065\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Suivant y :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_y}{2} = 10.161 \times \frac{3.85}{2} = 19.56 \text{ KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.56 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33\text{Mpa} ; 5\text{Mpa})$$

$$u = 0.16 \text{ Mpa} < u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.3.3.4. Vérification de la flèche :

**D'après le BAEL91 Article (B.6.5.1, page 85) :**

$$\frac{h}{L} \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{385} = 0.039 \quad \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{non vérifié}$$

$$\frac{h}{L} \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{385} = 0.039 \quad \frac{0.574}{10 \times 3.06} = 0.019 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \frac{4.2}{f} \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12.5} = 0.005 \quad \frac{4.2}{f} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Calcul de la flèche : règles BAEL 91 (article B.6.5, 3) :**

Flèche admissible :

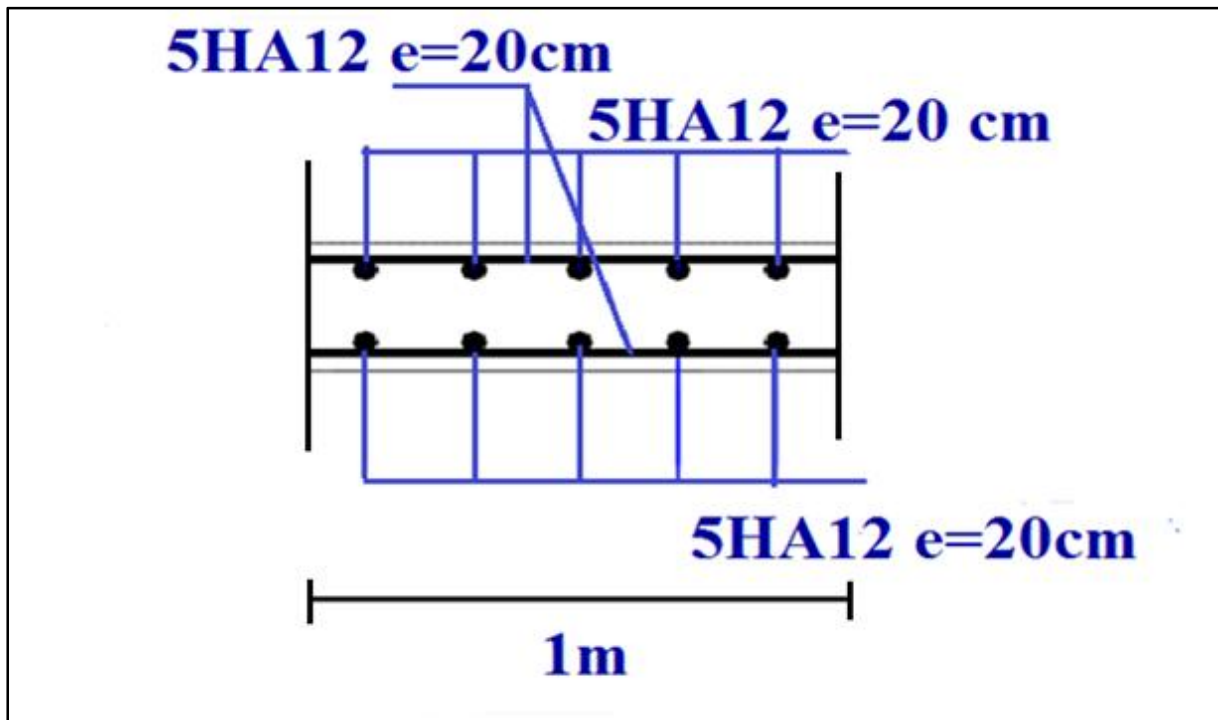
$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{385}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

Par « l'EXPERT » on trouve :

Flèche totale :

$$f_{\text{tot}} = 0.31 \text{ cm}$$

$$f_{\text{tot}} = 0.31 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0.77 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

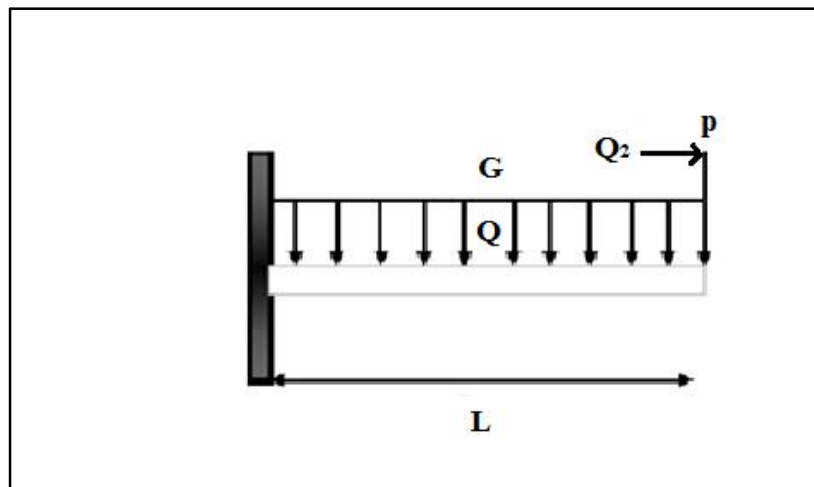
**Schéma de ferrailage :**

**Figure III. 14 :** Ferrailage des dalles pleines « type 02 »

### III.4. Les balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferrailée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente  $G$  (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre  $P$  (poids propre des murs), et une charge d'exploitation  $Q$ .



**Figure III. 15 :** Schéma statique d'un balcon

## 1. Evaluation des charges :

### A. Balcon terrasse (non accessible) :

- Poids propre :  $G=7.24 \text{ KN/m}^2$
- Force concentrée due aux poids de l'acrotère:  $P_{\text{acrot}} = 2.301 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

### B. Balcon d'étage courant (accessible) :

- Poids propre :  $G=5.11 \text{ KN/m}^2$
- Force concentrée due aux poids de mur:  $P_{\text{mur}} = 1.3 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

## 2. Calcul des moments :

### A. Les combinaisons des charges :

#### ✓ E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$p_u = 1.35p_{\text{mur/acrot}}$$

$$q_{2u} = 1.5 \times Q_2$$

#### ✓ E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$p_s = p_{\text{mur/acrot}}$$

$$q_{2ser} = Q_2$$

Le moment ultime à l'encastrement  $M_u$  pour une bande de  $1\text{m}$  est :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + p_u \times L + q_{2u} \times L_2$$

Le Moment Service à l'encastrement  $M_s$  est de:

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + p_s \times L + q_{2ser} \times L_2$$

### III.4.1. Type 01 :

Détermination de  $Q_2$  suivant les règles BAEL :

$$Q_2 = \min \left\{ 0.4 ; \frac{1.3}{L_y} \right\} = \min \left\{ 0.4 ; \frac{1.3}{5.45} \right\} = \min \{ 0.4 ; 0.24 \} = 0.24 \text{ KN/ml}$$

$L_2$  : L'hauteur de mur ;  $L_2 = 1.25$  m

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{145}{545} = 0.26 < 0.4$$

Donc ce type de balcon travail suivant un seul sens.

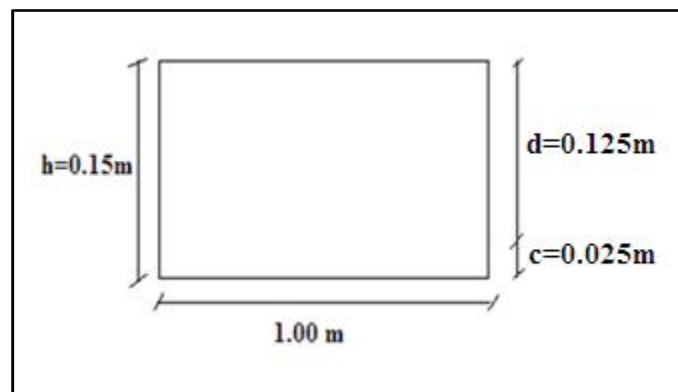
$L_x \ll L_y$ , donc on peut calculer ce type de balcon comme un console.

➤ **Tableau récapitulatif :**

Balcon	$q_u$	$q_s$	$p_u$	$p_s$	$q_{zu}$	$q_{zser}$	$M_u$	$M_s$
Terrasse	11.274	8.24	3.106	2.301	0.3	0.24	16.81	12.23
Etage courant	12.149	8.61	1.755	1.3	0.3	0.24	15.77	11.24

**Tableau III. 48 :** évaluation des charges de balcon « type 1 »

**III.4.1.1. Ferrailage :**



**Figure III. 16 :** section de calcul du balcon

Terrasse	$M_u$ (KN. m)	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
		16.81	0.076	0.099	0.961
	$A_s(3AEL)$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s(c)$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_r(c)$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{r(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )
	0.34	4.02	5HA12=5.65	1.41	5HA10=3.93

**Tableau III. 49 :** ferrailage de balcon (terrasse « type 01 »)

Etage courant	$M_u$ (KN.m)	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
	15.77	0.071	0.092	0.963	3.76
	$A_{s(3AEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(3.76)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{r(1.41)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{r(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )
	0.34	3.76	5HA12=5.65	1.41	5HA10=3.93

**Tableau III. 50 :** ferrailage de balcon (étage courant « type 01 »)

**III.4.1.2. Vérification à l'état limite de service :**

Dalle pleine (balcon) terrasse : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Dalle pleine (balcon) étage courant : la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

**1. Dalle pleine (balcon) terrasse :**

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

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{st} = \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})\right) \quad \text{(BAEL91 (art A.4.5, 33))}$$

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \left(\frac{d - y}{I}\right)$$

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ )

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \left(\frac{b}{3}\right) y^3 + 15 A(d - y)^2$$

	$M_{ser}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Condition
terrasse	12.23	3.83	8247.49	192.85	201.63	vérifiée

**Tableau III. 51 :** état limite d'ouverture des fissures (balcon « type 01 »)

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 2)})$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

	$M_{ser}$ (K.N.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Condition
terrasse	12.23	3.83	8247.49	5.68	15	vérifiée

**Tableau III. 52 :** Etat limite de compression du béton (balcon « type 01 »)

**2. Dalle pleine (balcon) étage courant :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15.77}{11.24} = 1.4$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > 0.079$$

Pas de vérification des contraintes à l'état limite de service, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

**III.4.1.3. Vérification de l'effort tranchant :**

- **Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

**1. Dalle pleine (balcon) terrasse :**

Fissuration préjudiciable :

$$V_u = q_u \times L + p = 11.274 \times 1.45 + 3.106 = 19.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.45 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4\text{Mpa}\right) = \min(2.5\text{Mpa} ; 4\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## 2. Dalle pleine (balcon) étage courant :

Fissuration peu préjudiciable :

$$V_u = q_u \times L + p = 12.149 \times 1.45 + 1.755 = 19.37 \text{ KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.37 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b}; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33\text{Mpa}; 5\text{Mpa})$$

$$\sigma_u = 0.15 \text{ Mpa} < \sigma_u = 3.33\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Schéma de ferrailage :

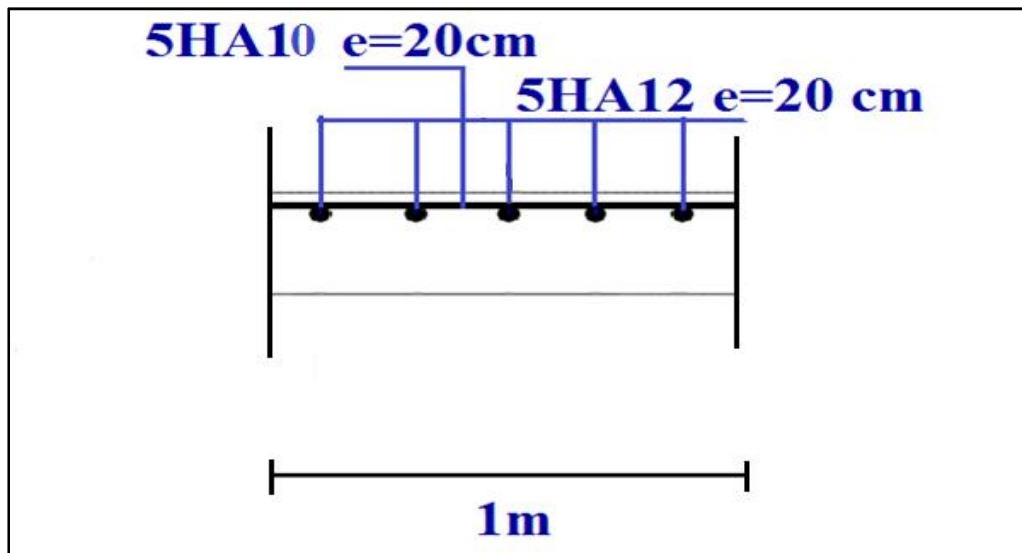


Figure III. 17 : ferrailage (balcon) « type 01 »

### III.4.2. Type 03:

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{220} = 0.73 > 0.4$$

Donc ce type de balcon travail suivant deux sens.

Le moment fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- Dans le sens de la petite portée (x):  $M_0 = M_x = \mu_x \times qL_x^2$

- Dans le sens de la grande portée(y) :  $M_0 = M_y = \mu_y \times M_x$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 M_0$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = 0.50 M_0$$

**D'après pratique du BAEL 91 chapitre 13 (article 2.1.2) :**

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4^3)} = \frac{1}{8(1 + 2.4 \times 0.73^3)} = 0.065$$

$$\mu_y = 0.73^3(1.9 - 0.9) = 0.73^3(1.9 - 0.9 \times 0.73) = 0.484$$

$$q_u = 11.274 \text{ KN/m} \quad \text{Pour terrasse}$$

$$q_u = 12.149 \text{ KN/m} \quad \text{Pour l'étage courant}$$

$$q_{\text{ser}} = 8.24 \text{ KN/m} \quad \text{Pour terrasse}$$

$$q_{\text{ser}} = 8.61 \text{ KN/m} \quad \text{Pour l'étage courant}$$

**III.4.2.1. Dalle pleine (balcon) terrasse :**

**1. Etat limite ultime :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.065 \times 11.274 \times 1.6^2 = 1.876 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.484 \times 1.876 = 0.908 \text{ KN.m}$$

**Valeur minimale à respecter :**

$$M_{0y} \geq \frac{M_{0x}}{4} = \frac{1.876}{4} = 0.469 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{0y} = 0.908 \text{ KN.m}$$

**Bande de largeur 1.00 m parallèle à  $L_x$  :**

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 1.876 = 1.407 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_{ax} = 0.50 M_{0x} = 0.5 \times 1.876 = 0.938 \text{ KN.m}$$

**Bande de largeur 1.00 m parallèle à  $L_y$  :**

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 0.908 = 0.681 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 0.938 \text{ KN.m}$$

**2. Etat limite de service :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 = 0.065 \times 8.24 \times 1.6^2 = 1.371 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.484 \times 1.371 = 0.664 \text{ KN.m}$$

**Valeur minimale à respecter :**

$$M_{0y} \frac{M_{0x}}{4} = \frac{1.371}{4} = 0.343 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{0y} = 0.664 \text{ KN.m}$$

**Bande de largeur 1.00 m parallèle à L<sub>x</sub> :**

Moment en travée :  $M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 1.371 = 1.029 \text{ KN.m}$

Moment en appui :  $M_{ax} = 0.50 M_{0x} = 0.5 \times 1.371 = 0.686 \text{ KN.m}$

**Bande de largeur 1.00 m parallèle à L<sub>y</sub> :**

$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 0.664 = 0.498 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = M_{ax} = 0.686 \text{ KN.m}$

➤ **Tableau récapitulatif :**

Balcon	$q_u$	$q_s$	$L_x$	$M_{0xu}$	$M_{0yu}$	$M_{0xs}$	$M_{0ys}$
Terrasse	11.274	8.24	1.6	1.876	0.908	1.371	0.664
Etage courant	12.149	8.61		2.02	0.978	1.433	0.693

**Tableau III. 53 :** évaluation des charges de balcon « type 3 ».

**Selon x-x :**

Travée	$M_u$ (KN.m)	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
	1.407	0.005	0.007	0.997	0.34
	$A_s$ (3AEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )		
	1.63	1.63	5HA12=5.65		

**Tableau III. 54 :** ferrailage de balcon (terrasse en travée « type 03 ») selon x.

Appui	$M_u$ (KN.m)	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
	0.938	0.004	0.005	0.998	0.2
	$A_s$ (3AEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )		
	1.63	1.63	5HA12=5.65		

**Tableau III. 55 :** ferrailage de balcon (terrasse sur appui « type 03 ») selon x.

**Selon y-y :**

Travée	$M_u$ (KN.m)	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
	0.681	0.003	0.003	0.999	0.16
	$A_s$ (AEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )		
	1.63	1.63	5HA12=5.65		

**Tableau III. 56 :** ferrailage de balcon (terrasse en travée « type 03 ») selon y

Appui	$M_u$ (KN.m)	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
	0.938	0.004	0.005	0.998	0.2
	$A_s$ (AEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )		
	1.63	1.63	5HA12=5.65		

**Tableau III. 57 :** ferrailage de balcon (terrasse sur appui « type 03 ») selon y

**- Vérification à l'état limite de service :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

	$M_{ser}$ (N.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\frac{M}{I}$ (pa)	$\frac{M}{I}$ (pa)	Condition
En travée	1.029	4.01	9782.87	14.97	201.63	vérifiée
Sur appui	0.686	4.01	9782.87	9.98	201.63	vérifiée

**Tableau III. 58 :** état limite d'ouverture des fissures (balcon « type 03 ») selon x.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

	$M_{ser}$ (N.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\frac{M}{I}$ (pa)	$\frac{M}{I}$ (pa)	Condition
En travée	1.029	4.01	9782.87	0.42	15	vérifiée
Sur appui	0.686	4.01	9782.87	0.28	15	vérifiée

**Tableau III. 59 :** Etat limite de compression du béton (balcon « type 03 ») selon x.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

BAEL 91 (art A.5.1, 211)

Fissuration préjudiciable donc :

**Suivant x :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_x}{2} = 11.274 \times \frac{1.60}{2} = 9.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.02 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.072 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.072 \text{ Mpa} < \tau_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Suivant y :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_y}{2} = 11.274 \times \frac{2.20}{2} = 12.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.40 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.099 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.099 \text{ Mpa} < \tau_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III.4.2.2 Dalle pleine (balcon) Etage courant :**

**1. Etat limite ultime :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.065 \times 12.149 \times 1.6^2 = 2.022 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.484 \times 2.022 = 0.979 \text{ KN.m}$$

**Valeur minimale à respecter :**

$$M_{0y} \geq \frac{M_{0x}}{4} = \frac{2.022}{4} = 0.506 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{0y} = 0.979 \text{ KN.m}$$

**Bande de largeur 1.00 m parallèle à L<sub>x</sub> :**

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 2.022 = 1.517 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_{ax} = 0.50 M_{0x} = 0.5 \times 2.022 = 1.011 \text{ KN.m}$$

**Bande de largeur 1.00 m parallèle à L<sub>y</sub> :**

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 0.979 = 0.734 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 1.011 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.065 \times 8.61 \times 1.6^2 = 1.433 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.484 \times 1.433 = 0.694 \text{ KN.m}$$

**Valeur minimale à respecter :**

$$M_{0y} \frac{M_{0x}}{4} = \frac{1.433}{4} = 0.358 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{0y} = 0.694 \text{ KN.m}$$

**Bande de largeur 1.00 m parallèle à L<sub>x</sub> :**

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 1.433 = 1.075 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_{ax} = 0.50 M_{0x} = 0.5 \times 1.433 = 0.717 \text{ KN.m}$$

**Bande de largeur 1.00 m parallèle à L<sub>y</sub> :**

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 0.694 = 0.521 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 0.717 \text{ KN.m}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u$ (KN.m)	1.011	1.517	1.011	0.734
$\mu$	0.0045	0.007	0.0045	0.003
	0.006	0.009	0.006	0.004
	0.998	0.996	0.998	0.998
$A_{cal}^{\beta}$ (cm <sup>2</sup> )	0.23	0.35	0.23	0.17
$A_{s(AEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	1.51	1.51	1.51	1.51
$A_{s(AE)}$ (cm <sup>2</sup> )	1.51	1.51	1.51	1.51
$A_{s(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65

**Tableau III. 60 :** ferrailage de la dalle pleine « balcon » étage courant

- **Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

Dans le sens x :

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.011}{0.717} = 1.38 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.517}{1.075} = 1.38 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \quad \text{appui} = 0.006 \quad \text{ET} \quad \text{travée} = 0.009$$

Dans le sens y :

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.011}{0.717} = 1.41 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.734}{0.521} = 1.41 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 > \quad \text{appui} = 0.006 \quad \text{ET} \quad \text{travée} = 0.004$$

→ Pas de vérification des contraintes à l'état limite de service, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

BAEL 91 (art A.5.1, 211)

Fissuration préjudiciable donc :

**Suivant x :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_x}{2} = 12.149 \times \frac{1.60}{2} = 9.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.72 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.078 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.078 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Suivant y :**

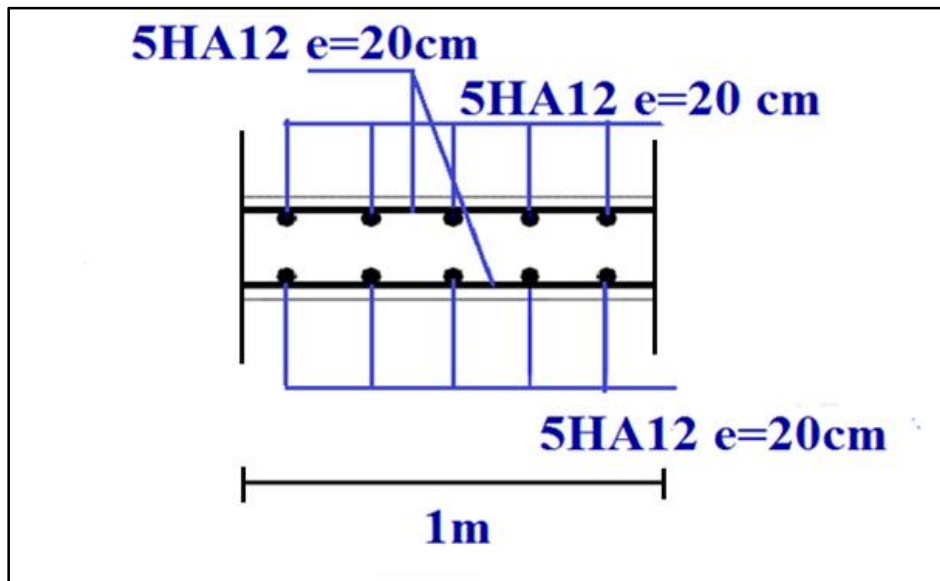
$$V_u = q_u \times \frac{L_y}{2} = 12.149 \times \frac{2.20}{2} = 13.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{13.36 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.107 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.107 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage :**

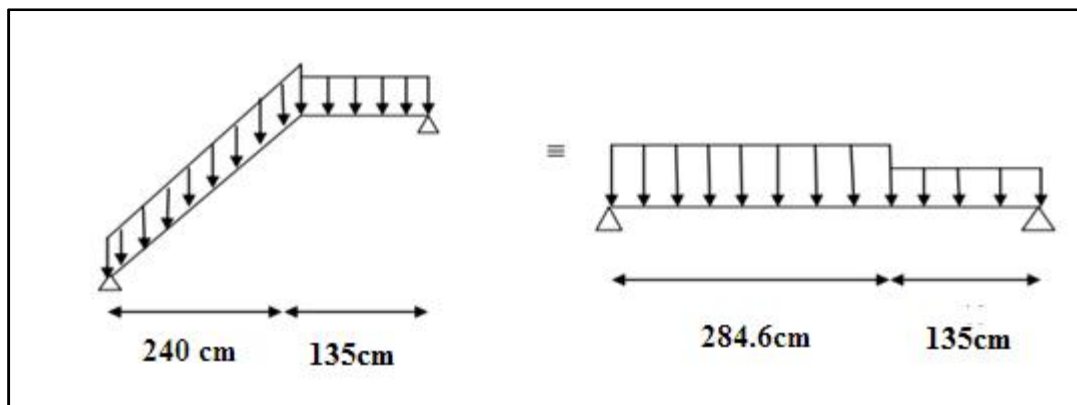


**Figure III. 18 :** ferrailage (balcon) « type 03 »

**III.5. Les escaliers :**

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

L'escalier est calculé à la flexion simple.



**Figure III. 19 :** Schéma statique de l'escalier

**III.5.1. La paillasse :**

Paillasse			
G(KN/m)	Q(KN/m)	$q_{\text{asse}} = 1.35G + 1.5Q$	$q_{\text{sl}} = G + Q$
7.14	2.5	13.389	9.64

**Tableau III. 61 :** Evaluations des charges « paillasse »

Lorsque cette paillasse est encastrée dans un voile, elle est calculée Comme une console et ferrillée en flexion simple.

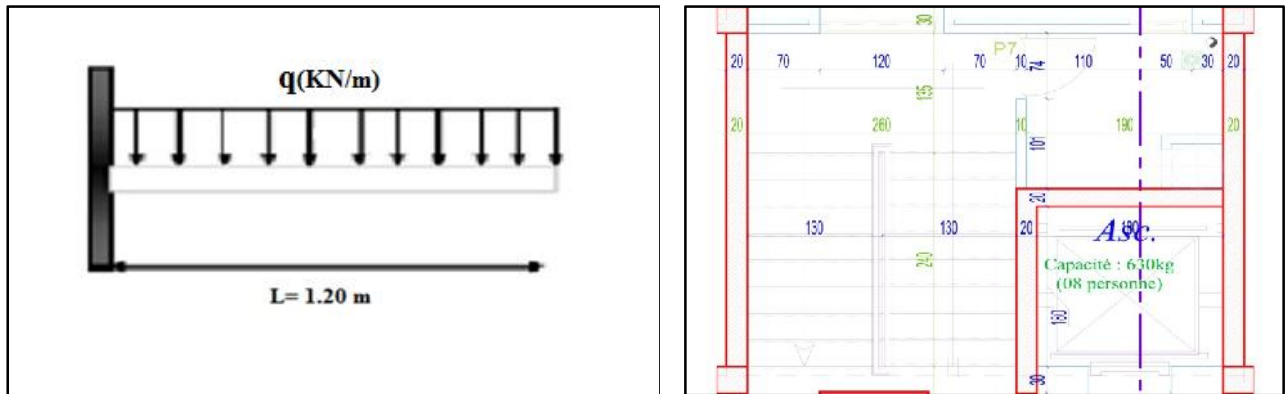


Figure III. 20 : schéma statique du « paillasse »

- **A l'état limite ultime :**

$$M_u = \frac{q_{u1} \times L^2}{2} = \frac{13.389 \times 1.2^2}{2} = 9.64 \text{ KN.m}$$

- **A l'état limite de service :**

$$M_s = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} = \frac{9.64 \times 1.2^2}{2} = 6.94 \text{ KN.m}$$

**III.5.1.1. Ferrailage :**

➤ **Tableau récapitulatif :**

paillasse	$M_u$ (KN.m)	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
		9.64	0.043	0.056	0.978
	$A_{s(AEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(c' m_z)}$	$A_{(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{r(c' m_z)}$	$A_{r(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )
	1.51	2.27	5HA12=5.65	1.41	5HA10=3.93

Tableau III. 62 : ferrailage du « paillasse »

**III.5.1.2. Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.64}{6.94} = 1.39$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > 0.056$$

→ Pas de vérification des contraintes à l'état limite de service, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

**➤ L'espacement des armatures :**

Pour les armatures longitudinales et de répartitions :

$$S_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{Nombre des barres}} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**III.5.1.3. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration peu nuisible

$$V_u = q_u \times L = 13.389 \times 1.2 = 16.07 \text{ KN}$$

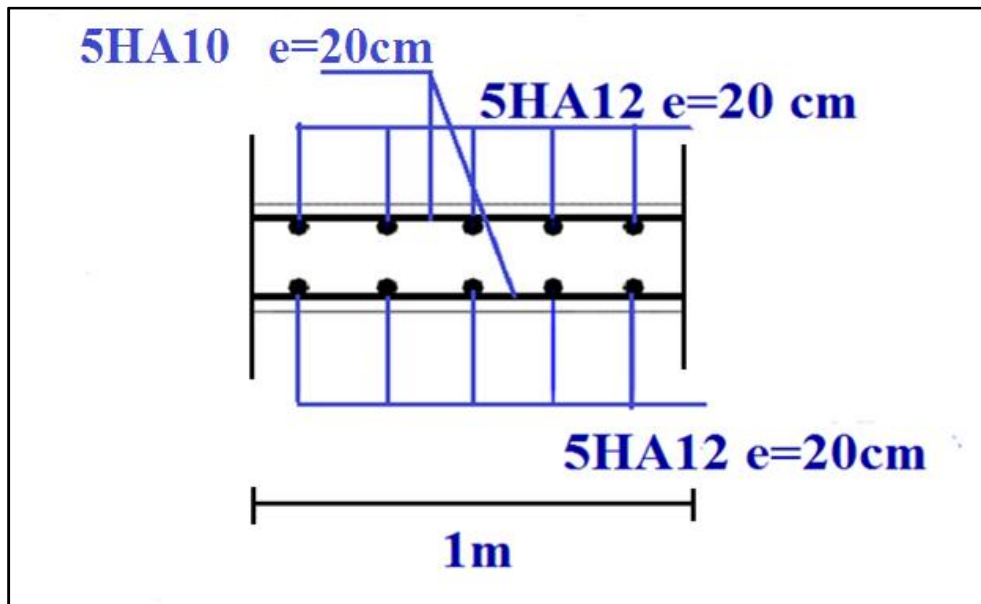
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.07 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.13 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III. 21 :** ferrailage de la paillasse

**III.5.2. Palier de repos :**

$$L_x = L(\text{entre axes}) - \frac{b_{p\text{ pal}}}{2} = 185 - 15 = 170 \text{ cm}$$

$$L_y = L(\text{entre axes}) - \frac{2b_{pp}}{2} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{170}{470} = 0.36 < 0.4$$

Donc le palier de repos est une dalle qui travaille suivant un seul sens.

➤ **Tableau récapitulatif :**

palier			
G(KN/m)	Q(KN/m)	$q_{\frac{ier}{uz}} = 1.35G + 1.5Q$	$q_{\frac{sz}{s2}} = G + Q$
5.27	2.5	10.86	7.77

**Tableau III. 63 :** Evaluations des charges « palier ».

**III.5.2.1. A l'état limite ultime :**

$$M_0 = \frac{q_{uz} \times L_x^2}{8} = \frac{10.86 \times 1.7^2}{8} = 3.92 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :  $M_t = 0.75 M_0 = 2.942 \text{ KN.m}$

Moment en appui :  $M_a = 0.50 M_0 = 1.962 \text{ KN.m}$

travée	$M_u$ (KN.m)	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
	2.942	0.013	0.017	0.993	0.68
	$A_s$ (3AEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{r(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )
	1.51	1.51	5HA12=5.65	1.41	5HA10=3.93

**Tableau III. 64 :** ferrailage de palier de repos en travée.

appui	$M_u$ (KN.m)	$\mu$			$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
	1.962	0.009	0.01	0.996	0.45
	$A_s$ (3AEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{r(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )
	1.51	1.51	5HA12=5.65	1.41	5HA10=3.93

**Tableau III. 65 :** ferrailage de palier de repos sur appui.

**III.5.2.2. A l'état limite de service :**

$$M_0 = \frac{q_{s2} \times L_x^2}{8} = \frac{7.77 \times 1.7^2}{8} = 2.81 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :  $M_t = 0.75 M_0 = 2.105 \text{ KN.m}$

Moment en appui :  $M_a = 0.50 M_0 = 1.403 \text{ KN.m}$

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

**Vérifier que :**

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1.962}{1.403} = 1.4 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{2.942}{2.105} = 1.4 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 > \text{appui} = 0.01 \quad \text{et} \quad \text{travée} = 0.017$$

→ Pas de vérification des contraintes à l'état limite de service, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

➤ **L'espacement des armatures :**

Pour les armatures longitudinales et de répartitions :

$$S_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{Nbre des barres}} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**III.5.2.3. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration peu nuisible

$$V_u = q_u \times L_x = 10.86 \times 1.7 = 18.462 \text{ KN}$$

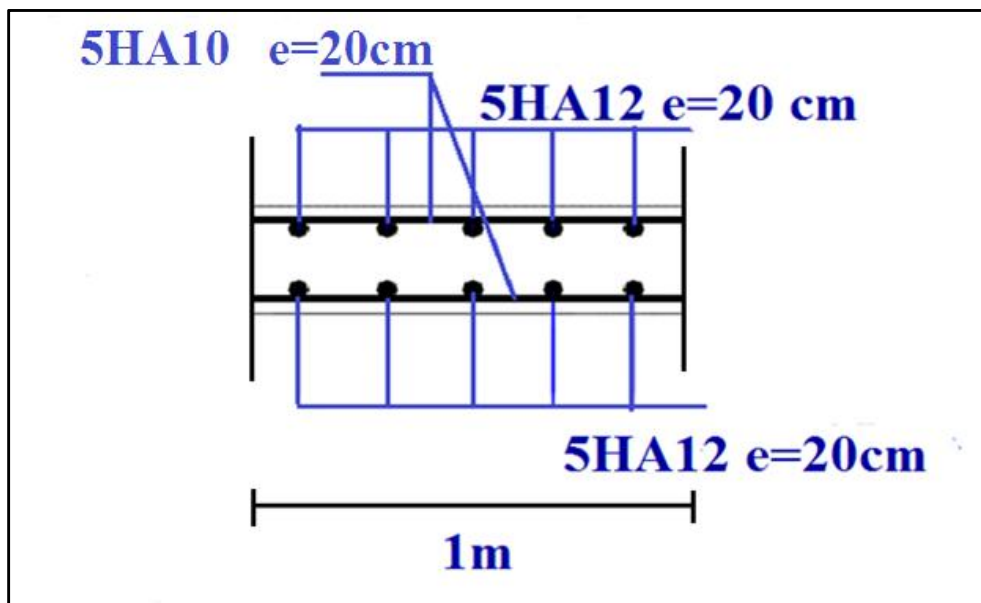
$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.462 \times 10}{100 \times 12.5} = 0.148 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.148 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III. 22 : ferrailage de palier de repos**

### III.5.3. Etude de la poutre palière:

#### III.5.3.1. Pré dimensionnement :

$$L = (L_{\text{entre axes}} - b_{\text{poteau}}) = 500 - 40 = 460 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{460}{16} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 28.75 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm}$$

**On prend : h=35cm**

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

**On prend : b= 30 cm**

#### - Vérification : (RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$b_{\text{max}} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow 30 \leq 1.5 \times 35 + 40 = 92.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$d \geq \max\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}\right) ; d = \frac{h_1 - b}{2}$$

$$d = \frac{50 - 30}{2} \geq \max\left(\frac{50}{2}; \frac{50}{2}\right) \Rightarrow 10 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### III.5.3.2. Evaluations des charges:

Poids propre :

$$G_p = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

Poids du mur :

$$G_{\text{mur}} = [h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre palière}}] \times G_{\text{mur ext}}$$

$$G_{\text{mur}} = [3.06 - 0.35] \times 2.8 = 7.588 \text{ KN/ml}$$

Réaction d'appui provenant de l'escalier:

$$G_{\text{réac}} = q_u(\text{palier}) \times \frac{L_x(\text{palier})}{2} = 10.86 \times \frac{1.7}{2} = 9.231 \text{ KN/ml}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = Q_{\text{palier}} \times b_{\text{pal}} = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35(G_p + G_{mur}) + G_{réac} + 1.5Q = 1.35(2.625 + 7.588) + 9.231 + 1.5 \times 0.75 = 24.144 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G_p + G_{mur} + G_{réac} + Q = 2.625 + 7.588 + 9.231 + 0.75 = 20.194 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} \quad ; \quad L = 460 \text{ cm}$$

$$V = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0$$

$$M_a = 0.5 \times M_0$$

➤ **Calcul des moments et l'effort tranchants:**

	$M_0^{\pm}$ (KN. m)	$M_t^{\pm}$ (KN. m)	$M_a^{\pm}$ (N. m)
ELU	63.86	47.895	31.93
ELS	53.41	40.058	26.705

**Tableau III. 66 :** les moments de la poutre palière.

**III.5.3.3. Ferrailages :**

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple et la fissuration considéré comme peu préjudiciable.

$$h = 35 \text{ cm} \Rightarrow d = 0.9h = 31.5 \text{ cm} \Rightarrow c = 3.5 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus dans les tableaux suivants :

travée	$M_u^{\pm}$ (KN. m)	$\mu$		
	47.895	0.113	0.151	0.939
	$A_{cal} (cm^2)$	$A_s \{AEL\} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
	4.65	1.14	4.65	3HA16=6.03

**Tableau III. 67 :** ferrailage de la poutre palière en travée

appui	$M_u$ (KN.m)	$\mu$		
	31.93	0.076	0.098	0.961
	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (AEL) (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )
	3.03	1.14	3.03	3HA12=3.39

Tableau III. 68 : ferrailage de la poutre palière sur appui

### III.5.3.4. Ferrailage à la torsion :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$= (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$$

$$M_{tor} = q_u(\text{palier}) \times \frac{L_x(\text{palier})}{2} \times \frac{L_x(\text{palier})}{4} = 10.86 \times \frac{1.7}{2} \times \frac{1.7}{4} = 3.92 \text{ KN.m}$$

$$A_{tor} = \frac{\mu \times M_{tor}}{2 \times \sigma_s} = \frac{110 \times 3.92 \times 10^3}{2 \times 750 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_{tor} = 2 \text{ HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

### III.5.3.5. Vérification à l'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

#### Vérifier que :

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{31.93}{26.705} = 1.196 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{47.895}{40.058} = 1.196 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.196 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 > \mu_{appui} = 0.076$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.2 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 > \mu_{travée} = 0.113$$

→ Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

**III.5.3.5. Vérification de l'effort tranchant :**

Dalle réalisée sans reprise de bétonnage.

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration peu nuisible

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{24.144 \times 4.6}{2} = 55.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{55.53 \times 10}{30 \times 31.5} = 0.59 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**➤ Dispositions constructives :**

Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2)

$$t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1.2; 3) \text{ cm} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

**On prend :**  $t = 6 \text{ mm}$

L'espacement et la section des armatures transversales : (Règles BAEL 91 article A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 31.5; 40 \text{ cm}) = \min(28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

**On prend :**  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \leq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

**On prend :**  $A_t = 6 \text{ HA } 6 = 1.7 \text{ cm}^2$

**III.5.3.6. Vérification de la flèche :**

Les règles BAEL91 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{460} = 0.076 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_s} \Rightarrow \frac{6.03 + 1.57}{30 \times 31.5} = 0.008 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{460} = 0.076 > \frac{54.28}{10 \times 63.86} = 0.085 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

➤ **Calcul de la flèche : règles BAEL 91 (article B.6.5, 3) :**

**Flèche admissible :**

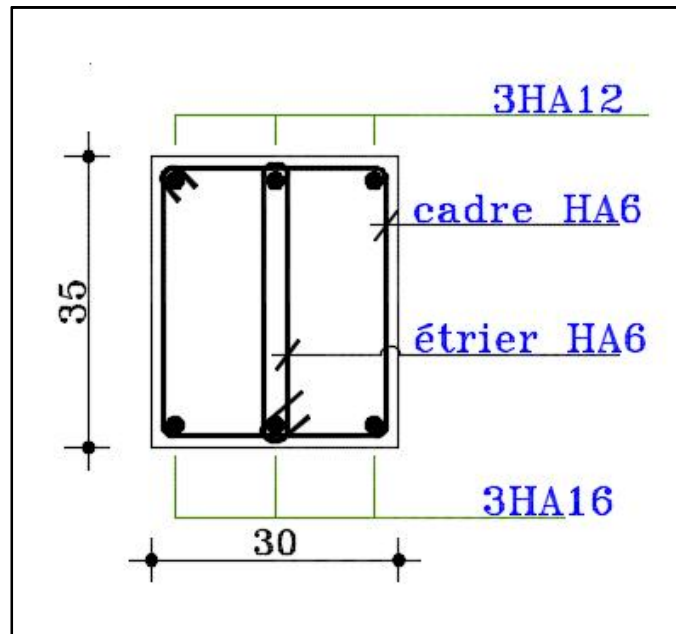
$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm} = 9.2 \text{ mm}$$

**Flèche totale :**

$$f_{\text{tot}} = 0.86 \text{ cm} = 8.6 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tot}} = 8.6 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 9.2 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III. 23 :** ferrailage de la poutre palière

### III.6. Ascenseur :

#### Introduction :

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 3 étages.

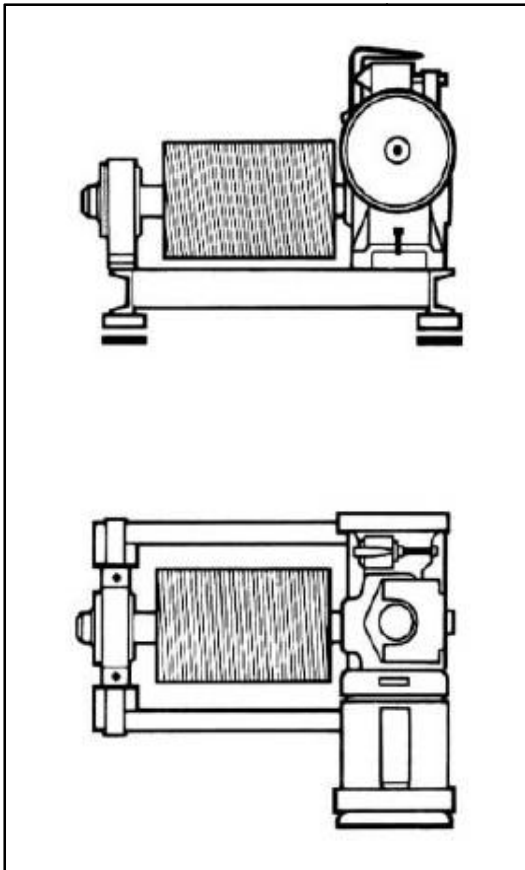
C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

La capacité des ascenseurs en immeuble d'habitation est fixée comme suit :

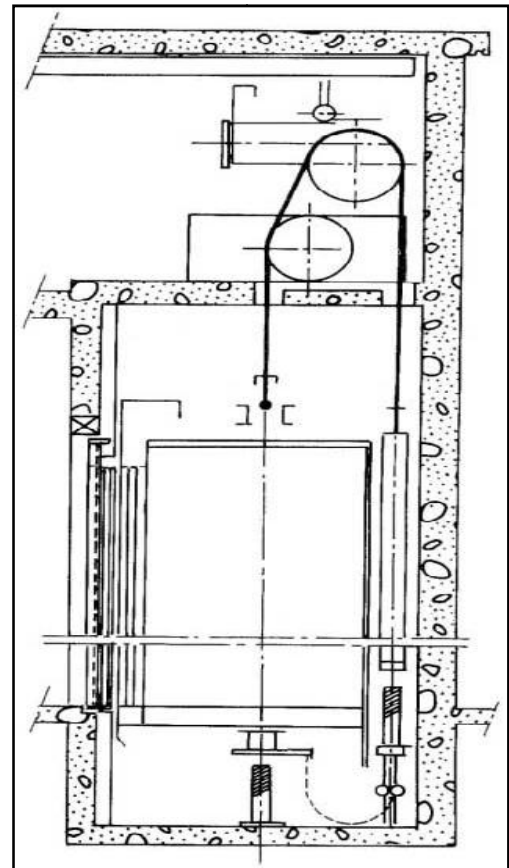
320 ou 400 kg (petit ascenseur) pour le transport de personnes avec ou sans charges.

630 kg (ascenseur moyen) pour utilisation avec landaus et fauteuils roulants.

1 000 kg (grand ascenseur) également pour le transport de brancards, cercueils, meubles et fauteuils roulants pour handicapés



**Figure III. 25 :** treuil attelé



**Figure III. 24 :** Installation avec poulie de déflexion et chaîne d'équilibrage des câbles

- **Dans le cas de notre structure :**

- La capacité de l'ascenseur est de : 630 kg
- Nombre des personnes admissibles : 8 personnes
- La dalle en béton armé d'épaisseur  $e = 20$  cm supporte la machine.
- La vitesse adoptée pour l'ascenseur  $v = 0,63$ m/s.

Les dimensions des cabines sont présentées dans le tableau suivant :

Les caractéristiques	Les dimensions (m)
Largeur libre de la cabine	1.10
Hauteur libre de la cabine	2.20
Profondeur libre de la cabine	1.40
Largeur du passage libre	0.80
La Hauteur du passage libre	2.00

**Tableau III. 69** : les dimensions de l'ascenseur.

**III.6.1. Calcul des Charges :**

- **La Charge Permanente :**

Masse de surface totale des cotes :

$$S = (1.40 \times 2 + 1.10) \times 2.20 = 8.58 \text{ m}^2$$

$$P = 0.115 \text{ KN/m}^2$$

$$M_1 = 0.115 \times 8.58 \times 1.1 = 1.095 \text{ KN}$$

Masse du plancher :

$$S = \text{profondeur} \times \text{largeur} = 1.4 \times 1.1 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 1.1 \times 1.54 = 1.694 \text{ KN}$$

Masse du toit :

$$M_3 = 0.2 \times S = 0.2 \times 1.54 = 0.308 \text{ KN}$$

Masse de l'arcade :

$$M_4 = 0.6 + 0.8 \times 1.1 = 1.48 \text{ KN}$$

Masse de parachute a prise amortie :

$$M_5 = 1 \text{ KN}$$

Masse des accessoires :

$$M_6 = 0.8 \text{ KN}$$

Masse des poulies de MOUFLAGE « 0.3 KN par poulie » :

$$M_7 = 2 \times 0.3 = 0.6 \text{ KN}$$

Masse de la porte de la cabine :

$$S = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ m}^2$$

$$M_8 = 1.6 \times 0.25 + 0.8 = 1.2 \text{ KN}$$

Le poids mort=le poids de cabine+le poids des accessoires :

$$P_m \approx \sum M_i = 1.095 + 1.694 + 0.308 + 1.48 + 1 + 0.8 + 0.6 + 1.2 = 8.177 \text{ KN}$$

Masse des câbles : On a deux poulies ; donc on aura 4 câbles :

$$\frac{D_{\text{poulie}}}{d_{\text{câble}}} = 45$$

$$\frac{500}{d_{\text{câble}}} = 45 \Rightarrow d_{\text{câble}} = \frac{500}{45} = 11.111 \text{ mm}$$

$$L_{\text{câble}} = H_{\text{total}} - H_{\text{cabine}} = 30.74 - 2.2 = 28.54 \text{ m}$$

$$M_9 = n \times L \times \text{masse de câble/m} = 4 \times 28.54 \times 0.00396 = 0.45 \text{ KN}$$

Masse de contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 8.177 + \frac{6.3}{2} = 11.327 \text{ KN}$$

Masse de treuil en haut + moteur TR :

$$M_{11} = 12 \text{ KN}$$

Enfin, la charge permanente totale de l'ascenseur est égale :

$$G = P_m + P_{\text{câble}} + TR + P_p = 8.177 + 0.45 + 12 + 11.327 = 31.954 \text{ KN}$$

La Charge d'Exploitation

$$Q = 6.3 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons de Charge :**

- Etat limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 31.954 + 1.5 \times 6.3 = 52.59 \text{ KN}$$

- Etat limite de service :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 31.954 + 6.3 = 38.254 \text{ KN}$$

**III.6.2. Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement**

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « moteur à 4 appuis » chaque appui prend une carre de la charge totale.

$$q_{u \text{ appui}} = \frac{q_u}{4} = \frac{52.59}{4} = 13.15 \text{ KN}$$

$q_{u \text{ appui}}$  : La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après les règles BAEL91 (article A.5.2, 42) on vérifié :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{b}$$

$q_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime ;

h: L'épaisseur totale de la dalle ;

$U_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 0.3 \times 4 = 1.2 \text{ m}$$

$$h = 0.2 \text{ m}$$

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{b} = 0.045 \times 1.2 \times 10^3 \times 0.2 \times 10^3 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5}$$

$$q_u = 13.15 \text{ KN} < 180 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

**III.6.3. Calcul des Sollicitations**

- **Etude de la Dalle Sous la Charge Concentrée**

Les Moments  $M_1$  et  $M_2$  sont en fonction de :

$$= \frac{L_x}{L_y} ; \quad \frac{u}{L_x} ; \quad \frac{v}{L_y}$$

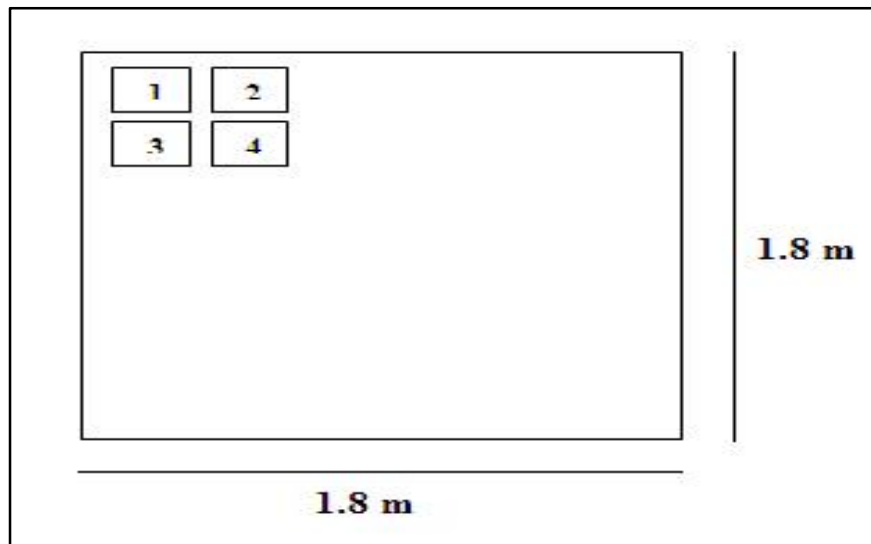


Figure III. 26 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine.

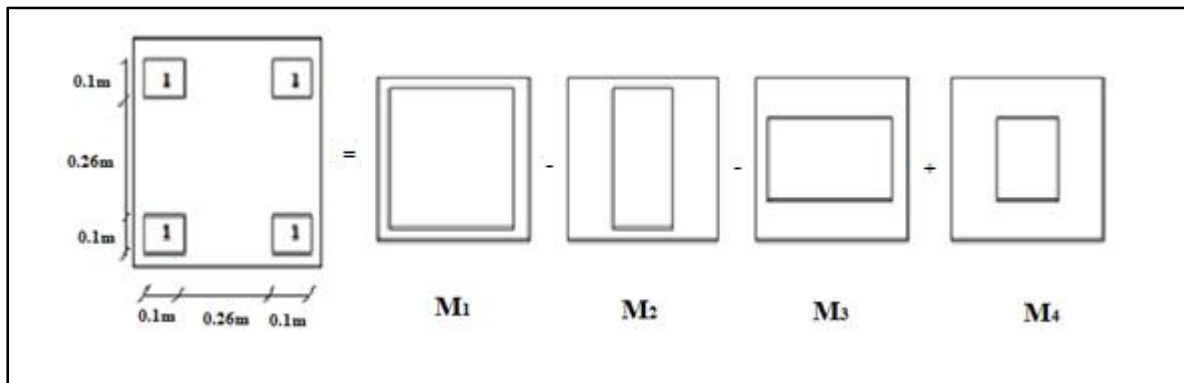


Figure III. 27 : combinaison de rectangles centrés.

Par les abaques de PIGEAUD :

$$M_x = (M_1 + \nu \times M_2) \times P \times S$$

$$M_y = (M_2 + \nu \times M_1) \times P \times S$$

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4$$

- **En ELU :**

$$= 0$$

$$M_x = M_1 \times P \times S$$

$$M_y = M_2 \times P \times S$$

- **En ELS :**

$$= 0,2$$

$$M_{xs} = (M_1 + 0.2 \times M_2) \times P \times S$$

$$M_{ys} = (M_2 + 0.2 \times M_1) \times P \times S$$

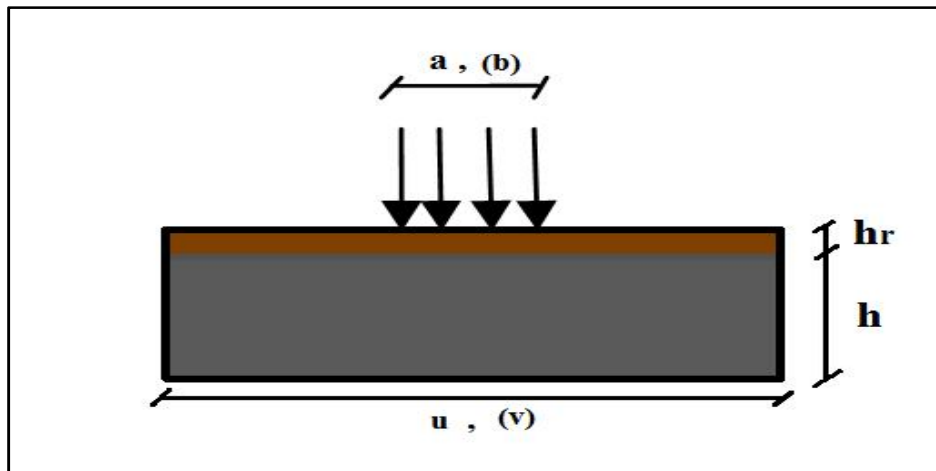


Figure III. 28 : le rectangle d'impacte.

### Le rectangle d'impacte : pratique de BAEL 91 articles (2.2.1)

$$u = a + 2h_r + h$$

$$v = b + 2h_r + h$$

$a, u$  dimension parallèles a  $L_x$ .

$$a = 10 \text{ cm}$$

$b, v$ : dimension parallèles a  $L_y$ .

$$b = 10 \text{ cm}$$

$h_r$ : épaisseur de revêtement .

$$h_r = 8 \text{ cm}$$

$h$ : épaisseur de la dalle .

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$u = a + 2h_r + h = 10 + 16 + 20 = 46 \text{ cm}$$

$$v = b + 2h_r + h = 10 + 16 + 20 = 46 \text{ cm}$$

$$P = \frac{q_u}{S} = \frac{13.15}{0.1 \times 0.1} = 1315 \text{ KN/m}^2$$

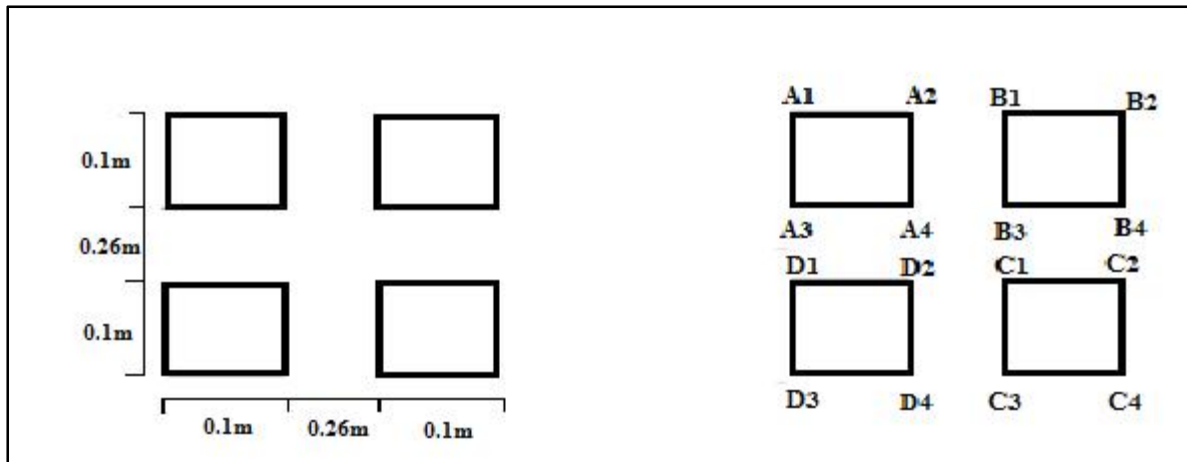


Figure III. 29 : Schéma de représentation des charges.

**1<sup>er</sup> rectangle:** A<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, C<sub>4</sub>, D<sub>3</sub>

**2<sup>eme</sup> rectangle:** A<sub>2</sub>, B<sub>1</sub>, C<sub>3</sub>, D<sub>4</sub>

**3<sup>eme</sup> rectangle:** A<sub>3</sub>, B<sub>4</sub>, C<sub>2</sub>, D<sub>1</sub>

**4<sup>eme</sup> rectangle:** A<sub>4</sub>, B<sub>3</sub>, C<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>

**III.6.4. Ferrailage longitudinale :**

= 0

$M_x = M_1 \times P \times S$

$M_y = M_2 \times P \times S$

Rectangle	$\sqrt{L_x}$	$\sqrt{L_y}$	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S = u × v	P × S	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>
1	0.26	0.26	0.034	0.034	0.212	278.78	9.48	9.48
2	0.14	0.26	0.02	0.034	0.120	157.8	3.156	5.365
3	0.26	0.14	0.034	0.02	0.120	157.8	5.365	3.156
4	0.14	0.14	0.02	0.02	0.068	89.42	1.79	1.79

Tableau III. 70 : détermination des sollicitations à l'ELU « ascenseur ».

$M_{xu} = 2.749 \text{ KN.m}$

$M_{yu} = 2.749 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la Dalle sous la Charge Répartie :**

$= \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{1.8} = 1$

Donc la dalle porte dans deux sens.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

⇒ Dalle pleine (plancher terrasse) :

Poids propre :  $G = 31.954 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 6.3 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 31.954 + 1.5 \times 6.3 = 52.59 \text{ KN}$

Calcul	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitations à ELU et ELS	0.037	1

**Tableau III. 71 : valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.037 \times 52.59 \times 1.8^2 = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 6.26 = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x \text{ tot}} = M_{0x \text{ dalle}} + M_{xu \text{ concentré}} = 6.26 + 2.749 = 9.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y \text{ tot}} = M_{0y} + M_{yu \text{ tot}} = 6.26 + 2.749 = 9.01 \text{ KN.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

$$M_t + \frac{M + M_w}{2} = 1.25M_0 \Rightarrow 0.75M_0 + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.25M_0$$

$$\Rightarrow 0.75M_0 + 0.5M_0 = 1.25M_0 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_x$  :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 9.01 = 6.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 9.01 = 4.51 \text{ KN.m}$$

- **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_y$  :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 9.01 = 6.76 \text{ KN.m}$$

- **Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :**

**En travée :**

$$M_{ty} = \frac{M_{tx}}{4} = \frac{6.76}{4} = 1.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{ty} = 6.76 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f = 400 \text{ Mpa} ; b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.9h = 18 \text{ cm} \text{ on prend: } d = 17 \text{ cm} \text{ et } c(\text{l'enrobage}) = 3 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_{\underline{u}}$ (KN.m)	4.51	6.76	4.51	6.76
$\mu$	0.01	0.016	0.01	0.016
	0.014	0.02	0.014	0.02
	0.994	0.992	0.994	0.992
$A_{\text{cal}}^{\beta}$ (cm <sup>2</sup> )	0.77	1.152	0.77	1.152
$A_{s(\text{AEL})}$ (cm <sup>2</sup> )	2.05	2.05	2.05	2.05
$A_{s(\text{AE})}$ (cm <sup>2</sup> )	2.05	2.05	2.05	2.05
$A_{\text{adop}}^{\beta}$ (cm <sup>2</sup> )	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65

**Tableau III. 72 :** ferrailage de la dalle machine.

**III.6.5. Vérification à l'état limite de service :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$= 0.2$$

$$M_{xs} = (M_1 + 0.2 \times M_2) \times P \times S$$

$$M_{ys} = (M_2 + 0.2 \times M_1) \times P \times S$$

$$q_s = \frac{38.254}{4} = 9.564 \text{ KN}$$

$$P = \frac{q_s}{u \times v} = \frac{9.564}{0.1 \times 0.1} = 956.4 \text{ KN/m}^2$$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1 + 0.2 \times M_2$	$M_2 + 0.2 \times M_1$	$P \times S$	$M_{xu}$	$M_{yu}$
1	0.26	0.26	0.0408	0.0408	64.65	2.64	2.64
2	0.14	0.26	0.0268	0.038	34.81	0.93	1.32
3	0.26	0.14	0.038	0.0268	34.81	1.32	0.93
4	0.14	0.14	0.024	0.024	18.75	0.45	0.45

**Tableau III. 73 :** détermination des sollicitations à l'ELS « ascenseur ».

$$M_{xs} = 0.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = 0.84 \text{ KN.m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 31.954 + 6.3 = 38.254 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.037 \times 38.254 \times 1.8^2 = 4.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 4.56 = 4.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x \text{ tot}} = M_{0x} + M_{xs \text{ concentré}} = 4.56 + 0.84 = 5.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y \text{ tot}} = M_{0y} + M_{ys \text{ concentré}} = 4.56 + 0.84 = 5.4 \text{ KN.m}$$

- **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_x$  :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 5.4 = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 5.4 = 2.7 \text{ KN.m}$$

- **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_y$  :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 5.4 = 4.05 \text{ KN.m}$$

- **Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :**

**En travée :**

$$M_{ty} \frac{M_{tx}}{4} = \frac{4.05}{4} = 1.013 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{ty} = 4.05 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = 2.7 \text{ KN.m}$$

**III.6.5.1. État limite d'ouverture des fissures :**

(Fissuration peu préjudiciable)

**Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

**Vérifier que :**- **Dans le sens x :**

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.51}{2.7} = 1.67 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.76}{4.05} = 1.67 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.67 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.59 > \quad \text{appui} = 0.014 \quad \text{ET} \quad \text{travée} = 0.02$$

- **Dans le sens y :**

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.51}{2.7} = 1.67 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.76}{4.05} = 1.67 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.67 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.59 > \quad \text{appui} = 0.014 \quad \text{ET} \quad \text{travée} = 0.02$$

Pas de vérification des contraintes à l'état limite de service, donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

**III.6.6. Vérification de l'effort tranchant :****Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)**On doit vérifier que :  $\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u$  tel que :

Fissuration peu préjudiciable :

- **Suivant x :**

$$V_u = q_u \times \frac{L_x}{2} = 52.59 \times \frac{1.8}{2} = 47.33 \text{ KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47.33 \times 10}{100 \times 17} = 0.28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33\text{Mpa} ; 5\text{Mpa})$$

$$\sigma_u = 0.28\text{Mpa} < \sigma_u = 3.33\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Suivant y :**

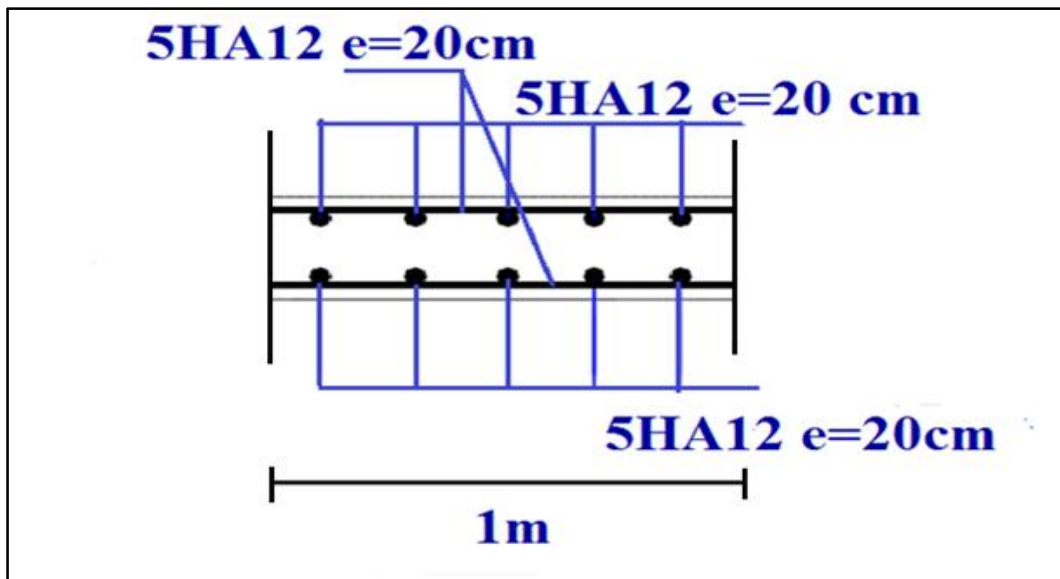
$$V_u = q_u \times \frac{L_x}{2} = 52.59 \times \frac{1.8}{2} = 47.33 \text{ KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47.33 \times 10}{100 \times 17} = 0.28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33\text{Mpa} ; 5\text{Mpa})$$

$$\sigma_u = 0.28\text{Mpa} < \sigma_u = 3.33\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure III. 30 :** ferrailage de la dalle machine

## **CHAPITRE IV**

# **Étude Dynamique**

## **Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les séismes, ces phénomènes imprévisibles atteignant des fois de grandes intensités, ont laissé leurs traces dans l'histoire de l'humanité malheureusement d'une façon désastreuse, car ils causent souvent des pertes matérielles et surtout humaines. La fréquence de pareils événements en Algérie fait qu'une étude sismique est essentielle à tout projet de Génie civil.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### **IV.1. Choix de la méthode de calcul :**

#### **(RPA 99 V- 2003 ART 4.1) :**

##### **A. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

#### **(RPA 99 V- 2003 ART 4.1.2) :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante : zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale 7 niveaux ou 23m.

##### **B. Méthodes dynamiques : (RPA 99 V- 2003 ART 4.1.3) :**

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié.

**IV.1.1. Régularité en plan :(RPA article 3.5.1) :**

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses → non vérifiée
2. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 :

$$\frac{35.5}{17.6} = 2.02 < 4 \rightarrow \text{vérifié}$$

3. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction :

**Direction (x) :**

$$\frac{\sum L_i}{L} = \frac{7.98 \times 2}{35.5} = 0.45 > 0.25 \rightarrow \text{non vérifié}$$

**Direction (y) :**

$$\frac{\sum L_i}{L} = \frac{1.2 + 8.55}{17.6} = 0.55 > 0.25 \rightarrow \text{non vérifié}$$

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier :

$$\frac{S_{\text{ouv}}}{S_{\text{tot}}} = \frac{4.4 \times 2.6}{35.5 \times 17.6} = \frac{11.44}{624.8} = 0.02 < 0.15 \rightarrow \text{vérifié}$$

**Certaines des conditions imposées par le règlement dans l'article 3.5.1 ne sont pas satisfaites → la structure n'est pas régulière en plan.**

**IV.1.2. Régularité en élévation :(RPA article 3.5.1) :**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation ;
2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux reste constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Ces conditions sont vérifiées, donc on dit que la structure est régulière en élévation.

### IV.1.3. Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

#### ➤ Valeurs des pénalités $P_q$ :

Dans les deux sens (x et y) :

Critère « q »	$P_q$
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Non observé $P_q=0.05$
2. Redondance en plan	Observé $P_q=0$
3. Régularité en plan	Non observé $P_q=0.05$
4. Régularité en élévation	Observé $P_q=0$
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Observé $P_q=0$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé $P_q=0$

**Tableau IV. 1 :** Valeurs de pénalités  $P_q$ .

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \Rightarrow Q = 1 + 0.05 + 0.05$$

$$\Rightarrow Q = 1.1$$

- ✓ Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en plan ;
- ✓ zone (II a), groupe d'usage 02 ;
- ✓ La hauteur totale de la structure : 30.74 m > 23m.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont vérifiées → la méthode statique équivalente n'est pas applicable → la méthode utilisées pour la détermination de l'action sismique est : **la méthode d'analyse modale spectrale.**

## **IV.2. L'objectif de l'analyse modale spectrale :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### ➤ **Modélisation :**

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translation horizontales et une rotation d'axe vertical).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

Pour modéliser la structure en trois dimensions, nous allons utiliser le logiciel AUTODESK ROBOT 2014

**AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL :** est une application logicielle collaborative, polyvalente et rapide, conçue pour vous aider à rester compétitif dans l'économie mondiale. Conçu spécialement pour la modélisation des données du bâtiment, Auto desk Robot Structural Analysis Professional est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de codes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Le modèle adopté comporte 10 niveaux avec un encastrement à la base.

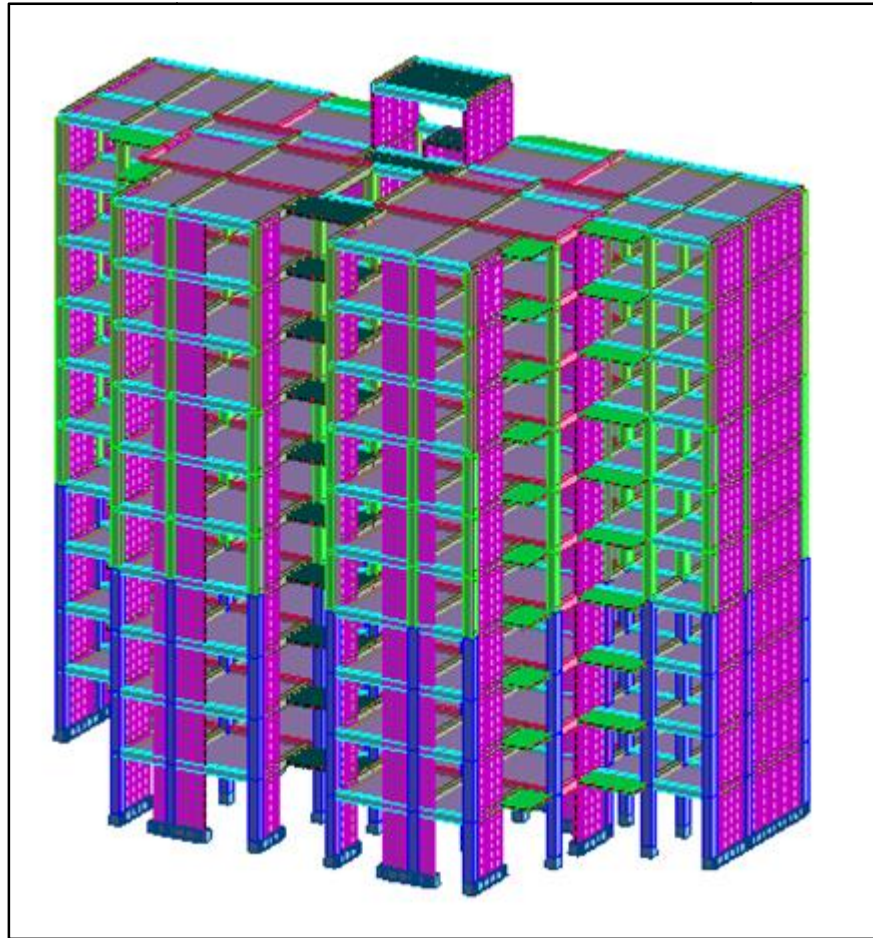


Figure IV. 1 : Modélisation en 3D de la structure.

➤ **Combinaisons d'actions :**

**Selon le BAEL91 révisée 99 :**

- ELU :  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ELS :  $G + Q$

**Selon le RPA 99 / version 2003 : article 5.2) :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $G + Q + E$
- $0.8 G \pm E$

### IV.3. Spectre de réponse de calcul :

#### Selon le RPA 99 / version 2003 : article 4.3.3) :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 (1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

: Pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité (**RPA 99 / version 2003 article 4.3.4**)

#### Caractéristiques Dynamique de la structure :

- Zone **IIA** : sismicité moyenne.
- Groupe **2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Site **S<sub>3</sub>** :  $T_1 = 0.15$  sec et  $T_2 = 0.50$  sec (**RPA 99 / version 2003 tableau 4.7**).
- Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction :  $R = 5$ . (**RPA 99 / version 2003 tableau 4.3**).
- Coefficient d'accélération de la zone A = 0,15 (**RPA 99 / version 2003 tableau 4.1**)
- Facteur de qualité  $Q = 1,1$  (**RPA 99 / version 2003 tableau 4.4**).
- Amortissement : = 7 % (**RPA 99 / version 2003 tableau 4.2**).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (**RPA 99 / version 2003 formule 4.3**)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad 0.7$$

$$\xi = 7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.882 \quad 0.7$$

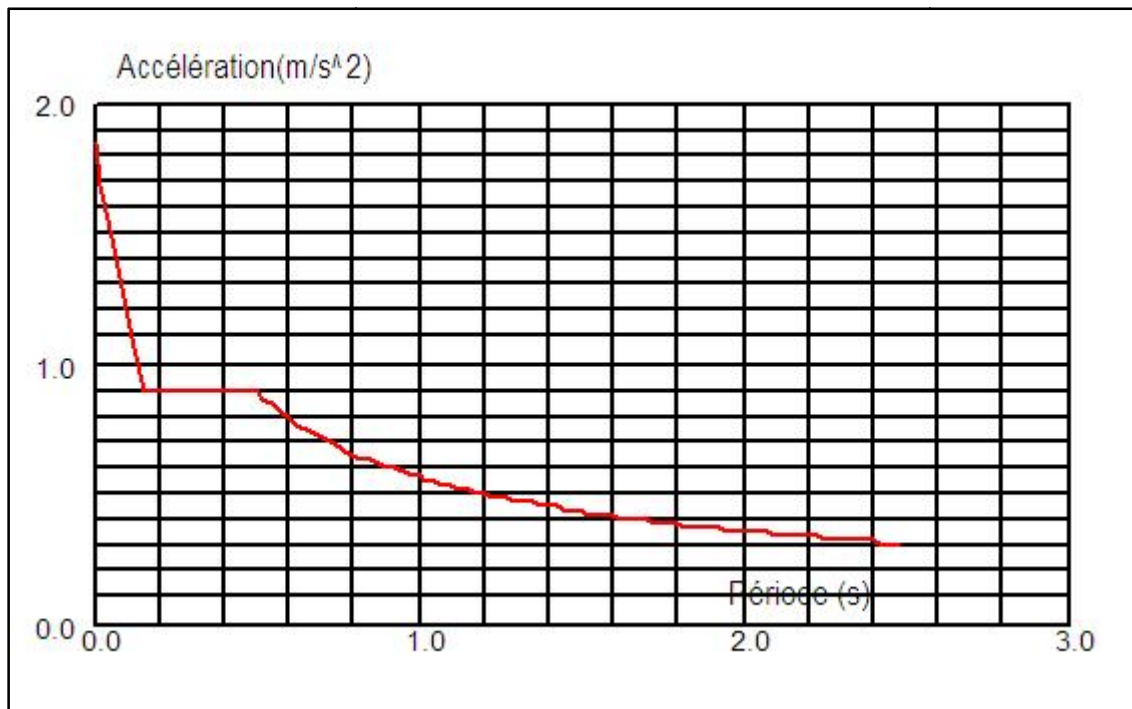


Figure IV. 2 : Spectre de réponse de calcul (logiciel Robot).

#### IV.4. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique : (RPA 99 V-2003(formules 4.6 et 4.7)).

$$T = \min \left( C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{D} \right)$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le RPA 99 / version 2003 (Tableau 4.6) ;

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

La hauteur de la structure  $\rightarrow h_N = 30.74$  m

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé

$\rightarrow C_T = 0.05$

Dimensions du bâtiment :  $D_x = 35.50$  m ;  $D_y = 17.6$  m

$$T_x = \min \left( C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_x}} \right) = \min \left( 0.05 \times 30.74^{3/4} ; \frac{0.09 \times 30.74}{35.5} \right)$$

$$T_x = \min(0.653 ; 0.464) = 0.464 \text{ sec}$$

$$T_y = \min \left( C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_y}} \right) = \min \left( 0.05 \times 30.74^{3/4} ; \frac{0.09 \times 30.74}{17.6} \right)$$

$$T_y = \min(0.653 ; 0.659) = 0.653 \text{ sec}$$

#### IV.5. Facteur d'amplification dynamique moyen :

(RPA 99 / version 2003 formule 4.2) :

$$D = \begin{cases} 2.5 & 0 < T < T_2 \\ 2.5 \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T < 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

$T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 :

Site 3  $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ sec}$

$$= 0.882$$

$$T_x = 0.464 \text{ sec} \Rightarrow 0 < T_x < T_2 \Rightarrow D_x = 2.5 = 2.5 \times 0.882$$

$$D_x = 2.205$$

$$T_y = 0.653 \text{ sec} \Rightarrow T_2 \leq T_y < 3.0 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2.5 \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.882 \times \left( \frac{0.5}{0.653} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_y = 1.845$$

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % :

$$T_{\text{dynamique}} \leq 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

$$\Rightarrow T_x(\text{dynamique}) \leq 1.3 \times T_x(\text{empirique})$$

$$\Rightarrow T_y(\text{dynamique}) \leq 1.3 \times T_y(\text{empirique})$$

#### IV.6. Nombre de modes à considérer :

(RPA 99 / version 2003 article 4.3.4) :

Dans le cas où on a une influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \geq 0.2 \text{ sec}$$

$N$  : est le nombre de niveaux au dessus du sol et  $T_K$  la période du mode  $K$ .

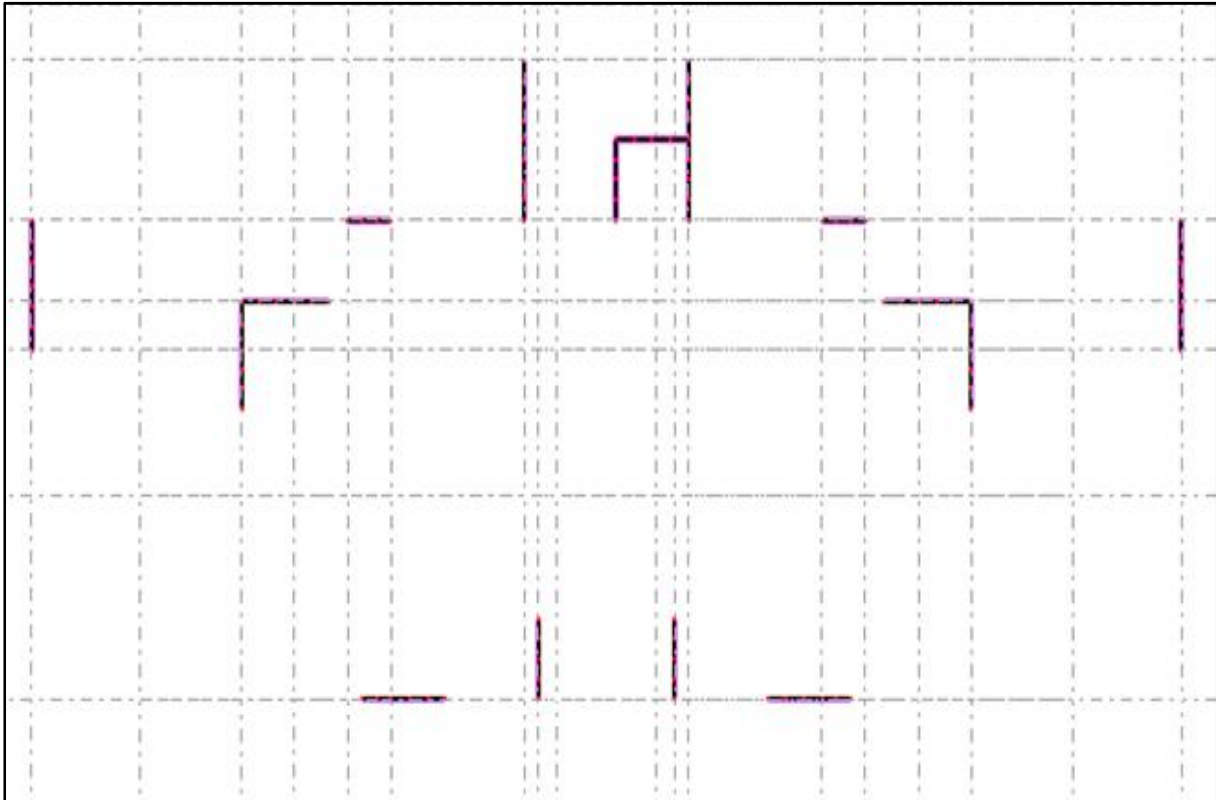
$$\text{On a: } N = 10 \Rightarrow K \geq 3 \sqrt{11} = 9.95$$

Donc on prend en considération **10 modes** pour le calcul.

## IV.7. Vérification d'ensemble :

### IV.7.1. Période :

Après l'analyse automatique par logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, on a obtenu les résultats ci-dessous :



**Figure IV. 3 :** 1<sup>ère</sup> variante de la structure (Disposition des voiles -Vue en plan-).

Les périodes obtenus par le logiciel pour cette disposition des voiles :

$$T_x(\text{dynamique}) = 0.86 \text{ sec} \quad 1.3 \times T_x(\text{empirique}) = 1.3 \times 0.464 = 0.603 \text{ sec} \dots \dots \text{N.V}$$

$$T_y(\text{dynamique}) = 0.86 \text{ sec} \quad 1.3 \times T_y(\text{empirique}) = 1.3 \times 0.653 = 0.849 \text{ sec} \dots \dots \text{N.V}$$

**$T_{\text{dynamique}} \geq 1.3 \times T_{\text{empirique}} \Rightarrow$**  Augmentation la rigidité de la structure en ajoutant des voiles pour réduire la période dynamique  $\Rightarrow$  2<sup>ème</sup> variante.

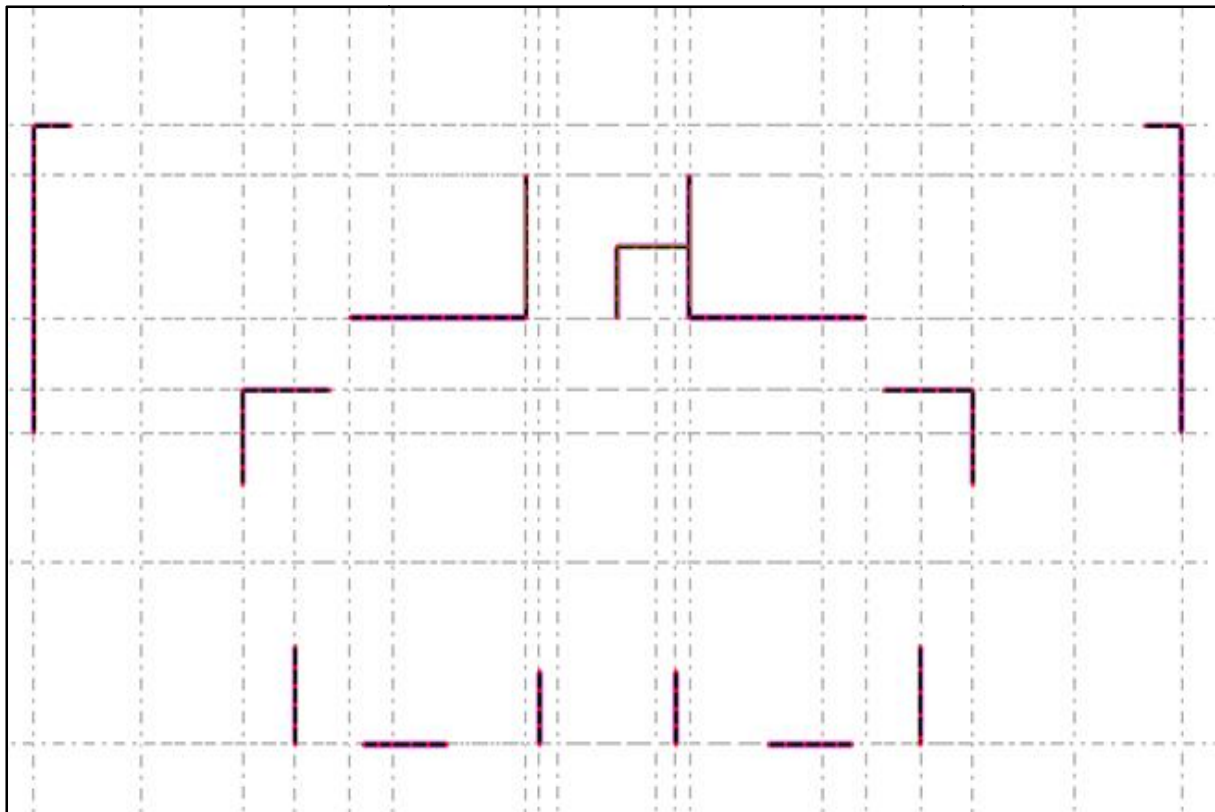


Figure IV. 4 : 2<sup>ème</sup> variante des structure (Disposition des voiles -Vue en plan-).

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses modales UX (%)	Masses modales UY (%)
1	1.72	0.58	68.59	0.95	68.59	0.95
2	1.85	0.54	69.90	65.38	1.31	64.43
3	2.59	0.39	70.86	66.55	0.96	1.17
4	5.51	0.18	79.52	66.55	8.66	0.00
5	6.31	0.16	86.78	66.56	7.26	0.01
6	7.75	0.13	86.80	86.05	0.02	19.49
7	10.77	0.09	86.97	86.39	0.18	0.35
8	12.03	0.08	92.26	86.39	5.29	0.00
9	16.51	0.06	92.27	92.32	0.00	5.93

Tableau IV. 2 : Résultats de l'analyse de la 2<sup>ème</sup> disposition des voiles

$$T_x(\text{dynamique}) = 0.58 \text{ sec} \quad 1.3 \times T_x(\text{empirique}) = 1.3 \times 0.464 = 0.603 \text{ sec}$$

0.58 sec    0.603 sec  $\Rightarrow$  Sens-X : Condition vérifiée

$$T_y(\text{dynamique}) = 0.58 \text{ sec} \quad 1.3 \times T_y(\text{empirique}) = 1.3 \times 0.653 = 0.849 \text{ sec}$$

0.58 sec    0.849 sec  $\Rightarrow$  Sens-Y : Condition vérifiée

➤ **Vérification des résultats :**

➤ **Pourcentage des masses modales effectives :**

Pour ce qui concerne les modes propres nous devons avoir :

- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans **le mode 1**  $\Rightarrow$  UX = 68.59% > 60% dans le premier mode ;
- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans **le mode 2**  $\Rightarrow$  UY = 64.43% > 60% dans le deuxième mode ;
- La somme de **UX = 92.26%** > **90%** à partir de mode n°08 ;
- La somme de **UY = 92.32%** > **90%** à partir de mode n°09.

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical). Pour la structure étudiée, les déformations obtenues sont les suivantes :

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation selon X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation selon Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation autour Z.

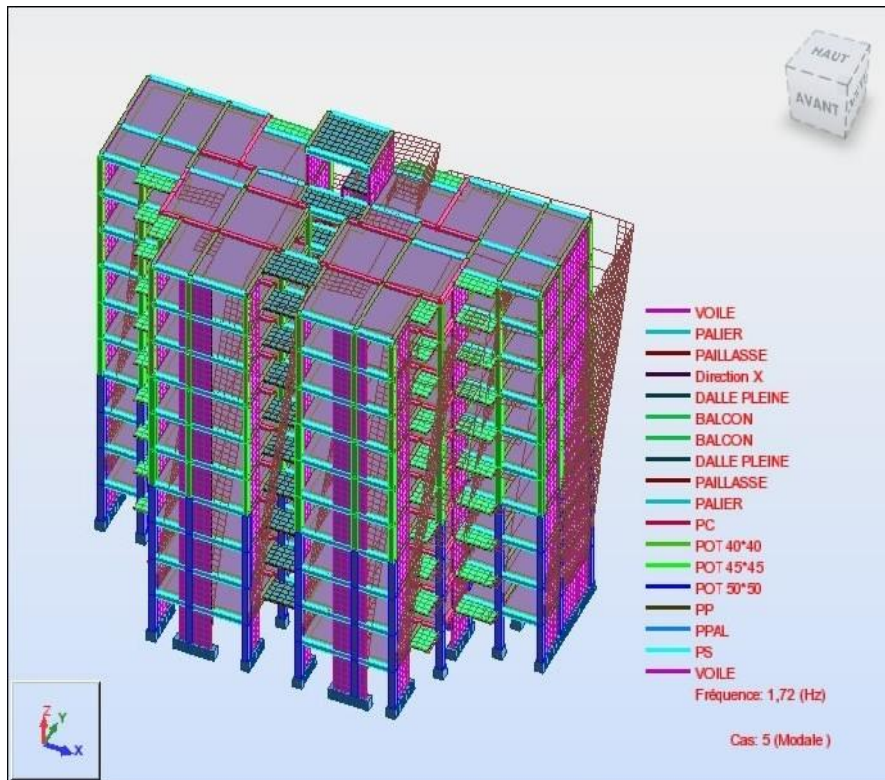


Figure IV. 5 : 1<sup>er</sup> mode de déformation 3D de la structure « Mode 1 Translation suivant x ».

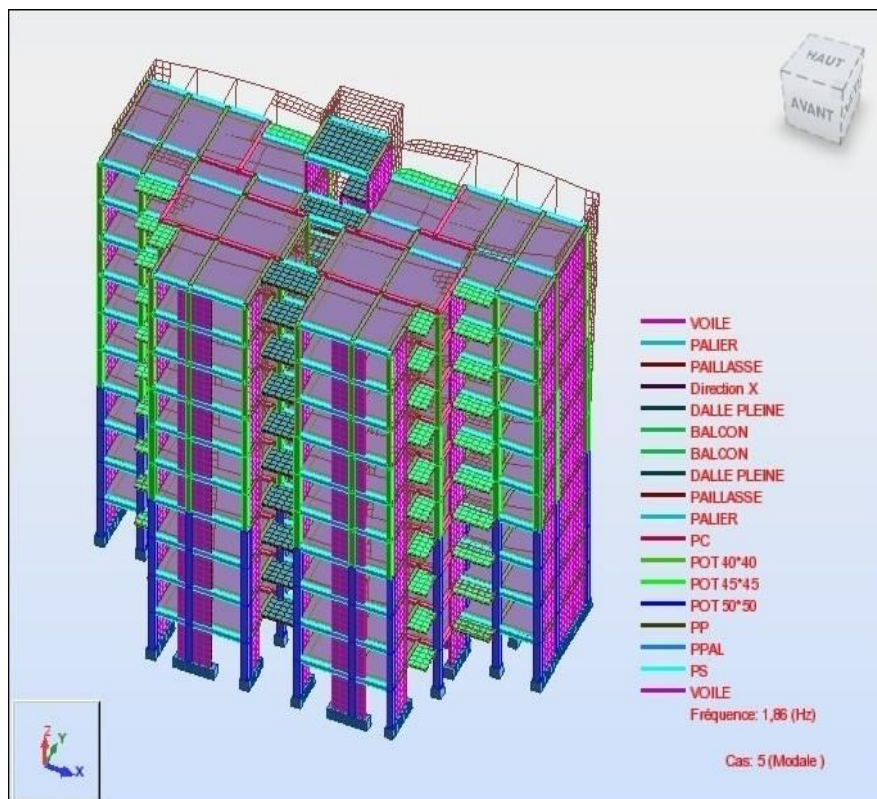


Figure IV. 6 : 2<sup>ème</sup> mode de déformation 3D de la structure « Mode 2 : Translation suivant y »

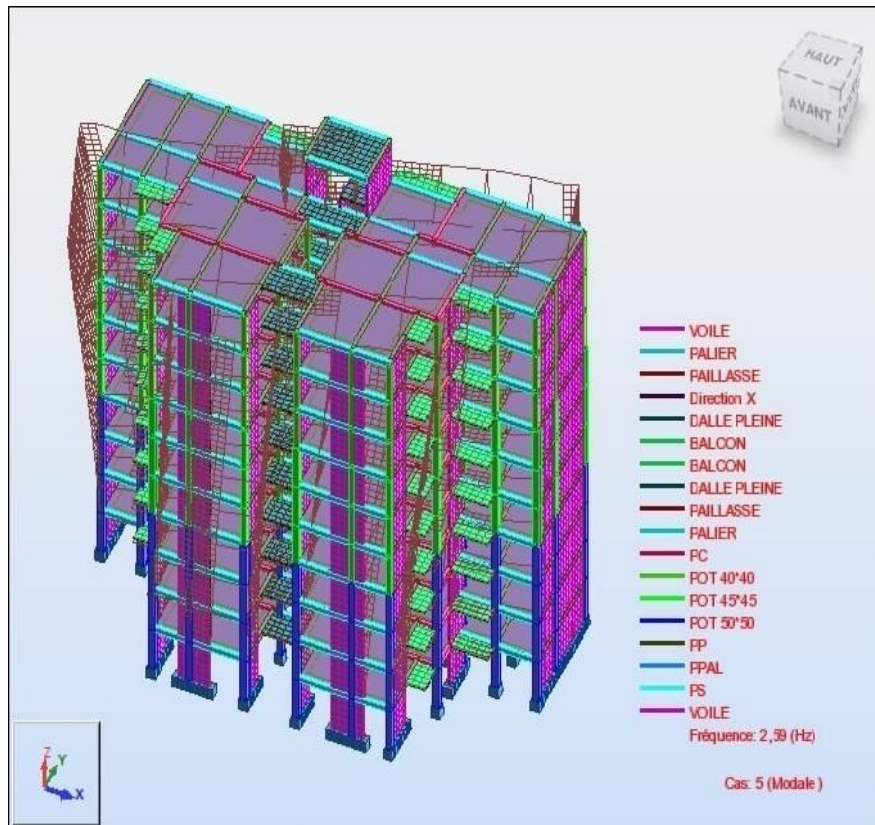


Figure IV. 7 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation 3D de la structure « mode 3 : torsion autour de z ».

#### IV.7.2. Classification du système de contreventement :

Selon l'article 3.4 du RPA 99 V-2003, l'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement « R ».

Nous allons comparer la reprise des sollicitations due aux charges verticales des voiles par rapport aux poids total de la structure.

#### - Sollicitations des charges verticales reprises par les voiles :

$$G_{\text{voiles}} = 38296.20 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{voiles}} = 24479.25 \text{ KN}$$

Poids repris par les voiles :

$$P_{\text{voiles}} = G + 0.2Q = 38296.20 + 0.2 \times 24479.25 = 43192.05 \text{ KN}$$

- **Poids de la structure :**

$$G_{\text{structure}} = 60606.06 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{structure}} = 36188.10 \text{ KN}$$

**Poids de la structure :**

$$P_{\text{structure}} = G + 0.2Q = 60606.06 + 0.2 \times 36188.10 = 67843.68 \text{ KN}$$

**20% du poids de la structure :**

$$P_{20\%} = 67843.68 \times \frac{20}{100} = 13568.736 \text{ KN}$$

$$P_{\text{voiles}} = 43192.05 \text{ KN} > P_{20\%} = 13568.736 \text{ KN}$$

**RPA 99 V-2003 (3.4) :** si les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, donc le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

**Avec : R=3.5**

**IV.7.3. Résultantes des forces sismiques de calcul :****RPA 99 V-2003 (4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

➤ **Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente :**

D'après l'article 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Coefficient d'accélération de la zone : **A = 0,15**

Facteur de qualité : **Q = 1,1**

Coefficient de comportement : **R=3.5**

Poids total de la structure : **W = 67843.68 KN**

- **Suivant l'axe (x) :**

$$D_x = 2.205$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.1}{3.5} \times 67843.68 = 7052.35 \text{ KN}$$

$$V_{tx} = 5745.28 \text{ KN}$$

$$V_{tx} = 5745.28 \text{ KN} > V_x \times \frac{80}{100} = 7052.35 \times \frac{80}{100} = 5641.88 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

- **Suivant l'axe (y) :**

$$D_y = 1.845$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.845 \times 1.1}{3.5} \times 67843.68 = 5902.53 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 5830 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 5830 \text{ KN} > V_y \times \frac{80}{100} = 5902.53 \times \frac{80}{100} = 4722.03 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

**IV.7.4. Vérification du déplacement inter-étages :****RPA 99 V-2003 (4.43) :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$u_k = R \times e_k$$

$e_k$  : 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 :

$$\Delta u_k = u_k - u_{k-1}$$

**RPA 99 V-2003 (5.10) :**

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta u_k \leq h \times \frac{1}{100}$$

**Suivant X :**

étage	$\frac{\Delta}{h}$ (mm)	R	$\frac{\Delta}{h}$ (nm)	$\frac{\Delta}{h}$ (nm)	h /100 (mm)
Terrasse	55.1	3.5	192.85	3.5	30.6
10	54.1	3.5	189.35	18.2	30.6
9	48.9	3.5	171.15	19.6	30.6
8	43.3	3.5	151.55	21.35	30.6
7	37.2	3.5	130.2	22.05	30.6
6	30.9	3.5	108.15	22.75	30.6
5	24.4	3.5	85.4	22.4	30.6
4	18.0	3.5	63	21	30.6
3	12.0	3.5	42	18.9	30.6
2	6.6	3.5	23.1	15.05	30.6
1	2.3	3.5	8.05	8.05	30.6

**Tableau IV. 3 :** Vérification du déplacement inter-étages suivant x.

Les déplacements inter-étage sont inférieure à 1% de la hauteur d'étage suivant X  $\Rightarrow$  la condition vis-à-vis du déplacement inter-étage est **vérifié**.

**Suivant Y :**

étage	$\frac{\Delta}{h}$ (mm)	R	$\frac{\Delta}{h}$ (nm)	$\frac{\Delta}{h}$ (nm)	h /100 (mm)
Terrasse	50.60	3.5	177.1	5.95	30.06
10	52.3	3.5	183.05	22.05	30.6
9	46.0	3.5	161	22.75	30.6
8	39.5	3.5	138.25	22.75	30.6
7	33.0	3.5	115.5	22.75	30.6
6	26.5	3.5	92.75	22.05	30.6
5	20.2	3.5	70.7	20.3	30.6
4	14.4	3.5	50.4	18.2	30.6
3	9.2	3.5	32.2	15.05	30.6
2	4.9	3.5	17.15	11.2	30.6
1	1.7	3.5	5.95	5.95	30.6

**Tableau IV. 4 :** Vérification du déplacement inter-étages suivant y.

Les déplacements inter-étage sont inférieure à 1% de la hauteur d'étage suivant Y  $\Rightarrow$  la condition vis-à-vis du déplacement inter-étage est **vérifié**.

#### IV.7.5. Vérification au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Méthode de calcul :

$$W_K \times b_i \geq F_k \times h_k$$

Avec :

$W_K$  : Le poids calculé à chaque niveau (K)  $W_K = G + 0.2Q$

$b_i$  : Centre de gravité de la structure  $b_i = X_G$

$F_k$  : La somme des forces sismiques à chaque étage k.

$h_k$  : La hauteur de l'étage k.

**Suivant X :**

Étage	$F_k$	$h_k$	$F_k \times h_k$	$W_k$	$b_i$	$W_k \times b_i$
1	5745.27	3.06	17580.526	7032.786	17.55	123425.39
2	5666.47	6.12	34678.796	7032.786	17.55	123425.39
3	5473.77	9.18	50249.209	7032.786	17.55	123425.39
4	5183.82	12.24	63449.957	7032.786	17.55	123425.39
5	4798.04	15.3	73410.012	6846.0341	17.55	120147.8985
6	4308.86	18.36	79110.670	6846.0341	17.55	120147.8985
7	3708.58	21.42	79437.784	6846.0341	17.55	120147.8985
8	3006.69	24.48	73603.771	6678.9404	17.55	117215.404
9	2198.85	27.54	60556.329	6678.9404	17.55	117215.404
10	1228.39	30.60	37588.734	6524.7688	17.56	114574.9401
Terrasse	167.68	33.90	5684.352	629.5085	17.96	11305.9727

**Tableau IV. 5 :** Vérification au renversement suivant x.

$$\sum W_K \times b_i = 1214456.976 \text{ KN.m}$$

$$\sum F_k \times h_k = 575350.14 \text{ KN.m}$$

$$\sum W_k \times b_i \geq \sum F_k \times h_k \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Suivant Y :**

Étage	$F_k$	$h_k$	$F_k \times h_k$	$W_k$	$b_i$	$W_k \times b_i$
1	5830.02	3.06	17839.861	7032.786	10.73	75461.7294
2	5744.74	6.12	35157.809	7032.786	10.73	75461.7294
3	5539.24	9.18	50850.223	7032.786	10.73	75461.7294
4	5238.77	12.24	64122.545	7032.786	10.73	75461.7294
5	4862.81	15.3	74400.993	6846.0341	10.73	73457.9459
6	4403.56	18.36	80849.362	6846.0341	10.73	73457.9459
7	3842.18	21.42	82299.496	6846.0341	10.73	73457.9459
8	3178.25	24.48	77803.56	6678.9404	10.73	71665.0305
9	2383.03	27.54	65628.646	6678.9404	10.73	71665.0305
10	1367.99	30.60	41860.494	6524.7688	10.72	69945.5215
Terrasse	145.97	33.90	4948.383	629.5085	14.54	9153.0536

**Tableau IV. 6 :** Vérification au renversement suivant y.

$$\sum W_k \times b_i = 744649.3914 \text{ KN.m}$$

$$\sum F_k \times h_k = 595761.372 \text{ KN.m}$$

$$\sum W_k \times b_i \geq \sum F_k \times h_k \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**IV.7.6. Vérification de l'effet P- : RPA 99 V-2003 (5.9) :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P- ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$= \frac{P_k \times h_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau K

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$\delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « K ».

- Si  $0.10 \leq \delta_k \leq 0.20$ , les effets P- peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $1/(1 - \theta_k)$
- Si  $\delta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

### Suivant X :

Étage	$F_{k,C1}$ (N)	$\delta_k$ (n)	$V_{k,C1}$ (N)	$h_k$ (n)	$\delta_k$	$\delta_k \leq 0.1$
Terrasse	629.5085	0.0035	167.68	33.90	0.00039	vérifiée
10	7154.2773	0.0182	1396.07	30.60	0.003	vérifiée
9	13833.2177	0.0196	3594.92	27.54	0.0027	vérifiée
8	20512.1581	0.02135	6601.61	24.48	0.0027	vérifiée
7	27358.1922	0.02205	10310.19	21.42	0.0027	vérifiée
6	34204.2263	0.02275	14619.05	18.36	0.0029	vérifiée
5	41050.2604	0.0224	19417.09	15.3	0.0031	vérifiée
4	48083.0464	0.021	24600.91	12.24	0.0033	vérifiée
3	55115.8324	0.0189	30074.68	9.18	0.0038	vérifiée
2	62148.6184	0.01505	35741.15	6.12	0.0043	vérifiée
1	69181.4044	0.00805	41486.42	3.06	0.0044	vérifiée

**Tableau IV. 7 :** Vérification de l'effet P- suivant x.

**Suivant Y :**

Étage	$F_{k-G}(N)$	$\frac{V_{k-G}}{G}(n)$	$V_{k-G}(N)$	$h_{k-G}(n)$	$\frac{V_{k-G}}{G}$	$\frac{V_{k-G}}{G} \leq 0.1$
Terrasse	629.5085	0.00595	145.97	33.90	0.0008	vérifiée
10	7154.2773	0.02205	1513.96	30.60	0.0034	vérifiée
9	13833.2177	0.02275	3896.99	27.54	0.0029	vérifiée
8	20512.1581	0.02275	7075.21	24.48	0.0027	vérifiée
7	27358.1922	0.02275	10917.42	21.42	0.0026	vérifiée
6	34204.2263	0.02205	15320.98	18.36	0.0027	vérifiée
5	41050.2604	0.0203	20183.79	15.3	0.0027	vérifiée
4	48083.0464	0.0182	25422.56	12.24	0.0028	vérifiée
3	55115.8324	0.01505	30961.8	9.18	0.0029	vérifiée
2	62148.6184	0.0112	36706.54	6.12	0.0031	vérifiée
1	69181.4044	0.00595	42536.56	3.06	0.0031	vérifiée

**Tableau IV. 8 :** Vérification de l'effet P- suivant y.

# **CHAPITRE V**

## **Étude Des Éléments principaux**

## V.1. Les poutres :

### Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis.

Les poutres sont des éléments non exposé aux intempéries par conséquent la fissuration est considérés comme peu préjudiciable.

### ➤ Ferraillage des poutres :

La section d'armature obtenue par :  $A = \max (A_u, A_{BAEL}, A_{RPA})$

Avec :

$A_u$  : Section d'armature calculée en flexion simple l'aide de logiciel EXPERT.

### ➤ Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f}$$

### ➤ Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (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.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinale est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Les armatures sont calculées obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$f_{c28}$ (Mpa)	$f_s$ (Mpa)
Situation durable	1.5	1.15	14.17	25	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	21.74	25	400

**Tableau V. 1 :** Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

### V.1.1. Poutres principales (30 x 45 cm<sup>2</sup>) :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f = 400 \text{ Mpa} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.9h = 40.5 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 40.5 \text{ cm} \quad \text{et} \quad c(\text{l'enrobage}) = 4.5 \text{ cm}$$

#### Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$A_{\min} = 0.5\%(30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\%(30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\%(30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

#### Condition de non fragilité : BAEL91 (art4.2.1) :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

Poutre principale (30*45)				
Moment sur appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)
$M_{a \text{ (max)}}$	$M_{ts}$	$M_{t \text{ (max)}}$	$M_{ts}$	$V_{\text{max}}$
115.99	72.45	88.94	25.05	156.58

**Tableau V. 2 :** Sollicitations de la poutre principale sous différents combinaisons.

### V.1.1.1. Calcul des armatures longitudinales

#### Selon le B.A.E.L 91 :

#### A l'ELU :

##### ➤ Sur appuis :

Par la combinaison  $G + Q + E_y$  on a :

$$M_a(\text{max}) = 115.99 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \right) = \left( \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} \right) = 21.74 \text{ Mpa.} \quad (\text{BAEL91 (art A. 4.3.41)})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_t}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1 \times 2 \times 10^5} = 0.002; \quad E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.002} = 0.636$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.38$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{115.99 \times 10^3}{21.74 \times 30 \times 40.5^2} = 0.108$$

$\mu = 0.136 < \mu_1 = 0.38 \Rightarrow$  section sans armatures comprimée.

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.144$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.942$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{115.99 \times 10^3}{0.942 \times 40.5 \times 400} = 7.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{cal}; A_s(\text{BAEL}); A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s \geq \max(7.60; 1.47; 6.75) = 7.60 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 3 \text{ HA } 14 + 3 \text{ HA } 12 = 8.01 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :**

Par la combinaison 0.8G – E<sub>y</sub>, on a :

$$M_t(\text{max}) = 88.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{88.94 \times 10^3}{21.74 \times 30 \times 40.5^2} = 0.083 \quad ; \quad \mu_1 = 0.38$$

$\mu = 0.108 < \mu_1 = 0.38 \Rightarrow$  section sans armatures comprimée.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.109$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.957$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{88.94 \times 10^3}{0.957 \times 40.5 \times 400} = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{cal}; A_s(\text{BAEL}); A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s \geq \max(5.74; 1.47; 6.75) = 6.75 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s = 6 \text{ HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

**V.1.1.2. Vérification à l'état limite de service :**

(Fissuration peu préjudiciable)

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

$$= \frac{M_a}{M_{ser}} = \frac{115.99}{72.45} = 1.60 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_t}{M_{ser}} = \frac{88.94}{25.05} = 3.55 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.60 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.55 > \text{appui} = 0.144$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{3.55 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.53 > \text{travée} = 0.109$$

⇒ Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

**V.1.1.3. Vérification de l'effort tranchant :****Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211) :**

On doit vérifier que :  $u \leq \bar{u}$  tel que :

Fissuration peu préjudiciable :

$$V_u = 156.58 \text{ KN}$$

$$u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{156.58 \times 10}{30 \times 40.5} = 1.29 \text{ Mpa}$$

$$\bar{u} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b}; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33\text{Mpa}; 5\text{Mpa})$$

$$\bar{u} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$u = 1.29\text{Mpa} < \bar{u} = 3.33\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**V.1.1.4. Les armatures transversales :**

✓ **Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) = \min(1.29; 1.2; 3)\text{cm} = 1.2\text{cm}$$

$$\phi_t = 12\text{mm}$$

**On prend :**  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ **Espacement des armatures transversales : (RPA 99 V-2003 article 7.5.2.2) :**

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2\right) = \min(11.25; 14.4) = 11.25 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Section des armatures transversales :**

**Zone nodale:**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

**Zone courante:**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des espacements: (Règles BAEL 91 article A.5.1, 22) :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 41.5; 40\text{cm}) = \min(37.35\text{cm}; 40\text{cm}) = 37.35 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 37.35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**Zone nodale:**

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f} = \frac{0.4 \times 10 \times 30}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

On prend :  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Zone courante:**

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f} = \frac{0.4 \times 15 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

✓ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la poutre.

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{L'}{S_t} = \frac{90}{10} = 9 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 9 + 1 = 10$$

On prend : A<sub>t</sub> = 10 HA 8 = 5.03 cm<sup>2</sup>

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

**V.1.1.5. Ancrage des armatures tendues**

✓ **Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :**

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} \quad \text{BAEL 91 (A.6.1, 21)}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad \text{Pour les barres à haute adhérence}$$

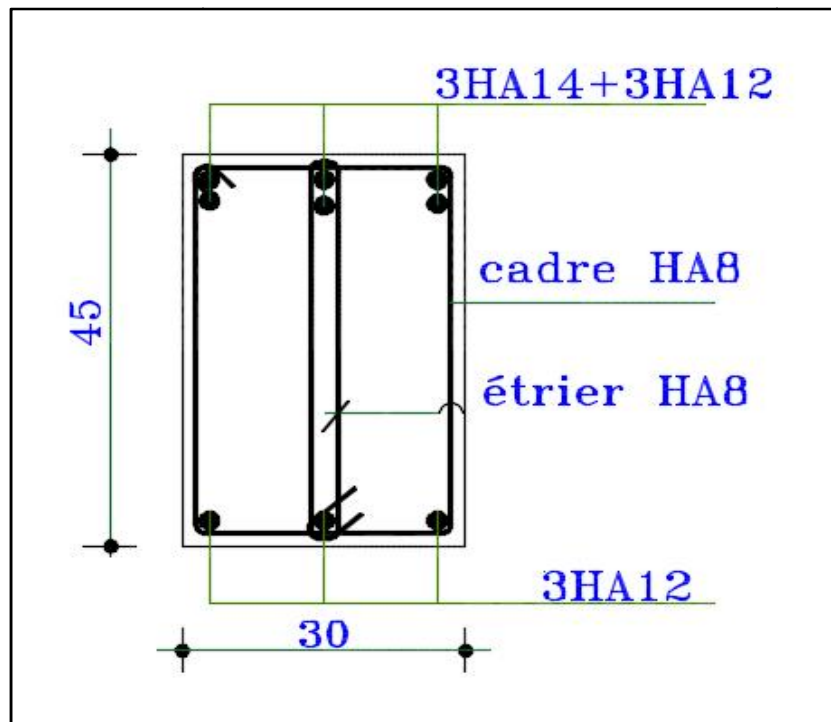
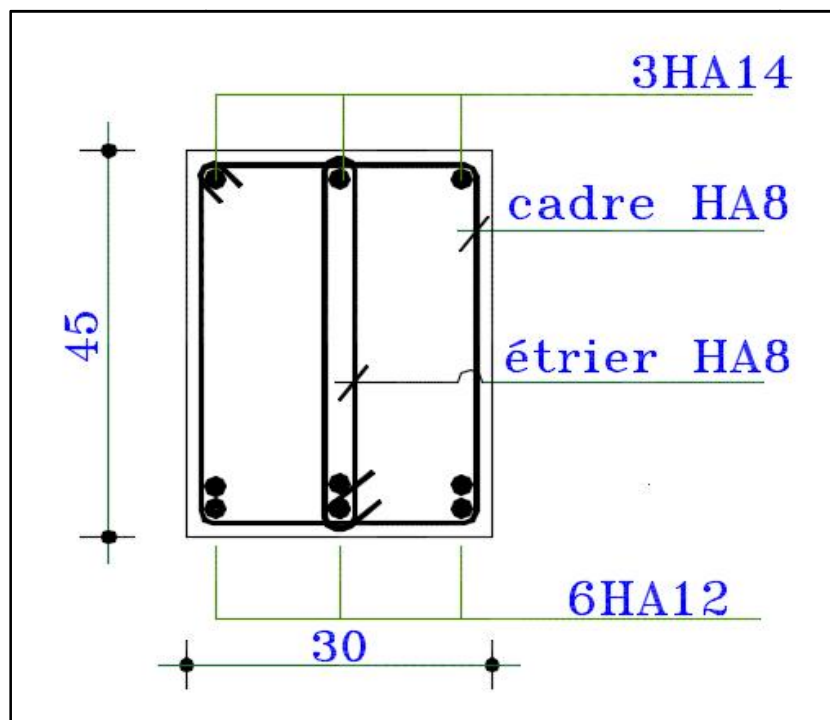
$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

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

$$L_s = \frac{\times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\text{min}} = 40 \times \phi_{L_{\text{min}}} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

**Schéma de ferrailage :****Figure V. 1 :** ferrailage de la poutre principale (sur appuis)**Figure V. 2 :** ferrailage de la poutre principale (en travée)

### V.1.2. Poutres croisées :

$$d = 0.9h = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm} \quad \text{et} \quad c(\text{l'enrobage}) = 4.5 \text{ cm}$$

Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$A_{\min} = 0.5\%(30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\%(30 \times 45) = 54 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\%(30 \times 45) = 81 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art4.2.1) :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.467 \text{ cm}^2$$

Poutre croisée (30*45)				
Moment sur appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)
$M_{a \text{ Cr}}^{\text{ion}}(\max)$	$M_{as}^{\text{N.m}}$	$M_{tr}^{\text{ic}}(\max)$	$M_{tr}^{\text{N.m}}$	$V_{\max}^{\text{effort tranchant (KN)}}$
167.23	119.95	106.99	17.08	208.37

**Tableau V. 3 :** Sollicitations de la poutre croisée sous différents combinaisons.

#### V.1.2.1. Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91 :

##### • A l'ELU :

##### ➤ Sur appuis :

Par la combinaison  $1.35G + 1.5Q$ , on a :

$$M_a(\max) = 167.23 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \right) = \left( \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} \right) = 14.2 \text{ Mpa.} \quad (\text{BAEL91 (art A. 4. 3, 41)})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_t}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.739 \times 10^{-3}; \quad E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.739 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.392$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{167.23 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 40.5^2} = 0.239$$

$\mu = 0.239 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  section sans armatures comprimée.

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.347$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.861$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{167.23 \times 10^3}{0.861 \times 40.5 \times 348} = 13.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{cal} ; A_s(\text{BAEL}) ; A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s \geq \max(13.78 ; 1.467 ; 6.75) = 13.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA } 20 + 3 \text{ HA } 14 = 14.04 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

Par la combinaison 0.8G – E<sub>y</sub>, on a :

$$M_t(\text{max}) = 106.99 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{106.99 \times 10^3}{21.74 \times 30 \times 40.5^2} = 0.1 \quad ; \quad \mu_l = 0.38$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$  section sans armatures comprimée.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.132$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.947$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{106.99 \times 10^3}{0.947 \times 40.5 \times 400} = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{cal} ; A_s(\text{BAEL}) ; A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s \geq \max(6.97 ; 1.467 ; 6.75) = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA } 14 + 3 \text{ HA } 12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

**V.1.2.2. Vérification à l'état limite de service :**

(Fissuration peu préjudiciable)

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

$$= \frac{M_a}{M_{ser}} = \frac{167.23}{119.95} = 1.39 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_t}{M_{ser}} = \frac{106.99}{17.08} = 6.26 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.447 > \mu_{appui} = 0.347$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{6.26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 2.88 > \mu_{travée} = 0.132$$

⇒ Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

### V.1.2.3. Vérification de l'effort tranchant :

#### Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211) :

On doit vérifier que :  $\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u$  tel que :

Fissuration peu préjudiciable :

$$V_u = 208.37 \text{KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{208.37 \times 10}{30 \times 40.5} = 1.71 \text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b}; 5 \text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{Mpa}\right) = \min(3.33 \text{Mpa}; 5 \text{Mpa})$$

$$\bar{\sigma}_u = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\sigma_u = 1.71 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_u = 3.33 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### V.1.2.4. Les armatures transversales :

Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) = \min(1.29; 1.6; 3) \text{cm} = 1.29 \text{cm}$$

$$\phi_t = 12.9 \text{mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{mm}$

✓ Espacement des armatures transversales : (RPA 99 V-2003 article 7.5.2.2) :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.2\right) = \min(11.25; 14.4) = 11.25 \text{cm}$$

On prend :  $S_t = 10 \text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Section des armatures transversales :**

**Zone nodale:**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

**Zone courante:**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des espacements: (Règles BAEL 91 article A.5.1, 22) :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 41.5 ; 40\text{cm}) = \min(37.35\text{cm} ; 40\text{cm}) = 37.35 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 37.35 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifié

**Zone nodale:**

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f} = \frac{0.4 \times 10 \times 30}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

**Zone courante:**

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f} = \frac{0.4 \times 15 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

✓ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la poutre.

$$N^{br}(\text{espacement}) = \frac{L'}{S_t} = \frac{90}{10} = 9 \Rightarrow N^{br}(\text{barres}) = 9 + 1 = 10$$

On prend :  $A_t = 10 \text{ HA } 8 = 5.03 \text{ cm}^2$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

#### **VI.1.1.5. Ancrage des armatures tendues :**

✓ **Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :**

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} \quad \text{BAEL 91 (A.6.1, 21)}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad \text{Pour les barres à haute adhérence}$$

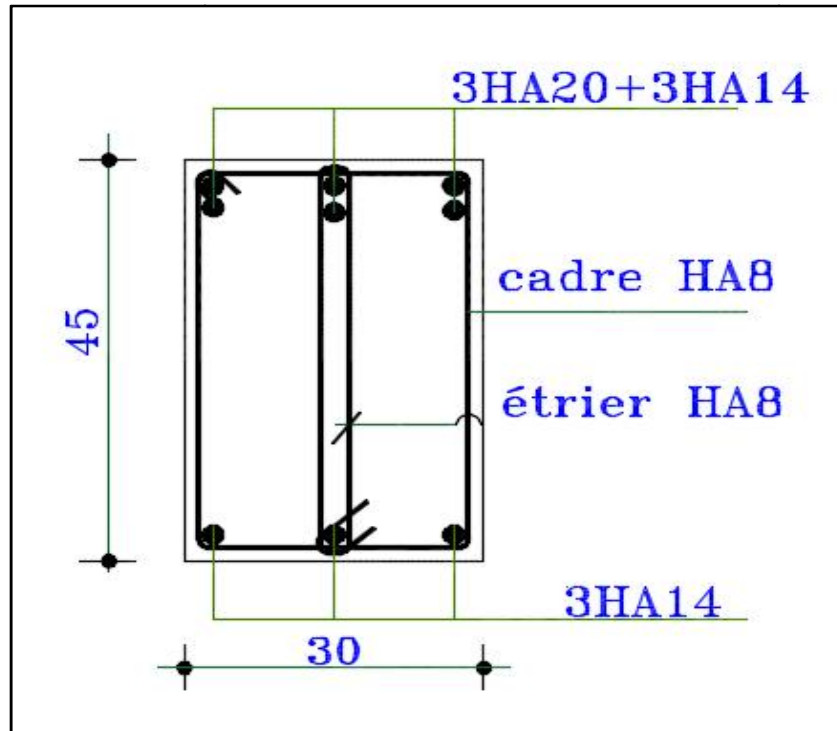
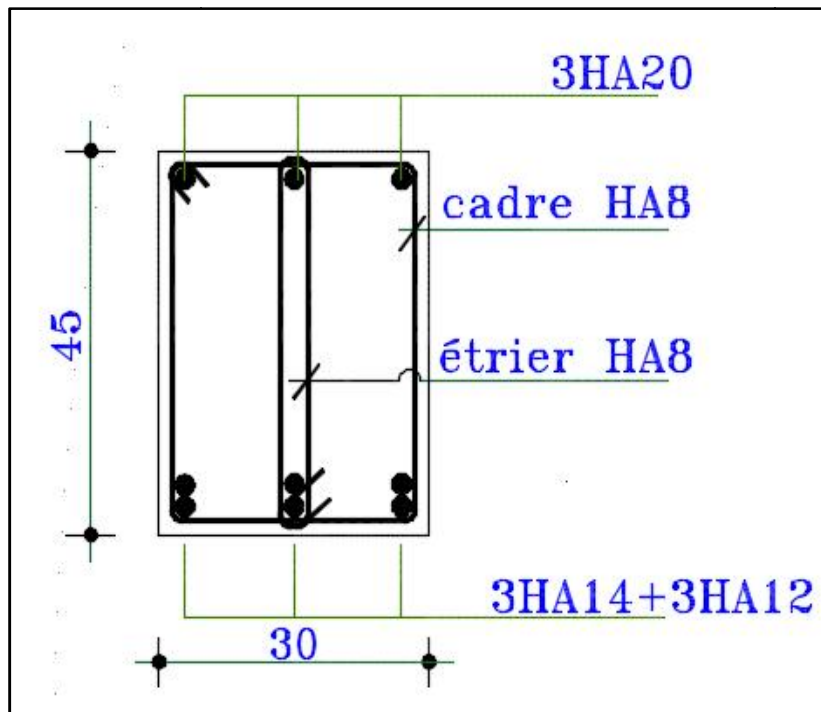
$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

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

$$L_s = \frac{\times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\min} = 40 \times \phi_{L\min} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

**Schéma de ferrailage :****Figure V. 3 :** ferrailage de la poutre croisée (sur appuis)**Figure V. 4 :** ferrailage de la poutre croisée (en travée)

### V.1.3. Poutres secondaires :

$d = 0.9h = 36 \text{ cm}$  on prend:  $d = 36 \text{ cm}$  et  $c(\text{l'enrobage}) = 4 \text{ cm}$

Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99

$$A_{\min} = 0.5\%(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \text{ En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \text{ En zone de recouvrement.}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art4.2.1) :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.304 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaire (30*40)				
Moment sur appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)
$M_{aGR}^{Mc}(\max)$ acc	$M_{as}^{N.m}$	$M_{tL}^{N}(\max)$ ELU	$M_{ts}^{N.m}$	$V_{max}^{trant (KN)}$
60.55	20.42	129.54	31.43	53.16

**Tableau V. 4 :** Sollicitations de la poutre secondaire sous différents combinaisons.

#### V.1.3.1. Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91 :

##### • A l'ELU :

##### ➤ Sur appuis :

Par la combinaison  $G + Q + E_x$  on a :

$$M_t(\max) = 60.55 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \right) = \left( \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} \right) = 21.74 \text{ Mpa. (BAEL91 (art A. 4. 3, 41))}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_t}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1 \times 2 \times 10^5} = 0.002; \quad E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.002} = 0.636$$

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.38$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{60.55 \times 10^3}{21.74 \times 30 \times 36^2} = 0.072$$

$\mu = 0.057 < \mu_1 = 0.38 \Rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$\sigma_s = \frac{f_{\text{t}}}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.093$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.963$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{60.55 \times 10^3}{0.963 \times 36 \times 400} = 4.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{\text{cal}} ; A_s(\text{BAEL}) ; A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s \geq \max(4.37 ; 1.304 ; 6) = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA } 16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

Par la combinaison 0.8G – E<sub>x</sub> on a :

$$M_t(\text{max}) = 129.54 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{\text{bc}} \times b \times d^2} = \frac{129.54 \times 10^3}{21.74 \times 30 \times 36^2} = 0.15 \quad ; \quad \mu_l = 0.38$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.209$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.916$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{129.54 \times 10^3}{0.916 \times 36 \times 400} = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{\text{cal}} ; A_s(\text{BAEL}) ; A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s \geq \max(9.82 ; 1.304 ; 6) = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA } 16 + 3 \text{ HA } 14 = 10.65 \text{ cm}^2$$

**V.1.3.2. Vérification à l'état limite de service :**

(Fissuration peu préjudiciable)

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état limite de l'ouverture des fissures et elle se limite à celle concernant l'état limite de compression du béton.

Vérifier que :

$$= \frac{M_a}{M_{ser}} = \frac{60.55}{20.42} = 2.96 \quad \text{sur appui}$$

$$= \frac{M_t}{M_{ser}} = \frac{129.54}{31.43} = 4.12 \quad \text{en travée}$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.96 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.23 > \text{appui} = 0.093$$

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{4.12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.81 > \text{travée} = 0.209$$

⇒ Donc pas de vérification des contraintes à l'ELS.

### V.1.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

#### Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)

On doit vérifier que :  $\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u$  tel que :

Fissuration peu préjudiciable :

$$V_u = 53.16 \text{KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{53.16 \times 10}{30 \times 36} = 0.49 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\sigma_b} ; 5 \text{Mpa} \right) = \min \left( 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{Mpa} \right) = \min(3.33 \text{Mpa} ; 5 \text{Mpa})$$

$$\bar{\sigma}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = 0.49 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_u = 3.33 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### V.1.3.4. Les armatures transversales :

Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2) :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{40}{35} ; 1.4 ; \frac{30}{10} \right) = \min(1.14 ; 1.4 ; 3) \text{cm} = 1.14 \text{cm}$$

$$\phi_t = 11.4 \text{mm}$$

**On prend :**  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

#### ✓ Espacement des armatures transversales : (RPA 99 V-2003 article 7.5.2.2)

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = \min \left( \frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = \min(10 ; 16.8) = 10 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Section des armatures transversales :**

**Zone nodale:**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

**Zone courante:**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des espacements: (Règles BAEL 91 article A.5.1, 22) :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 41.5 ; 40\text{cm}) = \min(37.35\text{cm} ; 40\text{cm}) = 37.35 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 37.35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**Zone nodale:**

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f} = \frac{0.4 \times 10 \times 30}{400} = 0.3 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

**Zone courante:**

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times S_t \times b}{f} = \frac{0.4 \times 15 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

✓ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la poutre.

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{L'}{S_t} = \frac{80}{10} = 8 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 8 + 1 = 9$$

$$\text{On prend : } A_t = 9 \text{ HA } 8 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

### **V.1.3.5. Ancrage des armatures tendues :**

✓ **Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :**

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} \quad \text{BAEL 91 (A.6.1, 21)}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad \text{Pour les barres à haute adhérence}$$

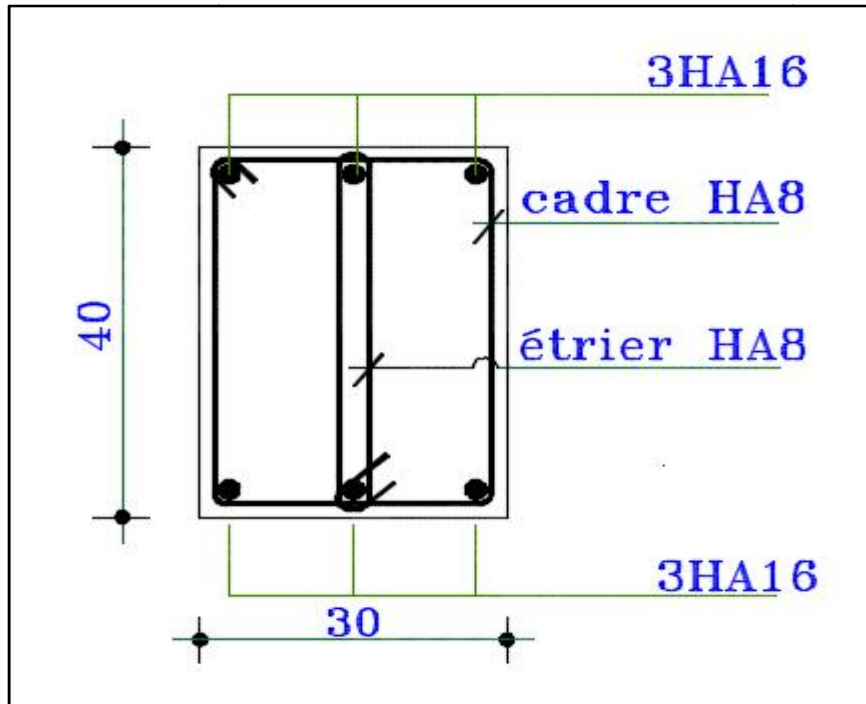
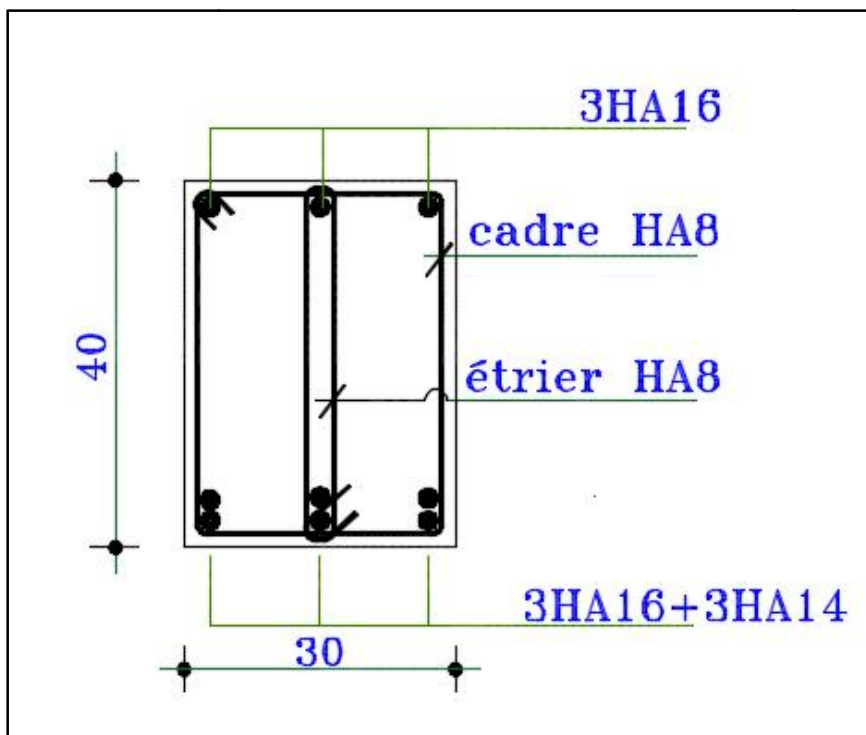
$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

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

$$L_s = \frac{\times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\text{min}} = 40 \times \phi_{L\text{min}} = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

**Schéma de ferrailage :****Figure V. 5 :** ferrailage de la poutre secondaire (sur appuis)**Figure V. 6 :** ferrailage de la poutre secondaire (en travée)

## V.2. Les poteaux :

### Introduction:

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des effets des poutres vers Les fondations, est soumis à un effort normale N et à un moment de flexion M dans les deux sens longitudinale et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal ;
- Effort tranchant ;
- Moment fléchissant.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

#### Combinaison fondamentale :

$$E.L.U : 1.35G + 1.5Q$$

#### Combinaison accidentelle :

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

La section d'armature obtenue par :  $A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{RPA})$

### **1. Recommandation de l'RPA 99 (article 7.4.2.1) :**

- Les armatures longitudinale doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de 0.8% (zone IIa) ;
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement ;
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 (zone IIa) ;
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible a l'extérieure des zones nodales (zones critiques)

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

- **Armatures transversales : RPA99 (article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ;

$h_1$  : Hauteur total de la section brute ;

$f$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$\rho$  : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture) ;

$\rho = 2.5$  Si l'élançement géométrique  $\geq 5$  ;

$\rho = 3.75$  Si l'élançement géométrique  $< 5$  ;

$f = 400$  Mpa ;

$t$  : Espacement des armatures transversales :

$t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$  En zone nodale (Zone IIa)

$t' \leq 15\phi_1$  En zone courante, avec  $\phi_1$  diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité d'armatures minimale  $\left( \frac{A_t}{t \times b_1} \right)$  est donnée par :

0.3 % si  $\lambda_g \geq 5$

0.8 % si  $\lambda_g \leq 3$

Par l'interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec  $a$  et  $b$  sont les dimensions de la section du poteau.

**2. Recommandation des règles BAEL91 :**

- **La section d'armatures longitudinales minimales (art A.8.1, 2) :**

➤ La section des armatures longitudinales :  $A_{\min \text{BAEL}} \geq (4 \text{ cm}^2 ; 0.22\% B)$  ;

➤ La distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale :  $a + 10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}$ .

$a$  : La longueur du petit coté du rectangle.

**BAEL91 : (Art A.8.1, 3) :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3}$$

L'espacement des armatures transversales est au plus égal à :

- 15 fois le diamètre des barres longitudinales prises en compte dans le calcul ;
- 40 cm ;
- la plus petite dimension de la pièce (mesurée sur la section) augmentée de 10 cm.

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :**

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f}$$

### ➤ **Calcul de ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, avec un cas de fissuration jugé peu nuisible à l'ELU de stabilité de forme, on considérant les sollicitations suivants :

$N_{\max}$  → M correspondant

$M_{\max}$  → N correspondant

$N_{\min}$  → M correspondant

Les armatures sont calculées obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Situation	$\frac{1}{\gamma_b}$	$\frac{1}{\gamma_s}$	$\overline{f_{bc}}$ (Mpa)	$\overline{f_{c28}}$ (Mpa)	$\overline{f_s}$ (Mpa)
Situation durable	1.5	1.15	14.17	25	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	21.74	25	400

**Tableau V. 5 :** Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

Etage	Les efforts internes					
RDC, 1, 2 et 3	$N_{\max}$	3041.48	$M_{y\text{ cor}}^{\text{efforts i}}$	0.09	$M_{z\text{ cor}}$	1.60
	$M_{y\text{ max}}^{\text{r max}}$	89.46	$N_{\text{cor}}^{\text{r cor}}$	867.39	$M_{z\text{ cor}}^{\text{r cor}}$	103.74
	$M_{z\text{ max}}^{\text{y max}}$	113.82	$N_{\text{cor}}^{\text{y cor}}$	948.47	$M_{z\text{ cor}}^{\text{y cor}}$	0.39
	$N_{\min}^{\text{r max}}$	71.71	$M_{y\text{ cor}}^{\text{r cor}}$	48.65	$M_{z\text{ cor}}^{\text{y cor}}$	9.66
4, 5 et 6	$N_{\max}^{\text{r min}}$	1710.05	$M_{y\text{ cor}}^{\text{r cor}}$	11.57	$M_{z\text{ cor}}^{\text{r cor}}$	7.55
	$M_{y\text{ max}}^{\text{r max}}$	88.58	$N_{\text{cor}}^{\text{r cor}}$	468.53	$M_{z\text{ cor}}^{\text{r cor}}$	112.56
	$M_{z\text{ max}}^{\text{y max}}$	126.91	$N_{\text{cor}}^{\text{y cor}}$	482.05	$M_{z\text{ cor}}^{\text{y cor}}$	1.97
	$N_{\min}^{\text{r max}}$	34.54	$M_{y\text{ cor}}^{\text{r cor}}$	58.03	$M_{z\text{ cor}}^{\text{y cor}}$	6.61
7, 8 et 9	$N_{\max}^{\text{r min}}$	838.52	$M_{y\text{ cor}}^{\text{r cor}}$	15.84	$M_{z\text{ cor}}^{\text{r cor}}$	9.62
	$M_{y\text{ max}}^{\text{r max}}$	79.78	$N_{\text{cor}}^{\text{r cor}}$	122.54	$M_{z\text{ cor}}^{\text{r cor}}$	117.54
	$M_{z\text{ max}}^{\text{y max}}$	129.40	$N_{\text{cor}}^{\text{y cor}}$	115.79	$M_{z\text{ cor}}^{\text{y cor}}$	7.67
	$N_{\min}^{\text{r max}}$	9.69	$M_{y\text{ cor}}^{\text{r cor}}$	60.61	$M_{z\text{ cor}}^{\text{y cor}}$	19.35

**Tableau V. 6 :** Sollicitations des poteaux sous différents combinaisons.

### V.2.1. le poteau de (dimension 50\*50) :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 45 \text{ cm}$$

$$c(\text{l'enrobage}) = 5 \text{ cm}$$

$$L = 3.06 \text{ m} : \text{Hauteur totale du poteau.}$$

#### V.2.1.1. Ferrailage longitudinal :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 3041.48 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 1.6 \text{ KN.m})$$

Avec la combinaison (G + Q + E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\max} = 113.82 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 948.47 \text{ KN})$$

➤ **Cas 01 :**

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 3041.48 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 1.6 \text{ KN.m})$$

➤ **ELU :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiée vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.3, 5 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul:

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution), qui s'ajoute à l'excentricité résultant des efforts appliqués ;

$e_1$  : Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle;

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) = \max(2 \text{ cm} ; 1.224 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{1.6}{3041.48} = 0.0005 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0005 + 0.02 = 0.0205 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{si : } \frac{L_f}{h} < \max\left(15 ; \frac{20e_1}{h}\right)$$

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm} = 2.142 \text{ m}$$

$$\frac{2.142}{0.5} < \max\left(15 ; \frac{20 \times 0.0205}{0.5}\right) \Rightarrow 4.284 < \max(15 ; 0.82) = 15 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha\Phi)$$

$\Phi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

: Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, Le coefficient est compris entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{1.06}{1.06 + 0.12} = 0.898$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.5} \times (2 + 0.898 \times 2) = 0.01 \text{ m}$$

$$e \approx e_1 + e_2 = 0.0205 + 0.01 = 0.031 \text{ m}$$

$$e_A = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.031 + \left(0.45 - \frac{0.5}{2}\right) = 0.23 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé ,  $M_A = N_{\max} \times e_A$

$$N_u = 3041.48 \text{ KN} ; M_A = 3041.48 \times 0.23 = 699.54 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = 0.0005 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0.5}{2} - 0.05 = 0.2 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section ;

$N$  : est un effort de compression ;

$$M_1 \leq M_2$$

$$M_1 \approx N(d - c) - M_A$$

$$M_1 \approx 3041.48 \times (0.45 - 0.05) - 699.54 = 517.052 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) bh^2 \sigma_{bc}$$

$$M_2 = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.05}{0.5}\right) 0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3 = 454.4 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_1 = 517.052 \text{ KN.m} \leq M_2 = 454.4 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{NON}$$

Donc, on dit que la section est entièrement comprimée.

$$\text{Si : } N(d - c) - M_A \geq (0.5h - c)b \times h \times \sigma_{bc}$$

$$A'_{s1} = \frac{M_A - (d - 0.5h) \times b \times h \times \sigma_{bc}}{(d - c) \times \sigma'_{s1}}$$

$$A'_{s2} = \frac{N - b \times h \times \sigma_{bc}}{\sigma'_{s2}}$$

$$\text{Si : } N(d - c) - M_A \leq (0.5h - c)b \times h \times \sigma_{bc}$$

$$A'_{s2} < 0 \Rightarrow A'_{s2} = 0$$

$$A'_{s1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times \sigma_{bc}}{\sigma'_{s1}}$$

On calcule  $\sigma'_{s1}$  d'après la valeur de  $\varepsilon'_s$  :

$$1000\varepsilon'_s = 2 + \sqrt{1 - \Psi} \left( 3.437 - 8.019 \frac{c}{h} \right)$$

Avec :

$$\Psi = \frac{1}{0.8571 - \frac{c}{h}} \left[ 0.3571 + \frac{N(d - c) - M_A}{b \times h^2 \times \sigma_{bc}} \right]$$

$$N(d - c) - M_A \geq (0.5h - c)b \times h \times \sigma_{bc}$$

$$3041.48 \times (0.45 - 0.05) - 699.54 \geq (0.5 \times 0.5 - 0.05) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3$$

$$517.025 \text{ KN.m} \geq 710 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{NON}$$

$$\text{Donc : } A'_{s2} = 0$$

Donc on calcul  $\Psi$  :

$$\Psi = \frac{1}{0.8571 - \frac{0.05}{0.5}} \left[ 0.3571 + \frac{3041.48(0.45 - 0.05) - 699.54}{0.5 \times 0.5^2 \times 14.2 \times 10^3} \right] = 0.856$$

$$1000\varepsilon'_s = 2 + \sqrt{1 - 0.856} \left( 3.437 - 8.019 \frac{0.05}{0.5} \right) = 3$$

$$1000\varepsilon_1 = 1.739$$

$$1000\varepsilon'_s > 1000\varepsilon_1 \dots \dots \dots \text{Oui}$$

$$\sigma'_{s1} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A'_{s1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times \sigma_{bc}}{\sigma'_{s1}} = \frac{3041.48 - 0.856 \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^3}$$

$$A'_{s1} = 0.077 \text{ cm}^2$$

➤ **Cas 02 :**

Avec la combinaison (G + Q + E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\max} = 113.82 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 948.47 \text{ KN})$$

$e_{\alpha}^{-}(\text{m})$	$e_{\alpha\text{-Crn}}^{-}$	$e_{\alpha\text{-Crn}}^{-}$	$e_{\alpha\text{-Crn}}^{-}$	$e(\text{m})$	$e_{\alpha}^{-}(\text{m})$
0.12	0.02	0.14	0.0095	0.15	0.35
N(KN)			$M_{\alpha}^{-}(\text{KN.m})$		
948.47			331.53		

**Tableau V. 7 :** Calcul du moment fictif du poteau (50\*50) cas 02.

$$e_0 = 0.12 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0.5}{2} - 0.05 = 0.2 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section ;

N : est un effort de compression ;

$$M_1 \leq M_2$$

$$M_1 = N(d - c) - M_A$$

$$M_1 = 948.47 \times (0.45 - 0.05) - 331.53 = 47.858 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) bh^2 \sigma_{bc}$$

$$M_2 = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.05}{0.5}\right) 0.5 \times 0.5^2 \times 21.74 \times 10^3 = 695.65 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_1 = 47.858 \text{ KN.m} \leq M_2 = 695.65 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{OUI}$$

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple.

$$M_A = 331.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}\right) = \left(\frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15}\right) = 21.74 \text{ Mpa. (BAEL91 (art A. 4. 3, 41))}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_t}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1 \times 2 \times 10^5} = 0.002 ; E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.002} = 0.636$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.379$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{331.53 \times 10^3}{21.74 \times 50 \times 45^2} = 0.151$$

$\mu = 0.151 < \mu_l = 0.379 \Rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.205$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.918$$

$$A_f = \frac{M_A}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{331.53 \times 10^3}{0.918 \times 45 \times 400} = 20.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 20.06 - \frac{948.47 \times 10^3}{100 \times 400} = -3.65 \text{ cm}^2 < 0$$

On prend :  $A_{cal} = 0 \text{ cm}^2$

➤ **Cas 03 :**

Avec la combinaison (0.8G - E<sub>y</sub>) on a :

(N<sub>min</sub> = 71.71 KN ; M<sub>corr</sub> = 48.65 KN.m)

$e_{\underline{0}}(m)$	$e_{\underline{a}}(cm)$	$e_{\underline{1}}(cm)$	$e_{\underline{z}}(cm)$	e(m)	$e_{\underline{a}}(m)$
0.68	0.02	0.7	0.01	0.71	0.91
N(KN)			M <sub>z</sub> (KN.m)		
71.71			65.14		

**Tableau V. 8 :** Calcul du moment fictif du poteau (50\*50) cas 03.

$$e_0 = 0.68 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.5}{2} - 0.05 = 0.2 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section ;

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple.

M <sub>z</sub> (KN.m)				A <sub>z</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
65.14	0.03	0.04	0.985	3.67	1.88

**Tableau V. 9 :** calcul de ferrailage pour le poteau (50\*50) cas 03.

➤ **Vérification des sections:**

✓ **RPA99version2003**

D'après l'RPA99 on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{min} = 0.8\%(b.h) = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

✓ **BAEL 91 :**

a) **Condition de non fragilité : art A.4.2 :**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f} = 0.23 \times 50 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 2.72 \text{ cm}^2$$

b) **Armatures longitudinales (art A.8.1, 2) :**

$$A_{\min \text{BAEL}} \geq (4 \text{ cm}^2 ; 0.2\% B) = (4 \text{ cm}^2 ; 0.002 \times (50 \times 50)) = (4 \text{ cm}^2 ; 5) = 5 \text{ cm}^2$$

Section de ferrailage (cm <sup>2</sup> ) poteau (50*50)				
$A_{\text{cal(max)}}$	$A_{\text{s(RPA)}}$	$A_{\text{s(fer)BAEL)}$	$A_{\text{s(POI)}}$	$A_{\text{(adop)}}$
1.88 cm <sup>2</sup>	20 cm <sup>2</sup>	5 cm <sup>2</sup>	20 cm <sup>2</sup>	4HA20+4HA16=20.61 cm <sup>2</sup>

**Tableau V. 10 :** Section de ferrailage du poteau (50\*50).

### V.2.1.2. Vérification à l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $N_{\text{ser}} ; M_{\text{ser}}$ ), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si la condition suivante est vérifiée:

$$b_c \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 2)})$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad h = 50 \text{ cm} ; \quad c = 5 \text{ cm} ; \quad A = 0 \text{ cm}^2 ; \quad A_s = 20.61 \text{ cm}^2$$

$$d = 45 \text{ cm} ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{71.25}{2174.38} = 0.033 \text{ m} = 3.3 \text{ cm}$$

$$S = b \times h + 15A = 50 \times 50 + 15(20.61) = 2809.15 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \left[ \frac{A \left( \frac{h}{2} - c \right) - A' \left( d - \frac{h}{2} \right)}{b \times h + 15(A + A')} \right] = 15 \left[ \frac{0 - 20.61 \left( 45 - \frac{50}{2} \right)}{50 \times 50 + 15(20.61)} \right] = -2.20 \text{ cm}$$

$$I = \left( \frac{bh^3}{12} \right) + bhX_G^2 + 15 \left[ A' \left( \frac{h}{2} - c - X_G \right)^2 + A \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

$$I = \left( \frac{50 \times 50^3}{12} \right) + 50 \times 50(-2.2)^2 + 15 \left[ 0 + 20.61 \left( 45 - \frac{50}{2} + (-2.2) \right)^2 \right]$$

$$I = 630884.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I} = M_{\text{pa}}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{2174.38 \times 10}{2809.15} + \frac{2174.38(3.3 + 2.2) \left( \frac{50}{2} + 2.2 \right)}{630884.42} = 12.9 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 12.9 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 2.58 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

### V.2.1.3. Armatures transversales :

#### ➤ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\text{max}} = 61.52 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{61.52 \times 10}{50 \times 45} = 0.27 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min \left( 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min(3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 0.527 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul d'armature transversal:**

Selon **RPA99 (article 7.4.2.2)** les armatures transversales des poteaux sont calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f}$$

➤ **Condition d'espacement : d'après RPA99 (7.4.2.2) :**

En zone courante :  $t' \leq 15\phi_1 = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$

En zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.6 ; 15 \text{ cm}) = 16 \text{ cm}$

**BAEL91 : (Art A.8.1, 3) :**

L'espacement des armatures transversales est au plus égal à :

$$S_t \leq \min(15 \times 1.6 ; 40 \text{ cm} ; 50 + 10) = \min(24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 24 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

➤ **Zone nodale:**

$$\lambda_g = 3.724 < 5$$

$$\rho = 3.75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f} \Rightarrow A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_1 \times f} = \frac{3.75 \times 61.52 \times 10 \times 10}{50 \times 400} = 1.153 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{t} \times b_1\right)$  est donnée par :

Par l'interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

$$\begin{cases} 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5 \\ x \% \rightarrow \lambda_g = 3.724 \Rightarrow x = 0.619\% \\ 0.8 \% \rightarrow \lambda_g = 3 \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.695\% \Rightarrow A_t = 0.619\% \times t \times b_1 = 0.619\% \times 10 \times 50 = 3.095 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la poutre.

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{266}{6} ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{h'}{t} = \frac{60}{10} = 6 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 6 + 1 = 7$$

$$\text{On prend : } A_t = 7 \text{ HA } 8 = 3.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante :**

$$g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}\right) = \frac{0.7 \times 266}{50} = 3.724 < 5$$

$$\approx 3.75$$

$$\frac{A_t}{t'} = \frac{V_u}{h_1 \times f} \Rightarrow A_t = \frac{V_u \times t}{h_1 \times f} = \frac{3.75 \times 61.52 \times 10 \times 15}{50 \times 400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{t} \times b_1\right)$  est donnée par :

Par l'interpolation si  $3 < g < 5$

$$\begin{cases} 0.3\% \rightarrow \lambda_g = 5 \\ x\% \rightarrow g = 3.724 \Rightarrow x = 0.619\% \\ 0.8\% \rightarrow \lambda_g = 3 \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.695\% \Rightarrow A_t = 0.619\% \times t \times b_1 = 0.619\% \times 15 \times 50 = 4.6425 \text{ cm}^2$$

$$h(\text{courante}) = h - 2h' = 266 - 120 = 146 \text{ cm}$$

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{h}{t} = \frac{146}{15} = 10 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 10 + 1 = 11$$

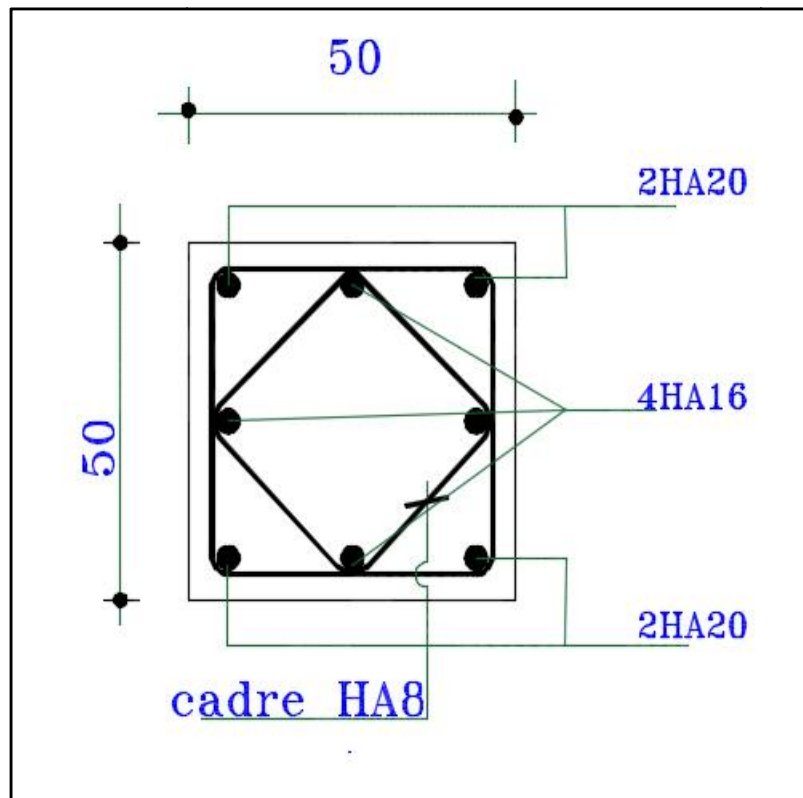
$$\text{On prend : } A_t = 11 \text{ HA } 8 = 5.53 \text{ cm}^2$$

Les cadres doivent être fermées par des crochés à  $135^\circ$ , ayant une longueur de :

$$10_t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\text{min}} = 40 \times L_{\text{min}} = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

**Schéma de ferrailage :****Figure V. 7 : ferrailage du poteau (50\*50)**

### V.2.2. le poteau de (dimension 45\* 45) :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 40.5 \text{ cm}$$

$$\text{et } c(\text{l'enrobage}) = 4.5 \text{ cm}$$

$$L = 3.06 \text{ m} : \text{Hauteur totale du poteau.}$$

#### V.2.2.1. Ferraillage longitudinal :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 1710.05 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 11.57 \text{ KN.m})$$

Avec la combinaison (G + Q + E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\max} = 126.91 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 482.05 \text{ KN})$$

Avec la combinaison (0.8G - E<sub>y</sub>) on a :

$$(N_{\min} = 34.54 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 58.03 \text{ KN.m})$$

#### ➤ Cas 01 :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 1710.05 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 11.57 \text{ KN.m})$$

#### ➤ ELU :

$e_{\alpha}^{-}(\text{m})$	$e_{\alpha}^{-}(\text{cm})$	$e_{\alpha}^{-}(\text{cm})$	$e_{\alpha}^{-}(\text{cm})$	$e(\text{m})$	$e_{\alpha}^{-}(\text{m})$
0.0068	0.02	0.027	0.01	0.037	0.217
N(KN)			$M_{\alpha}^{-}(\text{KN.m})$		
1710.05			370.68		

**Tableau V. 11 :** Calcul du moment fictif du poteau (45\*45) cas 01.

$$e_0 = 0.0068 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0.45}{2} - 0.045 = 0.18 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section ;

N : est un effort de compression ;

Poteau (45*45)		
$M_{\pm CR}^-$ (N. m)	$M_{\pm CR}^{\text{sauf}}$ (N. m)	condition
244.94	331.26	vérifiée

**Tableau V. 12 :** vérification de la section du poteau (45\*45) cas 01.

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple

$M_{\pm}^{\text{ic}}$ (KN. m)	$\mu$			$A_{\pm}^-$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cal}}^-$ (cm <sup>2</sup> )
370.68	0.35	0.574	0.770	34.13	0

**Tableau V. 13 :** calcul de ferrailage pour le poteau (45\*45) cas 01.

➤ **Cas 02 :**

Avec la combinaison (G + Q + E<sub>y</sub>) on a :

(M<sub>max</sub> = 126.91 KN. m ; N<sub>corr</sub> = 482.05 KN)

$e_{\pm}^-$ (m)	$e_{\pm CR}^-$	$e_{\pm CR}^-$	$e_{\pm CR}^-$	e (m)	$e_{\pm}^-$ (m)
0.26	0.02	0.28	0.01	0.29	0.47
N (KN)			M <sub>±</sub> (KN. m)		
482.05			228.43		

**Tableau V. 14 :** Calcul du moment fictif du poteau (45\*45) cas 02.

$$e_0 = 0.26 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.45}{2} - 0.045 = 0.18 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section ;

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple.

$M_{\pm}^-$ (KN. m)	$\mu$			$A_{\pm}^-$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cal}}^-$ (cm <sup>2</sup> )
228.43	0.142	0.192	0.923	15.28	3.23

**Tableau V. 15 :** calcul de ferrailage pour le poteau (45\*45) cas 02.

➤ **Cas 03 :**

Avec la combinaison (0.8G – E<sub>y</sub>) on a :

(N<sub>min</sub> = 34.54 KN ; M<sub>corr</sub> = 58.03 KN.m)

$e_{\alpha}^{-}(m)$	$e_{\alpha}^{-}(cm)$	$e_{\alpha}^{-}(m)$	$e_{\alpha}^{-}(cm)$	e(m)	$e_{\alpha}^{-}(m)$
1.68	0.02	1.70	0.01	1.71	1.89
N(KN)			M <sub>α</sub> <sup>-</sup> (KN.m)		
34.54			65.28		

**Tableau V. 16 :** Calcul du moment fictif du poteau (45\*45) cas 03.

$$e_0 = 1.68 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.45}{2} - 0.045 = 0.18 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section ;

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple.

M <sub>α</sub> <sup>-</sup> (KN.m)	μ			A <sub>α</sub> <sup>-</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
65.28	0.041	0.052	0.979	4.12	3.26

**Tableau V. 17 :** calcul de ferrailage pour le poteau (45\*45) cas 02.

Section de ferrailage (cm <sup>2</sup> —Poteau (45*45))					
A <sub>cal</sub> (max)	A <sub>s</sub> (RPA)	A <sub>s</sub> <sup>fer</sup> (BAEL)	A <sub>s</sub> <sup>Poi</sup>	A <sub>(adop)</sub>	
3.26 cm <sup>2</sup>	16.2 cm <sup>2</sup>	4.455 cm <sup>2</sup>	16.2 cm <sup>2</sup>	4HA20+4HA16=20.61 cm <sup>2</sup>	

**Tableau V. 18 :** Section de ferrailage du poteau (45\*45).

**V.2.3.2. Vérification à l'état limite de service :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 2)})$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$b = 45 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; \lambda = 15 ; A = 0 \text{ cm}^2 ; A = 20.61 \text{ cm}^2$$

$$d = 40.5 \text{ cm} ; c = 4.5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{66.85}{1223.37} = 0.055 \text{ m} = 5.5 \text{ cm}$$

Poteau (45*45)					
e(cm)		S(cm <sup>2</sup> )	X <sub>G</sub> (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	
5.5		2334.15	-2.38	428616.94	
$\frac{M_{ser}}{N_{ser}}$ (cm)	$\frac{M_{ser}}{N_{ser}}$ (cm)	Condition	$\frac{M_{ser}}{N_{ser}}$ (cm)	$\frac{M_{ser}}{N_{ser}}$ (cm)	condition
10.84	15	Vérifiée	-0.35	15	vérifiée

**Tableau V. 19** : vérification à l'ELS du poteau (45\*45).

### V.2.2.3. Armatures transversales :

#### ➤ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{max} = 58.71 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{58.71 \times 10}{45 \times 40.5} = 0.32 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b}; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33\text{Mpa}; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.33\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ Calcul d'armature transversal :

Selon **RPA99** les armatures transversales des poteaux sont calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{V_u}{h_1 \times f}$$

#### ➤ Condition d'espacement : d'après RPA99 (7.4.2.2) :

$$\text{En zone courante : } t' \leq 15\phi_1 = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

$$\text{En zone nodale : } t = \min(10\phi_1; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.6; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

➤ **BAEL91 : (Art A.8.1, 3) :**

L'espacement des armatures transversales est au plus égal à :

$$S_t = \min(15 \times 1.6 ; 40 \text{ cm} ; 45 + 10) = \min(24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 55 \text{ cm})$$

$$S_t = 24 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

$$t = \frac{1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

➤ **Zone nodale:**

$$g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 266}{45} = 4.14 < 5$$

$$\approx 3.75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{1}{h_1} \times V_u \Rightarrow A_t = \frac{1}{h_1} \times V_u \times t = \frac{3.75 \times 58.71 \times 10 \times 10}{45 \times 400} = 1.22 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale  $\left( \frac{A_t}{t} \times b_1 \right)$  est donnée par :

Par l'interpolation si  $3 < g < 5$

$$\begin{cases} 0.3\% \rightarrow \lambda_g = 5 \\ x\% \rightarrow g = 4.14 \Rightarrow x = 0.515\% \\ 0.8\% \rightarrow \lambda_g = 3 \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \approx 0.515\% \Rightarrow A_t = 0.515\% \times t \times b_1 = 0.515\% \times 10 \times 45 = 2.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{266}{6} ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$N^{br}(\text{espacement}) = \frac{h'}{t} = \frac{60}{10} = 6 \Rightarrow N^{br}(\text{barres}) = 6 + 1 = 7$$

$$\text{On prend : } A_t = 7 \text{ HA } 8 = 3.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante :**

$$\frac{A_t}{t'} = \frac{1}{h_1} \times V_u \Rightarrow A_t = \frac{1}{h_1} \times V_u \times t' = \frac{3.75 \times 58.71 \times 10 \times 15}{45 \times 400} = 1.83 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{t \times b_1}\right)$  est donnée par :

Par l'interpolation si  $3 < g < 5$

$$\begin{cases} 0.3\% \rightarrow \lambda_g = 5 \\ x\% \rightarrow g = 4.14 \Rightarrow x = 0.515\% \\ 0.8\% \rightarrow \lambda_g = 3 \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.515\% \Rightarrow A_t = 0.515\% \times t \times b_1 = 0.695\% \times 15 \times 45 = 4.69 \text{ cm}^2$$

$$h(\text{courante}) = h - 2h' = 266 - 120 = 146 \text{ cm}$$

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{h}{t'} = \frac{146}{15} = 10 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 10 + 1 = 11$$

$$\text{On prend : } A_t = 11 \text{ HA } 8 = 5.53 \text{ cm}^2$$

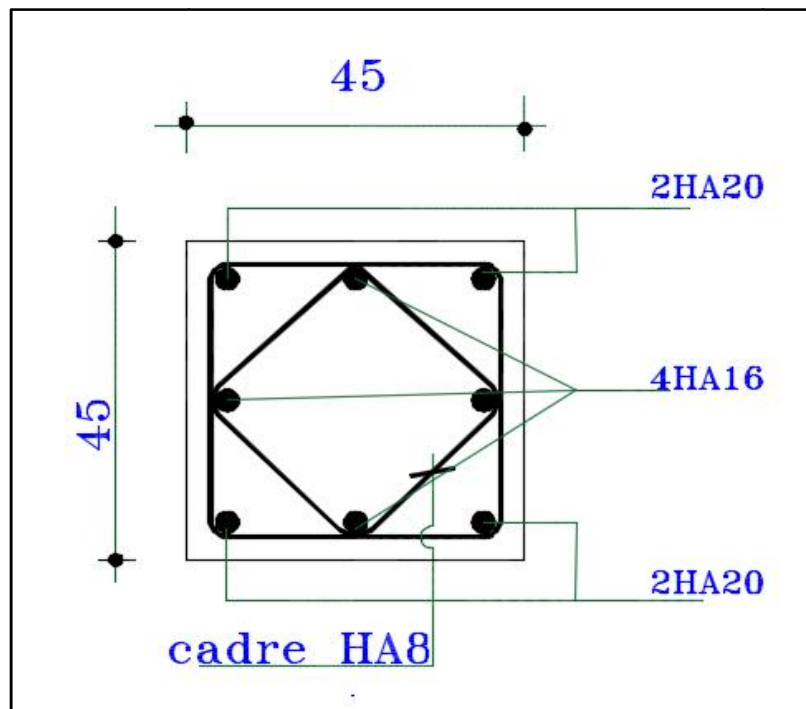
➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\text{min}} = 40 \times L_{\text{min}} = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$ , ayant une longueur de :

$$10 t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$$

**Schéma de ferrailage**



**Figure V. 8 : ferrailage du poteau (45\*45)**

### V.2.3. Le poteau de (dimension 40\* 40) :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 36 \text{ cm}$$

$$\text{et } c(\text{l'enrobage}) = 4 \text{ cm}$$

$$L = 3.06 \text{ m} : \text{Hauteur totale du poteau.}$$

#### V.2.3.1. Ferraillage longitudinal :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 838.52 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 15.84 \text{ KN.m})$$

Avec la combinaison (G + Q + E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\max} = 129.40 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 115.79 \text{ KN})$$

Avec la combinaison (0.8G - E<sub>y</sub>) on a :

$$(N_{\min} = 9.69 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 60.61 \text{ KN.m})$$

#### ➤ Cas 01 :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 838.52 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 15.84 \text{ KN.m})$$

$e_{\underline{\alpha}}(m)$	$e_{\underline{\alpha \text{ Corr}}}(m)$	$e_{\underline{\alpha \text{ Corr}}}(m)$	$e_{\underline{\alpha \text{ Corr}}}(m)$	$e(m)$	$e_{\underline{\alpha}}(m)$
0.019	0.02	0.039	0.01	0.049	0.21
N(KN)			$M_{\underline{\alpha}}^4(\text{KN.m})$		
838.52			175.159		

**Tableau V. 20 :** Calcul du moment fictif du poteau (40\*40) cas 01.

$$e_0 = 0.019 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.04 = 0.16 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section ;

N : est un effort de compression ;

Poteau (40*40)		
$M_{\pm Cr}^-$ (N. m)	$M_{\pm Cr}^{\text{sau}}$ (N. m)	condition
93.17	232.65	vérifiée

**Tableau V. 21** : vérification de la section du poteau (40\*40) cas 01.

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple

$M_{\pm}^-$ (KN. m)	$\mu$			$A_{\pm}^-$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cal}}^-$ (cm <sup>2</sup> )
175.159	0.238	0.345	0.862	16.22	0

**Tableau V. 22** : calcul de ferrailage pour le poteau (40\*40) cas 01.

➤ **Cas 02 :**

Avec la combinaison (G + Q + E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\text{max}} = 129.40 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 115.79 \text{ KN})$$

$e_{\pm}^-$ (m)	$e_{\pm Cr}^-$	$e_{\pm Cr}^-$	$e_{\pm}^-$ (m)	e (m)	$e_{\pm}^-$ (m)
1.12	0.02	1.14	0.01	1.15	1.31
N (KN)			$M_{\pm}^-$ (KN. m)		
115.79			151.64		

**Tableau V. 23** : Calcul du moment fictif du poteau (40\*40) cas 02.

$$e_0 = 1.12 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.4}{2} - 0.04 = 0.16 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section ;

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple.

$M_{\pm}^-$ (KN. m)	$\mu$			$A_{\pm}^-$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{cal}}^-$ (cm <sup>2</sup> )
151.64	0.135	0.181	0.927	11.35	8.46

**Tableau V. 24** : calcul de ferrailage pour le poteau (40\*40) cas 02.

➤ **Cas 03 :**

Avec la combinaison (0.8G – E<sub>y</sub>) on a :

(N<sub>min</sub> = 9.69 KN ; M<sub>corr</sub> = 60.61 KN.m)

$e_{\alpha}^-(m)$	$e_{\alpha}^-(cm)$	$e_{\alpha}^-(m)$	$e_{\alpha}^-(cm)$	e(m)	$e_{\alpha}^-(m)$
6.25	0.02	6.27	0.01	6.28	6.44
N(KN)			M <sub>α</sub> <sup>-</sup> (KN.m)		
9.69			62.45		

**Tableau V. 25 :** Calcul du moment fictif du poteau (40\*40) cas 03.

Donc, on dit que la section est partiellement comprimée.

On calcul en flexion simple

M <sub>α</sub> <sup>-</sup> (KN.m)	μ			$A_{s}^-(cm^2)$	$A_{s,cal}^-(cm^2)$
62.45	0.06	0.07	0.971	4.46	4.22

**Tableau V. 26 :** calcul de ferrailage pour le poteau (40\*40) cas 03.

Section de ferrailage (cm <sup>2</sup> ) Poteau (40*40)				
$A_{s,cal}^-(max)$	$A_{s,RPA}$	$A_{s,BAEL}^-(f_{ct})$	$A_{s,Po}$	$A_{s,(adop)}$
8.46 cm <sup>2</sup>	12.8 cm <sup>2</sup>	1.739 cm <sup>2</sup>	12.8 cm <sup>2</sup>	4HA16+4HA14=14.20 cm <sup>2</sup>

**Tableau V. 27 :** Section de ferrailage du poteau (40\*40).

### V.2.3.2. Vérification à l'état limite de service :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 2)})$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; \mu = 0.07 ; A = 1600 \text{ cm}^2 ; A_s = 20.61 \text{ cm}^2$$

$$d = 36 \text{ cm} ; c = 4.5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{77.84}{600.88} = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

Poteau (40*40)					
e(cm)		S(cm <sup>2</sup> )		X <sub>G</sub> (cm)	
13		1909.15		-2.59	
σ <sub>sup</sub> (Mpa)		σ <sub>inf</sub> (Mpa)		condition	
12.42		15		vérifiée	

**Tableau V. 28 :** vérification à l'ELS du poteau (40\*40).

### V.2.3.3. Armatures transversales :

#### ➤ Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 64.90 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{64.90 \times 10}{40 \times 36} = 0.45 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{b}; 5\text{Mpa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33\text{Mpa}; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.33\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ Calcul d'armature transversal :

Selon **RPA99** les armatures transversales des poteaux sont calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\tau_u \times V_u}{h_1 \times f}$$

#### ➤ Condition d'espacement : d'après RPA99 (7.4.2.2) :

$$\text{En zone courante : } t' \leq 15\phi_l = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$$

$$\text{En zone nodale : } t = \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.4; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

#### - BAEL91 : (Art A.8.1, 3) :

L'espacement des armatures transversales est au plus égal à :

$$S_t = \min(15 \times 1.4; 40 \text{ cm}; 40 + 10) = \min(21 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 50 \text{ cm})$$

$$S_t = 21 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

$$t = \frac{1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

➤ **Zone nodale:**

$$g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 266}{40} = 4.655 < 5$$

$$= 3.75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\sigma \times V_u}{h_1 \times f} \Rightarrow A_t = \frac{\sigma \times V_u \times t}{h_1 \times f} = \frac{3.75 \times 64.90 \times 10 \times 10}{40 \times 400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale  $\left( \frac{A_t}{t} \times b_1 \right)$  est donnée par :

Par l'interpolation si  $3 < g < 5$

$$\begin{cases} 0.3\% \rightarrow \lambda_g = 5 \\ x\% \rightarrow g = 4.655 \Rightarrow x = 0.386\% \\ 0.8\% \rightarrow \lambda_g = 3 \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.386\% \Rightarrow A_t = 0.386\% \times t \times b_1 = 0.386\% \times 10 \times 40 = 1.544 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination de la zone nodale :**

$$h = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{266}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$N^{br}(\text{espacement}) = \frac{h}{t} = \frac{60}{10} = 6 \Rightarrow N^{br}(\text{barres}) = 6 + 1 = 7$$

$$\text{On prend : } A_t = 7 \text{ HA } 8 = 3.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante :**

$$g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 266}{40} = 4.655 < 5$$

$$= 3.75$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\sigma \times V_u}{h_1 \times f} \Rightarrow A_t = \frac{\sigma \times V_u \times t}{h_1 \times f} = \frac{3.75 \times 64.90 \times 10 \times 15}{40 \times 400} = 2.28 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimale  $\left( \frac{A_t}{t} \times b_1 \right)$  est donnée par :

Par l'interpolation si  $3 < g < 5$

$$\begin{cases} 0.3 \% \rightarrow \lambda_g = 5 \\ x \% \rightarrow g = 4.655 \Rightarrow x = 0.386\% \\ 0.8 \% \rightarrow \gamma_g = 3 \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.386\% \Rightarrow A_t = 0.386\% \times t \times b_1 = 0.386\% \times 15 \times 40 = 2.316 \text{ cm}^2$$

$$h(\text{courante}) = h - 2h' = 266 - 120 = 146 \text{ cm}$$

$$N^{\text{br}}(\text{espacement}) = \frac{h}{t} = \frac{146}{15} = 10 \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = 10 + 1 = 11$$

$$\text{On prend : } A_t = 11 \text{ HA } 8 = 5.53 \text{ cm}^2$$

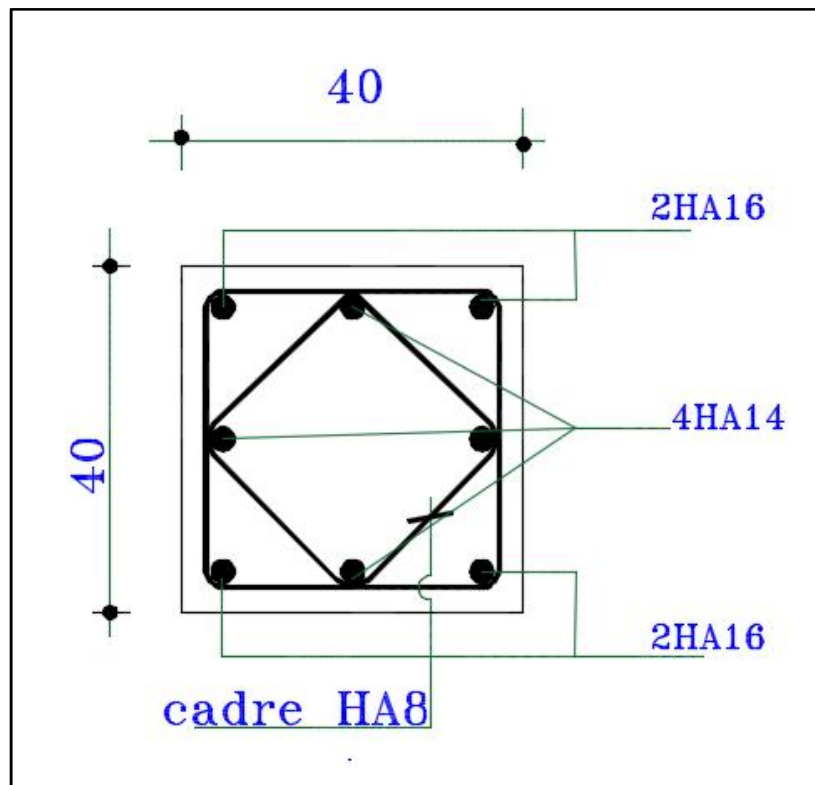
➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r^{\text{min}} = 40 \times L_{\text{min}} = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur de :

$$10 t = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure V. 9 : ferrailage du poteau (40\*40)**

### **V.3. Etude des voiles :**

#### **Introduction :**

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

#### **1. Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

#### **2. Principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales ;
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).

#### **3. Combinaison :**

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99**) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes:

- $1,35G + 1,5 Q$
- $G + Q + E$

➤ 0.8G ± E

#### **4. Calcul de l'effort limite ultime :**

##### **Voile non armé :**

$$N_{u,lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

##### **Voile armé :**

$$N_{u,lim} = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_s}{s} \right]$$

$$= \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda < 50$$

$$= 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda < 70$$

$$B_r = (L - 2) \times (a - 2)$$

$$= \frac{L_f}{12} \times \left( \frac{L_f}{a} \right)$$

L : longueur du mur (voile)

a : Épaisseur du mur (voile)

#### **5. La contrainte limite ultime :**

On doit vérifiée que :  $\sigma_u \leq \sigma_{u,lim}$

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \times L}$$

#### **6. Type d'armatures :**

##### **a) Armatures verticales Article (7.7.4.1) :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par l'RPA 99 et décrites ci-dessous :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20%, de section horizontale du béton tendu.

➤ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles ;

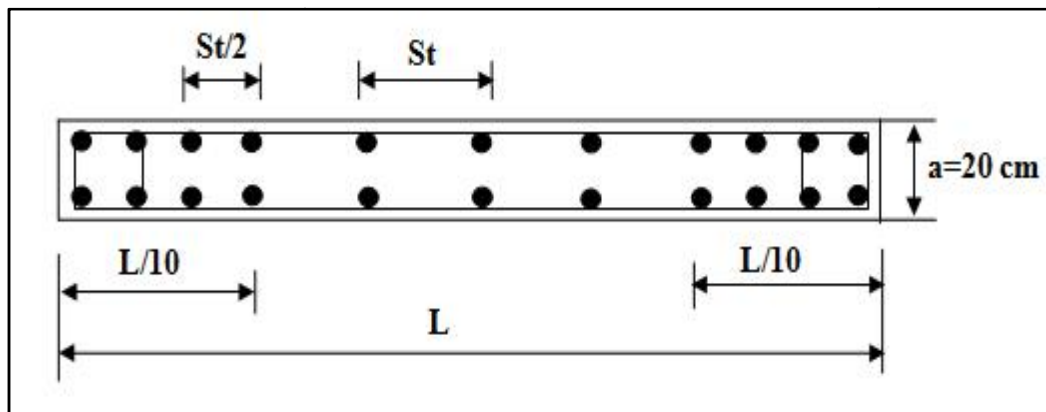
➤ À chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm

$$S_t \leq 15\text{cm} ;$$

➤ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

En zone d'about :  $S_{ta} = S_t/2$



**Figure V. 10 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**b) Les armatures horizontales Article (A7.7.4.2) :**

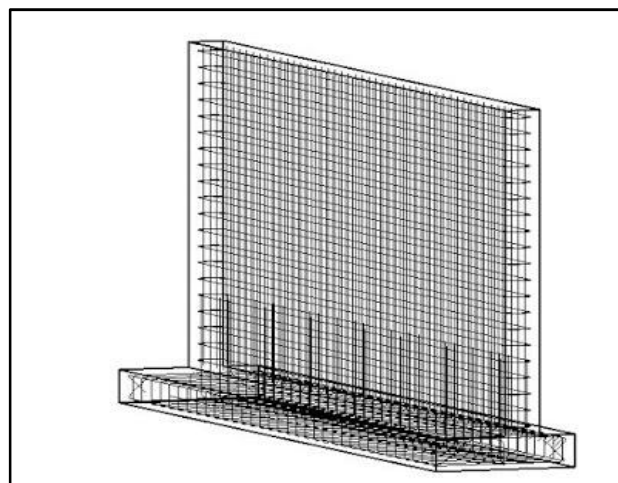
Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à ( $135^\circ$ ) ayant une longueur de 10. Dans le cas où il existerait des talons

de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### **7. Règles communes Article (7.7.4.3):**

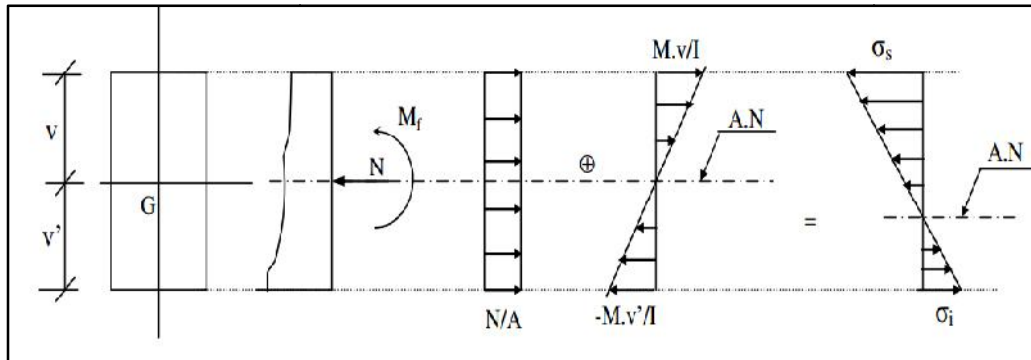
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est de :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 % ;
  
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :  
 $S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$
  
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $(1/10)a$  ;
  
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40  $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - 20  $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.



**Figure V. 11 : ferrailage d'un voile.**

## 8. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :



**Figure V. 12 :** méthode des contraintes.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Pour une section rectangulaire :

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12}$$

### Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

V Et V' : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

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

Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.15 \times a \times L$$

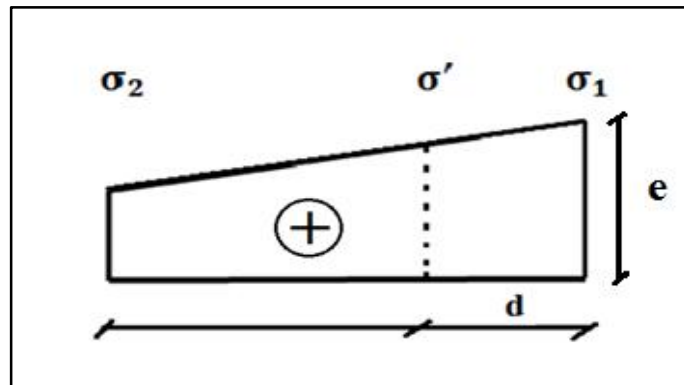


Figure V. 13 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

### 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$  On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si :  $A_v < A_{\min} = 0.15 \times a \times L$  , on ferraille avec la section minimale ;
- Si :  $A_v > A_{\min}$  , on ferraille avec  $A_v$ .

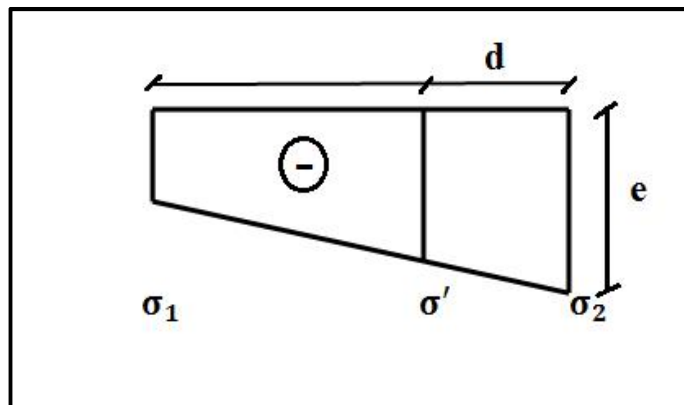
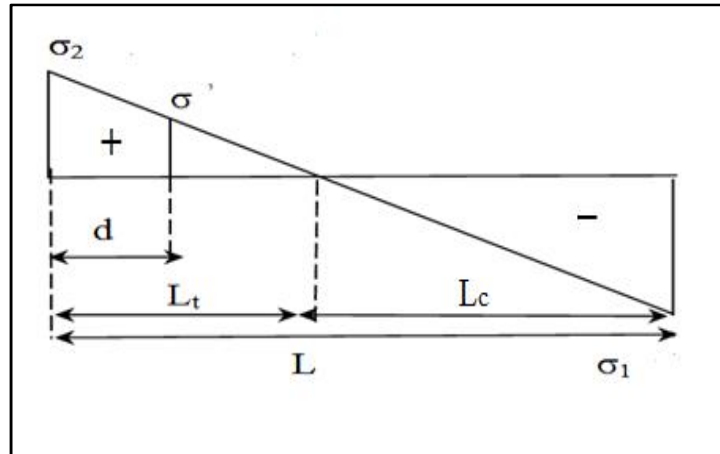


Figure V. 14 : diagramme d'une section entièrement tendue.

### 3<sup>ème</sup> cas:

Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.



**Figure V. 15 :** diagramme d'une section partiellement comprimée.

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes ( $d$ ) est donnée par la formule :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \quad \text{RPA(art 7.7.4)}$$

$L_t$ : la longueur de la zone comprimée

$h_e$ : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$$L_c = \frac{\sigma_1}{1 + \tau_2} L$$

$L_t$ : longueur tendue.

$$L_t = L - L_c$$

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue ( $L_t$ ) en utilisant les triangles semblables:

$$\tan \alpha = \frac{-1}{L - L_t} = \frac{2}{L_t} \Rightarrow 1L_t = 2(L - L_t)$$

$$L_t = \frac{\sigma_1}{1 + \tau_2} \times L$$

### **V.3.1. Ferrailage :**

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 4482.22 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 191.87 \text{ KN.m})$$

Avec la combinaison (0.8G – E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\max} = 3951.96 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 3689.63 \text{ KN})$$

### V.3.1.1. Calcul des armatures verticales :

#### ➤ Cas 01 :

Avec la combinaison (1.35G + 1.5Q) on a :

$$(N_{\max} = 4482.22 \text{ KN} ; M_{\text{corr}} = 191.87 \text{ KN.m})$$

$$L = 3.95 \text{ m} ; c(\text{l'enrobage}) = 5 \text{ cm} ; d = L - c = 395 - 5 = 390 \text{ cm} = 3.9 \text{ m}$$

#### a. Calcul de l'effort limite ultime :

$$B_r = (L - 2) \times (e - 2) = (395 - 2) \times (20 - 2) = 7074 \text{ cm}^2$$

$$= \sqrt{12} \times \left(\frac{L_f}{e}\right) = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.2} = 37.10$$

$$= 37.10 < 50 \Rightarrow = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{37.10}{35}\right)^2} = 0.69$$

#### - Voile non armé :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.69 \times \frac{7074 \times 10^{-1} \times 25}{0.9 \times 1.5} = 9091.83 \text{ KN}$$

$$N_u = 4482.22 \text{ KN} < 9091.83 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

#### b. La contrainte limite ultime :

$$u_{, \text{lim}} = \frac{N_{u, \text{lim}}}{a \times L} = \frac{9091.83}{0.2 \times 3.95} = 11508.64 \text{ KN/m}^2$$

$$u = \frac{N_u}{a \times L} = \frac{4482.22}{0.2 \times 3.95} = 5673.70 \text{ KN/m}^2$$

$$u < u_{, \text{lim}} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} + \frac{6 \times M}{e \times L^2} = \frac{4482.22 \times 10^3}{0.20 \times 3.95 \times 10^6} + \frac{6 \times 191.87 \times 10^6}{0.20 \times 3.95^2 \times 10^9}$$

$$1 = 6.04 \text{ Mpa}$$

$$2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} - \frac{6 \times M_A}{e \times L^2} = \frac{4482.22 \times 10^3}{0.20 \times 3.95 \times 10^6} - \frac{6 \times 191.87 \times 10^6}{0.20 \times 3.95^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_2 = 5.30 \text{ Mpa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$L_t = 0 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times a \times L_t = 0.002 \times 20 \times 0 = 0 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99 (art 7.7.4.3) on a :

La section globale :

$$A_{\min} \geq 0.15\% \times a \times L$$

$$A_{\min} \geq 0.0015 \times 20 \times 395 = 11.85 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$0.10\% \times a \times L = 0.001 \times 20 \times 395 = 7.9 \text{ cm}^2$$

### ➤ Cas 02 :

Avec la combinaison (0.8G - E<sub>y</sub>) on a :

$$(M_{\max} = 3951.96 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 3689.63 \text{ KN})$$

$$L = 5.35\text{m} ; c(\text{l'enrobage}) = 5 \text{ cm} ; d = L - c = 535 - 5 = 530 \text{ cm} = 5.30$$

#### a. Calcul de l'effort limite ultime :

$$B_r = (L - 2) \times (e - 2) = (535 - 2) \times (20 - 2) = 9594 \text{ cm}^2$$

$$= \sqrt{12} \times \left(\frac{L_f}{e}\right) = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.2} = 37.10$$

$$= 37.10 < 50 \Rightarrow \lambda = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{37.10}{35}\right)^2} = 0.69$$

Voile non armé :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.618 \times \frac{9594 \times 10^{-1} \times 25}{0.9 \times 1.5} = 12330.65 \text{ KN}$$

$$N_u = 4482.22 \text{ KN} < 12330.65 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

#### b. La contrainte limite ultime :

$$\sigma_{u, \text{lim}} = \frac{N_{u, \text{lim}}}{a \times L} = \frac{12330.65}{0.2 \times 5.35} = 11523.97 \text{ KN/m}^2$$

$$u = \frac{N_u}{a \times L} = \frac{4482.22}{0.2 \times 5.35} = 4188.99 \text{ KN/m}^2$$

$u < u_{lim}$  ... condition vérifiée

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} + \frac{6 \times M}{e \times L^2} = \frac{3689.63 \times 10^3}{0.20 \times 5.35 \times 10^6} + \frac{6 \times 3951.96 \times 10^6}{0.20 \times 5.35^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_1 = 7.59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} - \frac{6 \times M_A}{e \times L^2} = \frac{3689.63 \times 10^3}{0.20 \times 5.35 \times 10^6} - \frac{6 \times 3951.96 \times 10^6}{0.20 \times 5.35^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_2 = -0.69 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule l'effort de traction et celui de compression dans chaque zone.

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right) = \min\left(\frac{3.06}{2} ; \frac{2}{3} \times 4.90\right) = \min(1.53 ; 3.27) = 1.53 \text{ m}$$

$L_c$ : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{7.59}{7.59 + 0.69} \times 5.35 = 4.90 \text{ m}$$

$L_t$ : longueur tendue.

$$L_t = L - L_c = 5.35 - 4.90 = 0.45 \text{ m}$$

$L_t < d \Rightarrow$  on utilise la longueur de la partie tendue ( $L_t$ ) pour le calcul de ferrailage.

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_2 \times e \times L_t = 0.69 \times 1000 \times 0.20 \times 0.45 = 62.1 \text{ KN}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{F_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{62.1 \times 10}{\left(\frac{400}{1}\right)} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$L_t = 0.45 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times a \times L_t = 0.002 \times 20 \times 45 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc on prend dans la zone tendue :  $A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{minRPA}}) = \max(1.55 ; 1.8)$

$$A = 1.8 \text{ cm}^2$$

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min} \geq 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 20 \times 535 = 16.05 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$h' = h - 2L_t = 5.35 - 2 \times 0.45 = 4.45 \text{ m}$$

$$A_{\min} \geq 0.10\% \times a \times h' = 0.0010 \times 20 \times 445 = 8.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } S_t = \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$L_2 = L - 2L_1 = 535 - 2 \times 53 = 429 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N^{\text{br}}(\text{espacements}) = \frac{L_2}{S_t} = \frac{429}{20} = 21.45$$

$$\text{On prend : } N^{\text{br}}(\text{espacements}) = 22$$

$$\Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = N^{\text{br}}(\text{espacements}) + 1 = 22 + 1 = 23$$

La zone d'about :

$$\frac{S_t}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L}{10} = \frac{535 - 5}{10} = 53 \text{ cm} \Rightarrow N^{\text{br}}(\text{espacements}) = \frac{L_1}{S_t} = \frac{53}{10} = 5.3$$

$$\text{On prend : } N^{\text{br}}(\text{espacements}) = 6$$

$$\Rightarrow N^{\text{br}}(\text{barres}) = N^{\text{br}}(\text{espacements}) + 1 = 6 + 1 = 7$$

Le diamètre :

$$\frac{1}{10}a = \frac{1}{10} \times 200 = 20 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } = 12 \text{ mm}$$

Zone courante :

$$A_2 = 23 \text{ HA } 12 = 26.01 \text{ cm}^2$$

La zone d'about :

$$A_1 = 7 \text{ HA } 12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 7.92 + 26.01 = 41.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 41.85 \text{ cm}^2 > A_{\min}(\text{globale}) = 16.05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

### **V.3.1.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**

#### **a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

##### **➤ RPA 99 VERSION 2003 :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

- La contrainte de cisaillement est :

$$b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$b = \frac{1.4 \times V}{b_0 \times d}$$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.  $V = 1227.61 \text{ KN}$

$b_0$  : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$b = \frac{1.4 \times 1227.61 \times 10^3}{200 \times 5300} = 1.62 \text{ Mpa} \quad \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

##### **➤ Règles BAEL 91 révisées 99 : (art A.5.1, 21) :**

$$u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28} ; 5\text{Mpa})$$

$$u = \frac{1227.61 \times 10^3}{200 \times 5300} = 1.16 \text{ Mpa} \quad \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifié}$$

#### **b. Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :**

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{u - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.8 \times f \left( \cos^2 + \sin^2 \right)}$$

$k = 0$  : En cas de fissuration jugé très préjudiciable et en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise ;

$k = 1$  : En flexion simple, sans reprise de bétonnage ;

$k = 1 + 3 \sigma_{cm}/f_{c28}$  : En flexion composée avec N est un effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$  : En flexion composée avec N est un effort de traction.

$\sigma_{tm}, \sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a une reprise de bétonnage, donc on prend  $k = 0$ .

On utilise des cadres droites :

$$= 0 \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{u - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.8 \times f_{tj} (\cos \alpha + \sin \alpha)} \Rightarrow A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k) \times (b_0 \times S_t)}{0.8 \times f_{tj} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$A_t = \frac{(1.16 - 0.3 \times 2.1 \times 0) \times (20 \times 20)}{0.8 \times 400 \times 1} = 1.45 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Le pourcentage minimum d'armatures :

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de : (**Art 7.7.3.3**)

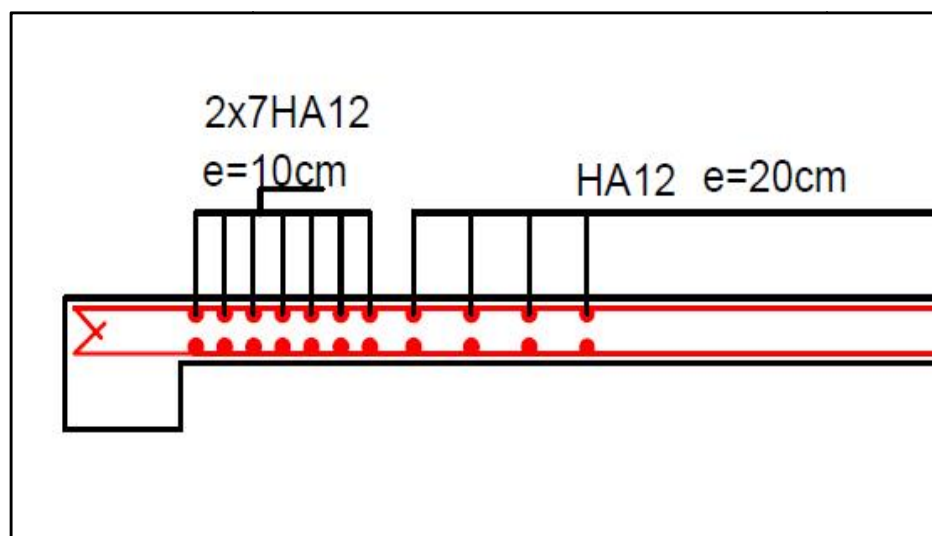
0.15% de la section du voile considérée si :  $b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25% de la section du voile considérée si :  $b > 0.025 f_{c28}$

On a  $\tau_b = 1.62 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

$A_{\min} \geq 0.25\% \times a \times h = 0.0025 \times 20 \times 266 = 13.3 \text{ cm}^2$

#### Schéma de ferrailage :



**Figure V. 16 :** ferrailage du voile

# **CHAPITRE VI**

## **Etude Thermique**

## **VI. Etude thermique :**

### **Introduction :**

#### **- D'après les règles de conception et de calcul des structures en béton armé [CBA 93 (article B.5.1)] :**

La vérification de l'ouvrage se fait pour le bâtiment dépassant les trente mètres 30m dans les wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TELEMENEN qui rentrent dans la catégorie suivante ;

25 m dans les autres wilayas du tell, et hauts plateaux et de l'atlas Saharien ;

20 m dans le moyen sud et l'extrême sud.

#### **- D'après le CBA 93 (article A.3.1.3.3) on a :**

A défaut de justification plus précise on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

En Algérie du nord (climat tempéré) :  $35^{\circ}\text{C}$  et  $-15^{\circ}\text{C}$

Pour le proche et le moyen sud :  $45^{\circ}\text{C}$  et  $-20^{\circ}\text{C}$

Pour l'extrême sud :  $50^{\circ}\text{C}$  et  $-30^{\circ}\text{C}$

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre  $+10^{\circ}\text{C}$  et  $25^{\circ}\text{C}$ ) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à  $10^{-5}$ . Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton le module de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées. Dans le cas où il serait nécessaire de tenir compte des effets d'un gradient thermique, les valeurs représentatives de cette action sont introduites conformément aux textes en vigueur ou à défaut aux stipulations du marché.

### **VI.1. Ferraillage des poutres :**

En comparant le ferraillage sous l'effet du séisme et celui sous l'effet de la température.

On trouve les moments max en travée et sur appui par la combinaison suivante :

$$1.35G + 1.5Q + 0.8T$$

poutres	Section d'armature	
	$M_{\underline{\quad}}$	$M_{\overline{\quad}}$
principales	75.81	102.30
croisées	104.50	167.23
secondaires	60.54	29.12

Tableau VI. 1 : les sollicitations dans les poutres

**On utilise l'EXPERT pour le calcul de ferrailage :****VI.1.1. Les poutres principales :**➤ **En travée :**

$$M_t = 75.81 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{cal}}(\text{température}) = 5.711 \text{ cm}^2 < A_s(\text{séisme}) = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 6 \text{ HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$$M_a = 102.30 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{cal}}(\text{température}) = 7.891 \text{ cm}^2 < A_s(\text{séisme}) = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA 14} + 3 \text{ HA 12} = 8.01 \text{ cm}^2$$

**VI.1.2. Les poutres croisées :**➤ **En travée :**

$$M_t = 104.50 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{cal}}(\text{température}) = 8.077 \text{ cm}^2 > A_s(\text{séisme}) = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA 16} + 2 \text{ HA 12} = 8.29 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$$M_a = 167.23 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{cal}}(\text{température}) = 13.794 \text{ cm}^2 > A_s(\text{séisme}) = 14.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA 20} + 3 \text{ HA 14} = 14.04 \text{ cm}^2$$

**VI.1.3. Les poutres secondaires :****➤ En travée :**

$$M_t = 60.54 \text{ KN. m}$$

$$A_{\text{cal}}(\text{température}) = 5.134 \text{ cm}^2 < A_s(\text{séisme}) = 10.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA } 16 + 3 \text{ HA } 14 = 10.65 \text{ cm}^2$$

**➤ Sur appui :**

$$M_a = 29.12 \text{ KN. m}$$

$$A_{\text{cal}}(\text{température}) = 2.391 \text{ cm}^2 < A_s(\text{séisme}) = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA } 16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

# **CHAPITRE VII**

## **Etude De L'infrastructure**

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

### **VII.1. Étude des longrines :**

#### **Introduction :**

Les longrines sont généralement des éléments en béton armé, qui sont coulés sur le sol et qui servent à relier les Fondations superficielles ou les semelles sur pieux ainsi que les amorces poteaux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments.

#### **VII.1.1. Pré dimensionnement :**

D'après le règlement **RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)** les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol.

- (25 × 30): sites de catégorie  $S_3$

#### **Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister a la traction sous l'action d'une force égale à :**

$$F = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticale de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

$$S_3, \text{ zone IIa} \Rightarrow \alpha = 12$$

$$N_u = 3041.48 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 2174.38 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F = \frac{3041.48}{12} = 253.46 \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifie}$$

**VII.1.2. Ferrailage des longrines :****A. Calcul des armatures longitudinales :**

La section d'armature obtenue par :  $A = \max (A_u, A_{BAEL}, A_{RPA})$

**- Condition de non fragilité :**

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f}$$

**- Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (Art : 10.1.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.6% en toute section.

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h \approx 27 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 27 \text{ cm} \quad \text{et} \quad c(\text{l'enrobage}) = 3 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{253.46}{348} = 0.728 \text{ cm}^2$$

**Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 :**

$$A_{min} = 0.6\%(25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité : BAEL91 (art4.2.1) :**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

**B. Vérification à l'état limite de service :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right) \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 33)})$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right) = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$  (Pour les armatures à haute adhérence)

$$\sigma_s = \frac{N_{ser}/\alpha}{A_s} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow A_s = \frac{N_{ser}/\alpha}{\bar{\sigma}_s} = \frac{(2174.38 \times 10^3)/12}{201.63} = 8.99 \text{ cm}^2$$

Section de ferrailage (cm <sup>2</sup> ) Longrine (25*30)					
$A_u$	$A_{s(RPA)}$	$A_{s(AEL)}$	$A_{ser}^{(cm)}$	$A_s^{rin}$	$A_{(adop)}$
0.728 cm <sup>2</sup>	4.5 cm <sup>2</sup>	0.82 cm <sup>2</sup>	8.99 cm <sup>2</sup>	8.99 cm <sup>2</sup>	4HA16+2 HA12=10.3 cm <sup>2</sup>

**Tableau VII. 1** : calcul de ferrailage de la longrine.

### a) Les armatures transversales :

Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2)

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{30}{35}; 1.2; \frac{25}{10}\right) = \min(0.86; 1.2; 2.5) \text{ cm} = 0.86 \text{ cm} \\ &= 12 \text{ mm} \end{aligned}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- Espacement des armatures transversales : (RPA 99 V-2003 article 10.1.1)

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi_1) = \min(20 \text{ cm}; 15 \times 1.2) = \min(20 \text{ cm}; 18) = 18 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

### Calcul des fondations :

#### Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol  $\bar{\sigma}_{sol}$  est égale à 2 bars.

## VII.2. Les Fondations :

### VII.2.1. Choix de type de fondation :

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- Assurer la stabilité de la structure.
- Adopter un choix économique.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

- Dimensionnement à l'E.L.S  $N_{ser} = G + Q$
- Ferrailage à l'E.L.U.  $N_u = 1.35G + 1.5Q$

#### A. Semelle isolé :

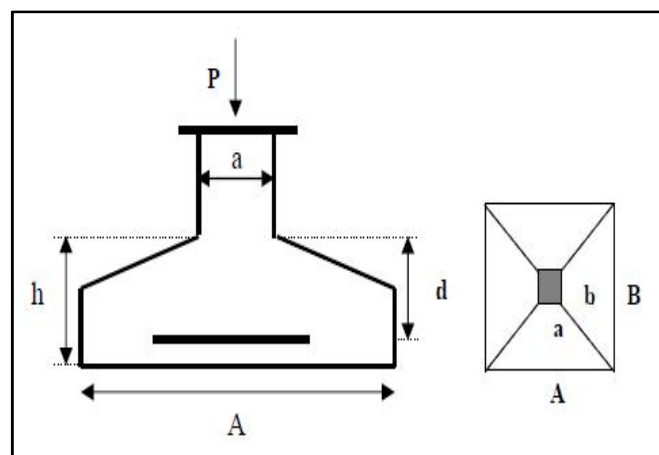
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_u$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1 \Rightarrow A = B$$

$$A^2 \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



**Figure VII. 1 : Semelle isolé.**

On a :

$$N_u = 2174.38 \text{ KN} ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow S \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{2174.38}{200} = 10.87 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles isolée :  $S_{\text{isolé}} = S \times N = 10.87 \times 22 = 239.14 \text{m}^2$

N : nombre des semelles isolés (poteaux)

### **B. Semelles filantes :**

#### **➤ Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$G_{\text{voiles}} = 38296.20 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{voiles}} = 24479.25 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_u}{S} = \frac{G + Q}{S}$$

$$S \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{38296.20 + 24479.25}{200} = \frac{62775.45}{200} = 313.88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{filante}} = 313.88 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$S_{\text{batiment}} = 456.9465 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{S_{\text{isolé}} + S_{\text{filante}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{239.14 + 313.88}{456.9465} = 1.21$$

Faisant le rapport  $S_{\text{semelles}}/S_{\text{batiment}}$ , on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

### **VII.2.2. Radier général :**

#### **Définition :**

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

### **VII.2.2.1. Pré dimensionnement du radier :**

Poids supporté par le radier.

Superstructure  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

$$G = G_{\text{batiment}} + G_{\text{voiles}} + G_{\text{amorce poteau}} + G_{\text{longrine}} + G_{\text{remblai}} = 64572.33 \text{ KN}$$

$$G_{\text{batiment}} = 60606.06 \text{ KN}$$

$$G_{\text{voiles}} = 1033.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{amorce poteau}} = 412.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{longrine}} = 511.01 \text{ KN}$$

$$G_{\text{remblai}} = 2009.26 \text{ KN}$$

$$Q = 36188.10 \text{ KN}$$

#### **A. Combinaison d'actions :**

$$\text{E.L.U : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 64572.33 + 1.5 \times 36188.10 = 141454.796 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = G + Q = 64572.33 + 36188.10 = 100760.43 \text{ KN}$$

#### **B. Pré dimensionnement des radiers :**

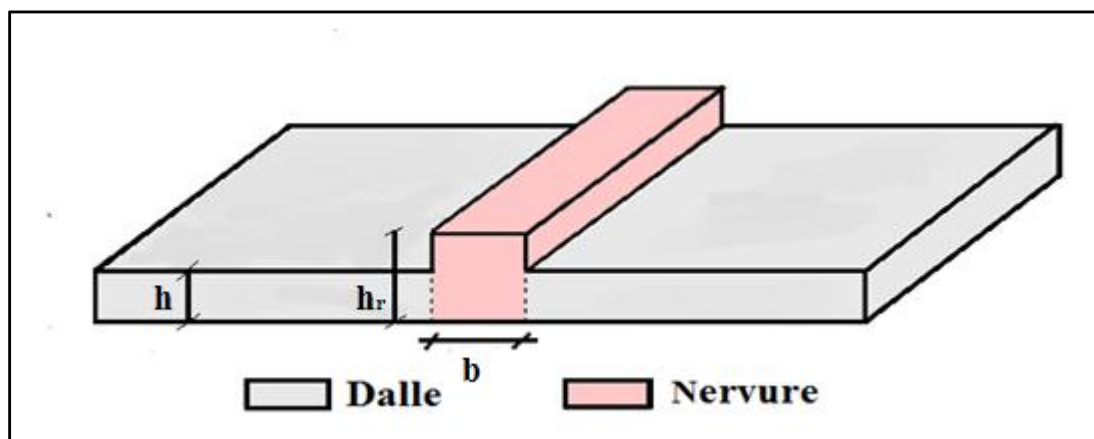


Figure VII. 2 : radier nervuré.

#### **➤ Formule empirique :**

##### **Nervure :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

Avec :

$L_{\max}$  : Distance entre axes des poteaux parallèle aux nervures.

**Dalle :**

$$h_2 \geq \frac{L}{20} = \frac{535}{20} = 26.75 \text{ cm}$$

L : Distance entres axes des poteaux perpendiculaire aux nervures.

➤ **Condition de l'épaisseur minimale :**

$$h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$$

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r < \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{540}{8} \leq h_r < \frac{540}{5} \Rightarrow 67.5 \text{ cm} \leq h_r < 108 \text{ cm}$$

➤ **Condition de la longueur élastique :**

$$L = \left[ \frac{4 \times E \times I}{K \times b} \right]^{1/4} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

E : module de Young ;

b : Largeur de la nervure ;

I : inertie de la section du radier ;

K : la raideur moyenne du sol.

$$I = \frac{bh_r^3}{12} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4} = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{E \times \pi^4}}$$

On prend :  $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

$$E = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.40^4 \times 40000}{32164.195 \times 10^3 \times 3.14^4}} = 0.805 \text{ m}$$

➤ **Condition de cisaillement :**

D'après le BAEL 91 : (article A.5.2, 2) :

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq v_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{b}$$

**D'où :**

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

$b$  : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9h$$

$$b = 1\text{m}$$

**Avec :**

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$v_u = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times d} = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S \times b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{b}$$

$$h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.07 \times f_{c28} \times 2 \times S \times b \times 0.9} = \frac{141454.796 \times 5.4 \times 1.5}{0.07 \times 25 \times 10^3 \times 2 \times 456.9465 \times 1 \times 0.9}$$

$$h_r = 0.796\text{m}$$

**✓ Le choix final :**

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci avant nous amène à choisir une hauteur de la table du radier égale à 80 cm :

$$h_{tr} = 80 \text{ cm}$$

La hauteur de la nervure (= hauteur du radier):  $h_n = 100 \text{ cm}$

**➤ Surface du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $N/S \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$G = G_{\text{batiment}} + G_{\text{voiles}} + G_{\text{amorce poteau}} + G_{\text{longrine}} + G_{\text{remblai}} = 64572.33\text{KN}$$

$$Q = 36188.10 \text{ KN}$$

$$N = N_{\text{ser}} = 100760.43 \text{ KN}$$

$$S_r \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{100760.43}{200} = 503.802 \text{ m}^2 > S_b = 456.9465 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est inférieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + (D \times \text{périmètre}) \Rightarrow D = \frac{S_{\text{radier}} - S_{\text{bâtiment}}}{\text{Périmètre}} = \frac{503.802 - 456.9465}{119.1231}$$

$$D = 0.39 \text{ m}$$

**D'où :**

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(50 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

On prend :  $D = 90 \text{ cm}$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = 456.9465 + (0.90 \times 119.1231) = 564.16 \text{ m}^2$$

### **VII.2.2.2. Vérification :**

#### **1. Vérification de l'effort sous pressions :**

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$W \geq \alpha \times \gamma_w \times Z \times S_r$$

W : poids total du bâtiment à la base du radier

$$W = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{dalle radier}} + G_{\text{voiles}} + G_{\text{amorce poteau}} + G_{\text{longrine}} + G_{\text{nervures}} + G_{\text{remblai}}$$

$$G_{\text{dalle radier}} = 8149.88 \text{ KN}$$

$$G_{\text{nervures}} = 2725.4 \text{ KN}$$

$$W = 75447.61 \text{ KN}$$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis au soulèvement

$$\alpha = 1.5$$

$\gamma_w$  : Densité de l'eau.

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$$

Z : Profondeur de l'infrastructure

$$Z = 3 \text{ m}$$

$S_r$  : Surface du radier  $S_r = 516.51 \text{ m}^2$

$$\alpha \times \gamma_w \times Z \times S_r = 1.5 \times 10 \times 3 \times 516.51 = 23242.95 \text{ KN}$$

$$W = 75447.61 \text{ KN} > \alpha \times \gamma_w \times Z \times S_r = 23242.95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**Vérification :**

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \geq \frac{N}{S_r} = \frac{W + Q}{S_r} = \frac{75447.61 + 36188.1}{564.16} = 197.88 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

## 2. Vérification au poinçonnement :

D'après les règles BAEL91 (article A.5.2, 42), la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile ou le poteau le plus sollicité, dans notre cas, le voile est le plus sollicité.

On doit vérifier que:

$$Q_u \leq 0.045 \times \frac{\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ;

$$\mu_c = 2(L + e + 2h_{\text{radier}}) = 2(3.95 + 0.2 + 2 \times 1) = 12.3 \text{ m}$$

L, e : Dimensions du voile.

h : L'épaisseur totale du radier ;

$Q_u$  : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$$0.045 \times \frac{\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times \frac{12.3 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 9225 \text{ KN}$$

Pour un effort normal d'une bande de un mètre linéaire (1ml).

$$\frac{Q_u}{1 \text{ ml}} = \frac{4482.22}{3.95} = 1134.73 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1134.73 \text{ KN} \leq 0.045 \times \frac{\mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 9225 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc le radier résiste au poinçonnement.

### VII.2.2.3. Ferraillage :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f = 400 \text{ Mpa} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$d = 0.9h = 72 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 75 \text{ cm} \quad \text{et } c(\text{l'enrobage}) = 5 \text{ cm}$$

Le radier fonctionne comme un plancher renversé (BAEL Article (B.9.3))

➤ **A l'état limite ultime :**  $q_u$  : contrainte de calcul

$$q_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{S_r} = \frac{1.35 \times 75447.61 + 1.5 \times 36188.10}{564.16}$$

$$q_u = \frac{156136.42}{564.16} = 276.76 \text{ KN/m}^2$$

G = W : Poids total du bâtiment à la base du radier

Le ferraillage se fait en flexion simple, on prend l'élément le plus sollicité.

$$L_x = 370 \text{ cm}$$

$$L_y = 515 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{515} = 0.72$$

Donc la dalle porte dans deux sens.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$q_u = 276.76 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = 197.88 \text{ KN/m}^2$$

Calcul	$\mu_x$	$\mu_y$
Sollicitations à ELU et ELS	0.066	0.467

**Tableau VII. 2 : valeur de  $\mu_x$  et  $\mu_y$ .**

**1. L'état limite ultime :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.066 \times 276.76 \times 3.70^2 = 250.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.467 \times 250.06 = 116.78 \text{ KN.m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

$$M_t + \frac{M + M_w}{2} = 1.25M_0 \Rightarrow 0.75M_0 + \frac{0.5M_0 + 0.5M_0}{2} = 1.25M_0$$

$$\Rightarrow 0.75M_0 + 0.5M_0 = 1.25M_0 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_x$  :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 250.06 = 187.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 250.06 = 125.03 \text{ KN.m}$$

- **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_y$  :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 116.78 = 87.59 \text{ KN.m}$$

- **Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :**

**En travée :**

$$M_{ty} = \frac{M_{tx}}{4} = \frac{187.55}{4} = 46.89 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{ty} = 87.59 \text{ KN.m}$

**Aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = 125.03 \text{ KN.m}$$

**2. L'état limite de service :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.066 \times 197.88 \times 3.70^2 = 178.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.467 \times 178.79 = 83.50 \text{ KN.m}$$

- **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_x$  :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 178.79 = 134.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 178.79 = 89.40 \text{ KN.m}$$

- **Bande de largeur de 1m parallèle à  $L_y$  :**

On prend :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 83.50 = 62.63 \text{ KN.m}$$

- **Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :**

**En travée :**

$$M_{ty} \frac{M_{tx}}{4} = \frac{134.09}{4} = 33.52 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{ty} = 62.63 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = 89.40 \text{ KN.m}$$

**3. La section d'armature obtenue par :  $A = \max(A_u, A_{BAEL})$**

➤ **Condition de non fragilité : BAEL (article B.7.4) :**

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

**Selon x :**

$$A_s \geq 0.0008 \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \times b \times d$$

$$A_s \geq 0.0008 \times \frac{3 - 0.72}{2} \times 100 \times 75 = 6.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

**Selon y :**

$$A_s \geq 0.0008 b \times d$$

$$A_s \geq 0.0008 \times 100 \times 75 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **la section de calcul :**

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta \times d \times s} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b_c \times b \times d^2}$$

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad = 1 - 0.4$$

$$h = 80 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0.9h = 72 \text{ cm} \quad ; \quad \text{on prend: } d = 75 \text{ cm} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u$ (KN.m)	125.03	187.55	125.03	87.59
	0.016	0.02	0.016	0.01
	0.02	0.03	0.02	0.014
	0.992	0.988	0.992	0.994
$A_{\text{cal}}^B$ (cm <sup>2</sup> )	4.83	7.27	4.83	3.37
$A_{s(AEL)}$ (cm <sup>2</sup> )	6.84	6.84	6	6
$A_{s(AE,m)}$ (cm <sup>2</sup> )	6.84	7.27	6	6
$A_{s(adop)}$ (cm <sup>2</sup> )	6HA16=12.06	6HA16=12.06	6HA14=9.24	6HA14=9.24

**Tableau VII. 3 : ferrailage de la dalle du radier.****VII.2.2.4. Vérification à l'état limite de service :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

Dalle pleine : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

**1. État limite d'ouverture des fissures :**

Fissuration préjudiciable.

(BAEL91 (art A. 4. 5, 33)) :

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \left( \frac{d-y}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_{st} = i = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right)$$

## 2. Etat limite de compression du béton :

(BAEL91 (art A.4.5, 2))

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ ).

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \left( \frac{b}{3} \right) y^3 + 15 A(d - y)^2$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_{ser} (N.m)$	89.40	134.09	89.40	62.63
$y (cm)$	14.76	14.76	13.1	13.1
$I (cm^4)$	763705.93	763705.93	605983.77	605983.77
$\frac{I (cm^4)}{\sigma_{st} (MPa)}$	105.78	158.65	136.98	95.96
$\frac{\sigma_{st} (MPa)}{\bar{\sigma}_{st} (MPa)}$	201.63	201.63	201.63	201.63
$\frac{\sigma_{bc} (MPa)}{\bar{\sigma}_{bc} (MPa)}$	1.73	2.59	1.93	1.35
$\frac{\sigma_{bc} (MPa)}{\bar{\sigma}_{bc} (MPa)}$	15	15	15	15
condition	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau VII. 4 : vérification à l'ELS de la dalle du radier.

### VII.2.2.5. Vérification de l'effort tranchant :

Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  tel que :

Fissuration préjudiciable :

Suivant x :

$$V_u = q_u \times \frac{L_x}{2} = 276.76 \times \frac{3.7}{2} = 512.01 \text{ KN}$$

$$u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{512.01 \times 10}{100 \times 75} = 0.68 \text{ Mpa}$$

$$u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$u = 0.68 \text{ Mpa} < u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Suivant y :**

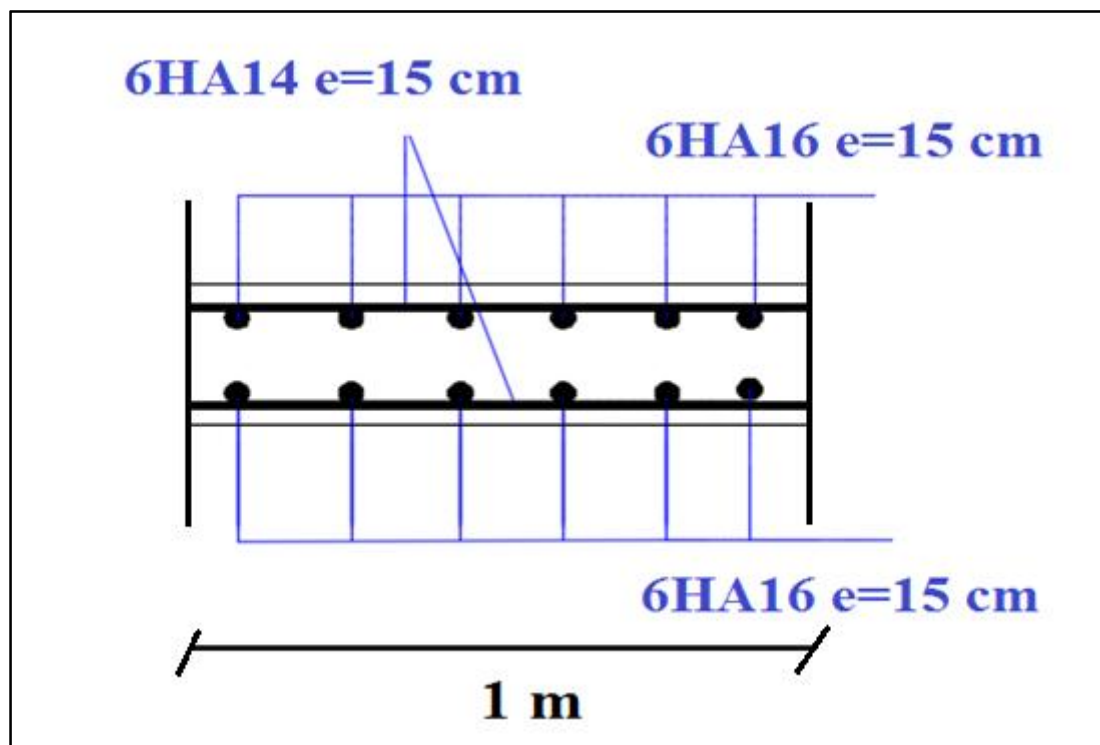
$$V_u = q_u \times \frac{L_y}{2} = 276.76 \times \frac{5.15}{2} = 712.66 \text{ KN}$$

$$u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{712.66 \times 10}{100 \times 75} = 0.95 \text{ Mpa}$$

$$u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$u = 0.95 \text{ Mpa} < u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure VII. 3 :** ferrailage de la dalle du radier

### VII.2.3. Calcul de la nervure :

#### VII.2.3.1. Ferraillage :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire (40\*100) représentée dans la figure Suivante :

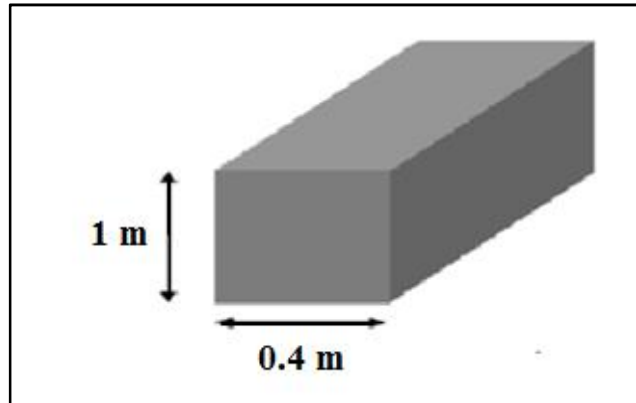
$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 1.5 \quad ; \quad s = 1.15$$

$$d = 0.9h = 90 \text{ cm} \quad \text{on prend:}$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

$$\text{et } c(\text{l'enrobage}) = 5 \text{ cm}$$



**Figure VII. 4 :** section de calcul de nervure

La section d'armature obtenue par :  $A = \max (A_u , A_{BAEL} , A_{RPA})$

Avec :

$A_u$  : Section d'armature calculée en flexion simple l'aide de logiciel EXPERT.

➤ **Condition de non fragilité :**

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f}$$

➤ **Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (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.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinale est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Les armatures sont calculées obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

**B. Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99**

$$A_{\min} = 0.5\%(40 \times 100) = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\%(40 \times 100) = 160 \text{ En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\%(40 \times 100) = 240 \text{ En zone de recouvrement.}$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art4.2.1) :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f} = 0.23 \times 40 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 4.59 \text{ cm}^2$$

nervure (40*100)				
Moment sur appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)
$M_{a \text{ CR}}^{\text{max}}$	$M_{as}$	$M_t^{\text{(max)}}$	$M_{ts}$	$V_{\text{max}}^{<N>}$
503.31	167.53	347.13	246.51	717.63

**Tableau VII. 5 : les sollicitations dans les nervures**

**B. Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91 :****A l'ELU :****➤ Sur appuis :**

Par la combinaison  $1.35G + 1.5Q$  on a :

$$M_a(\text{max}) = 503.31 \text{ KN.m}$$

$$\gamma_{bc} = \left( \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \right) = \left( \frac{0.85 \times 25}{1.5} \right) = 14.2 \text{ Mpa. (BAEL91 (art A. 4. 3, 41))}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{f_t}{s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.739 \times 10^{-3}; \quad E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$I = \frac{3.5}{3.5 + 1000 I} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.739 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 I (1 - 0.4 I) = 0.39$$

$$\mu = \frac{M_a}{\gamma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{503.31 \times 10^3}{14.2 \times 40 \times 95^2} = 0.098$$

$\mu = 0.098 < \mu_l = 0.39 \Rightarrow$  section sans armatures comprimée.

$$s = \frac{f_t}{s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.129$$

$$= 1 - 0.4 \mu = 0.948$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{503.31 \times 10^3}{0.948 \times 95 \times 348} = 16.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{cal} ; A_s(\text{BAEL}) ; A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s \geq \max(16.06 ; 4.59 ; 20) = 20 \text{ cm}^2$$

➤ On prend :  $A_s \approx 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20.61 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :**

Par la combinaison 1.35G + 1.5Q on a :

$$M_t(\text{max}) = 347.13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b_c \times b \times d^2} = \frac{347.13 \times 10^3}{14.2 \times 40 \times 95^2} = 0.068 \quad ; \quad \mu_l = 0.38$$

$\mu = 0.068 < \mu_l = 0.38 \Rightarrow$  section sans armatures comprimées.

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.088$$

$$= 1 - 0.4 \mu = 0.965$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{347.13 \times 10^3}{0.965 \times 95 \times 348} = 10.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{cal} ; A_s(\text{BAEL}) ; A_s(\text{RPA}))$$

$$A_s \geq \max(10.88 ; 4.59 ; 20) = 20 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s \approx 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20.61 \text{ cm}^2$

### **VII.2.3.2. Vérification à l'état limite de service :**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{st} = \sigma = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max\left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)\right) \quad (\text{BAEL91 (art A. 4. 5, 33)})$$

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \left( \frac{d - y}{I} \right)$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL91 (art A.4.5, 2)})$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$$

Position de l'axe neutre ( $A' = 0$ ).

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre

$$I = \left( \frac{b}{3} \right) y^3 + 15 A(d - y)^2$$

	Sur appui	En travée
$M_{ser} (N.m)$	167.53	246.51
$y (cm)$	31.36	31.36
$I (cm^4)$	1663419.599	1663419.599
$\frac{I (cm^4)}{\sigma_{st} (Mpa)}$	96.14	141.47
$\frac{\sigma_{st} (Mpa)}{\bar{\sigma}_{st} (Mpa)}$	201.63	201.63
$\frac{\sigma_{st} (Mpa)}{\sigma_{bc} (Mpa)}$	3.16	4.65
$\frac{\sigma_{bc} (Mpa)}{\bar{\sigma}_{bc} (Mpa)}$	15	15
condition	vérifiée	vérifiée

Tableau VII. 6 : vérification à l'ELS des nervures

### VII.2.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

#### Règles BAEL 91 (art A.5.1, 211)

On doit vérifier que :  $\sigma_u \leq \bar{\sigma}_u$  tel que :

Fissuration peu préjudiciable :

$$V_u = 717.63 \text{KN}$$

$$\sigma_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{717.63 \times 10}{40 \times 95} = 1.89 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right) = \min \left( 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{Mpa} \right) = \min(2.5 \text{Mpa} ; 4 \text{Mpa})$$

$$\sigma_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = 1.89 \text{ Mpa} < \sigma_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**a. Les armatures transversales :**

Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2)

$$s_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{100}{35}; 1.6; \frac{60}{10}\right) = \min(2.86; 1.6; 6) \text{ cm} = 1.6 \text{ cm}$$

$$s_t = 16 \text{ mm}$$

**On prend :**  $s_t = 10 \text{ mm}$

**b. Espacement des armatures transversales : (RPA 99 V-2003 article 7.5.2.2) :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 1.6\right) = \min(25; 19.20) = 19.20 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

**c. Section des armatures transversales :**

➤ **Zone nodale:**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante:**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.40 \text{ cm}^2$$

**d. Vérification des espacements: (Règles BAEL 91 article A.5.1, 22) :**

$$S_t = \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 95; 40 \text{ cm}) = \min(85.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots \dots \dots$  vérifié

➤ **Zone nodale:**

La quantité d'armatures minimale  $\left(\frac{A_t}{b} \times S_t\right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \quad 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t : \frac{0.4 \times S_t \times b}{f} = \frac{0.4 \times 15 \times 40}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

➤ **Zone courante:**

La quantité d'armatures minimale  $\left( \frac{A_t}{b \times S_t} \right)$  est donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \quad 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t : \frac{0.4 \times S_t \times b}{f} = \frac{0.4 \times 20 \times 40}{400} = 0.8 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

e. **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \times h = 2 \times 100 = 200 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la poutre.

$$N^{br}(\text{espacement}) = \frac{L'}{S_t} = \frac{200}{15} = 13.33 \cong 14 \Rightarrow N^{br}(\text{barres}) = 14 + 1 = 15$$

On prend : A<sub>t</sub> = 15 HA 10 = 11.78 cm<sup>2</sup>

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

### **VII.2.3.4.Ancrage des armatures tendues :**

➤ **Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :**

$$s_u = 0.6 \times \tau_s^2 \times f_{tj} \quad \text{BAEL 91 (A.6.1, 21)}$$

$$\tau_s = 1.5 \quad \text{Pour les barres à haute adhérence}$$

$$s_u = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

➤ **Longueur de scellement droit : BAEL 91 (A.6.1, 221) :**

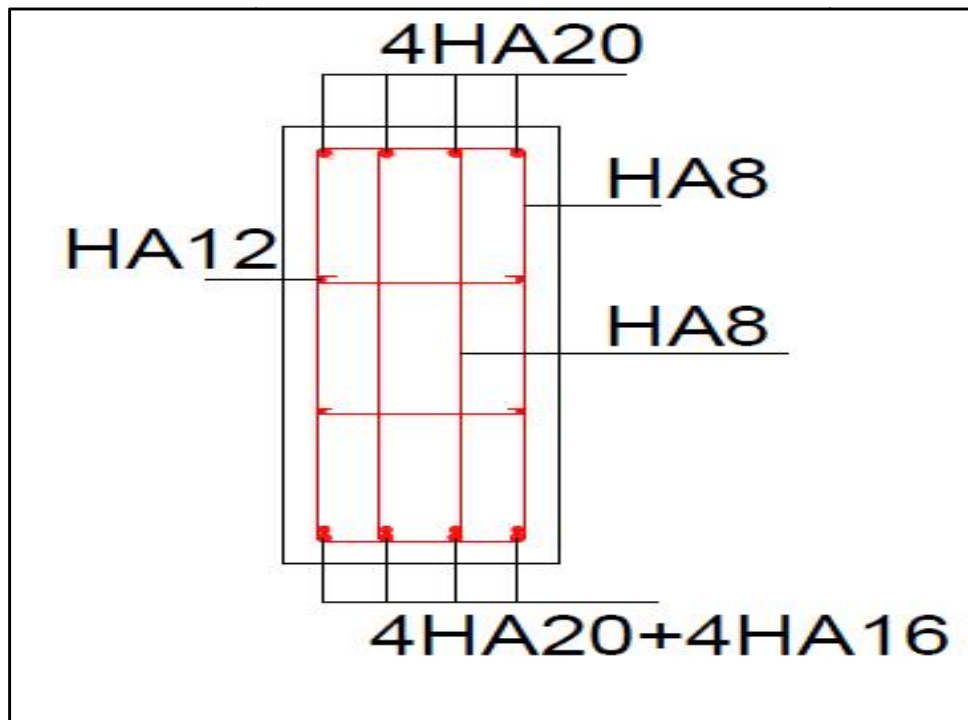
$$L_s = \frac{\sigma_s \times f_e}{4 \times s_u} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_T^{\min} = 40 \times L_{\min} = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

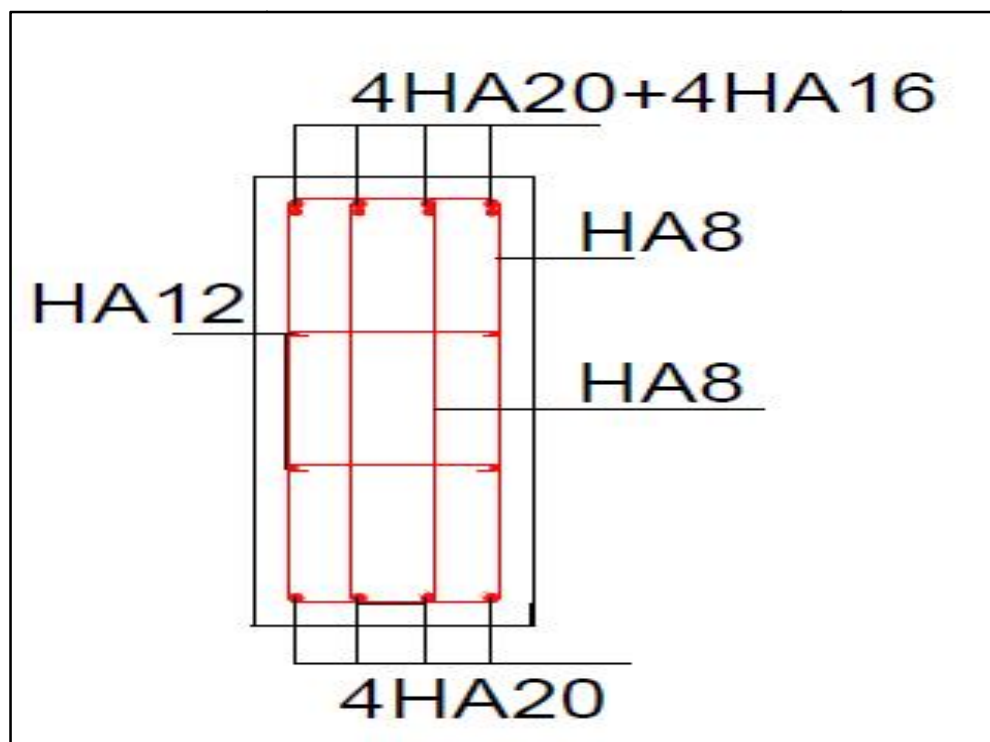
**Disposition des armatures :**

- **En travée :**



**Figure VII. 5 :** ferrailage de la nervure en travée

- **Sur appuis :**



**Figure VII. 6 :** ferrailage de la nervure sur appuis

# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : **RPA99(version2003), DTU Règles BAEL 91( révisées 99)**. La pratique des logiciels comme : **ROBOT, AUTOCAD,....etc.**

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Pour le contreventement et la disposition des voiles ; on constate que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile placée dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Le chantier est un moment d'expérimentation à la fois humaine dans le contact entre les intervenants et matérielle dans la définition physique du projet.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

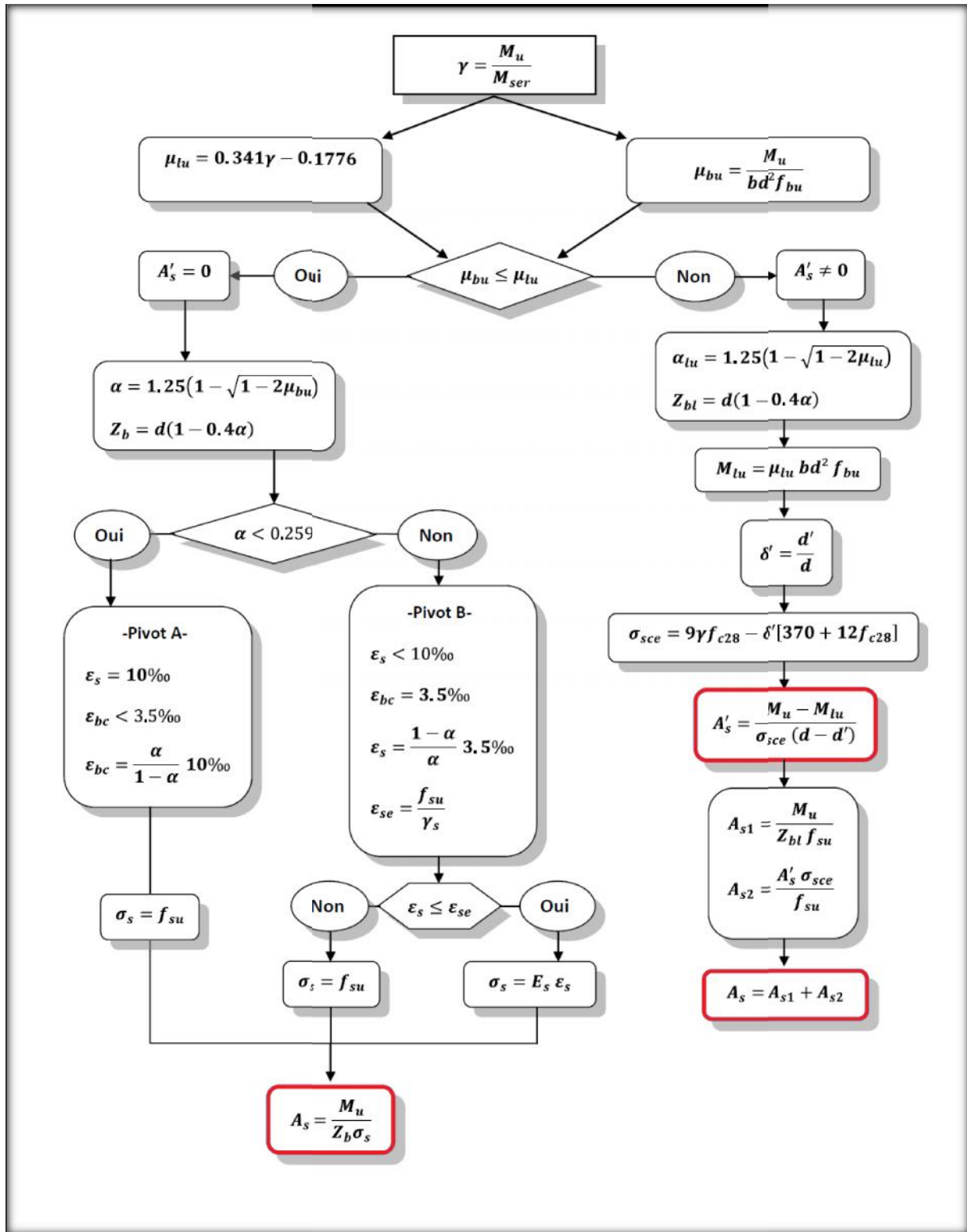
## **Bibliographie :**

- Règles B.A.E.L 91(révisées 99).
- Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 ».
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.
- pratique du B.A.E.L 91.
- CBA 93-Règles Conception et Calcul Structures BA
  
- Thèses des années précédentes
- Cours des années précédentes

## **Logiciels utilisés :**

- AUTOCAD (2015).
- ROBOT(2014).
- EXPERT
- Microsoft Office Word 2007

# Annexes



**Annexe 1 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section Rectangulaire).**

## Vérification à E.L.S

$$M_{ser} ; h ; b ; d=0.9 h ; d'=0.11 h ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} ; A_s ; A_s'$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_c & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left( \frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

y Solution positive de :

$$b y^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s' (y - d')^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} ; \sigma_{bc} = k y ; \sigma_{st} = 15 k (d - y) ; \sigma_{sc} = 15 K (y - d')$$

oui

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &\leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} &\leq \bar{\sigma}_{st} \end{aligned}$$

non

E.L.S vérifiée

Dimensionnement à l'E.L.S

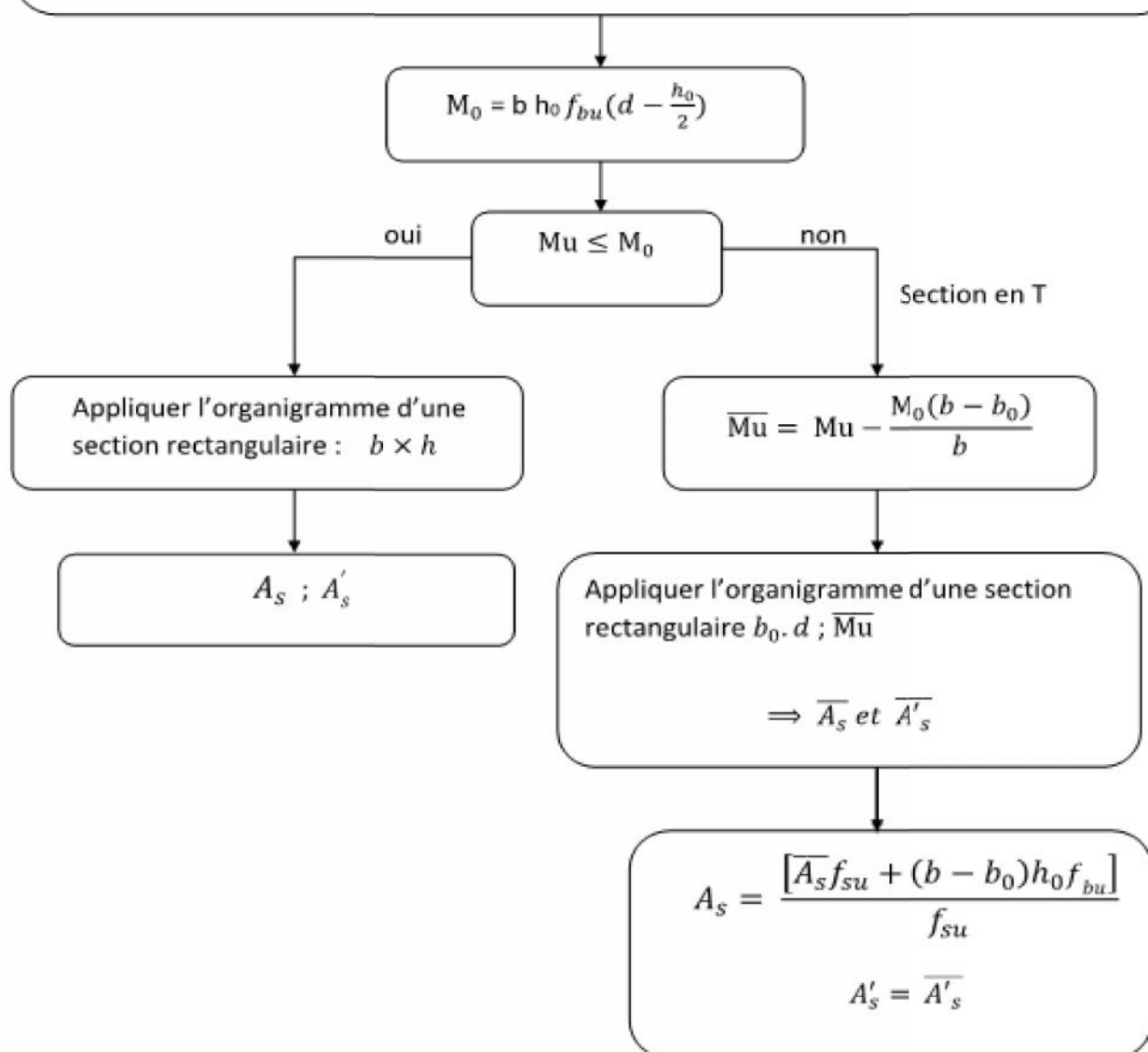
**Annexe 2 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section Rectangulaire).**

## II- Section en T

### Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U

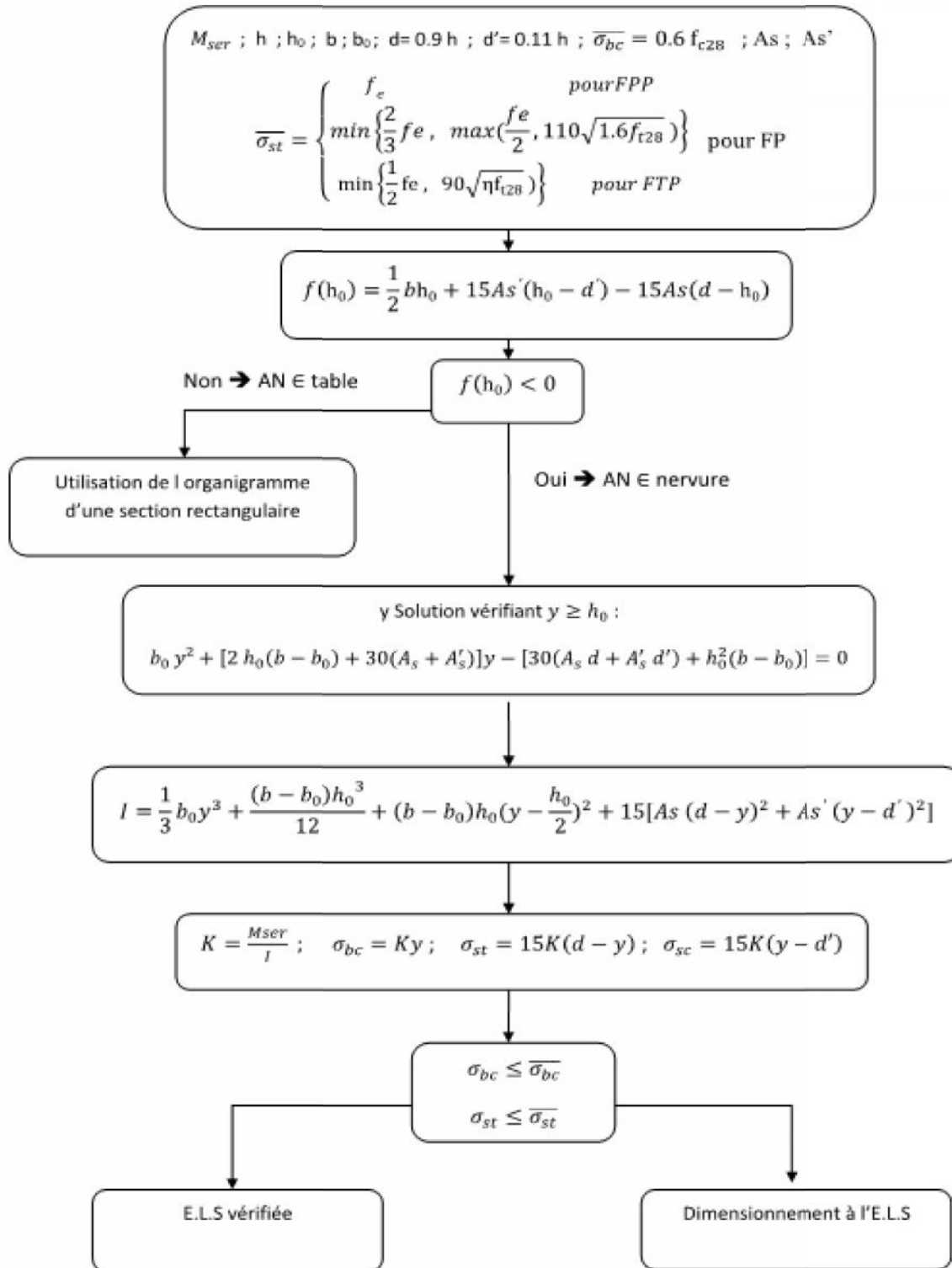
$$\begin{aligned} & M_u ; b ; d = 0.9 h ; b_0 ; h_0 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e \\ \theta = & \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1 h \leq t \leq 24 h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases} \quad \theta \text{ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action} \end{aligned}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

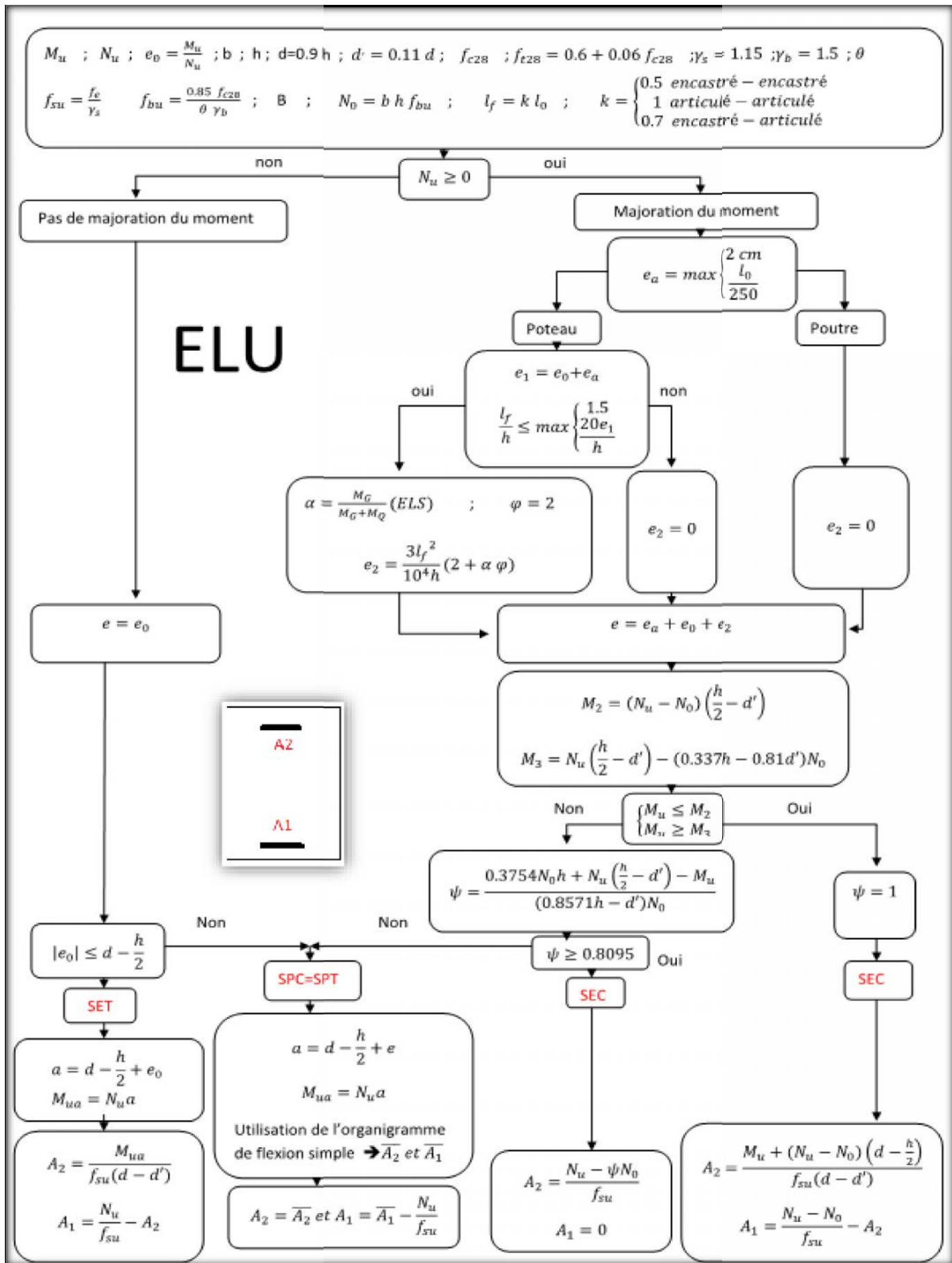


**Annexe 3 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section en T).**

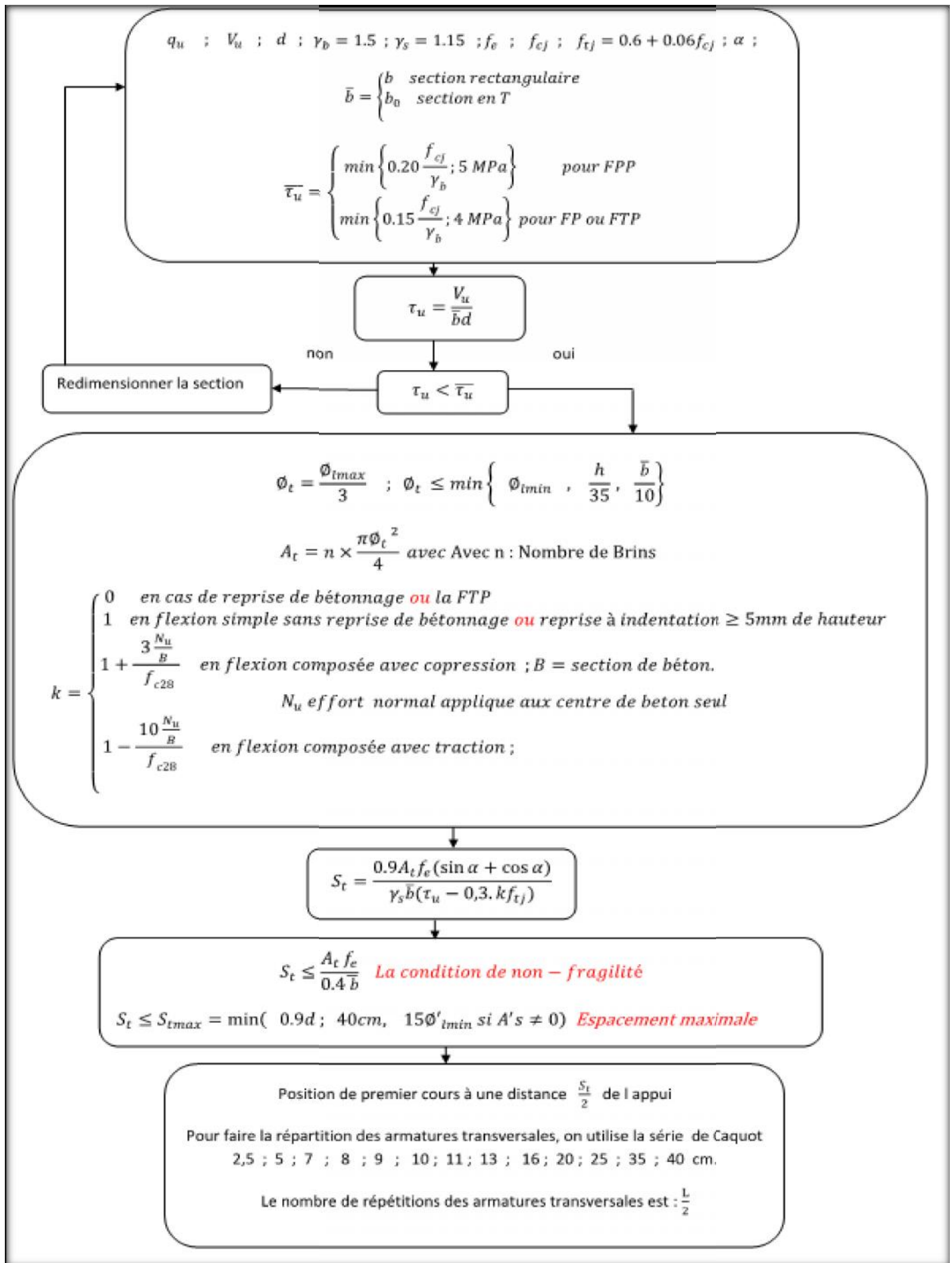
## Vérification à E.L.S d'une section en T



**Annexe 4 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section en T).**

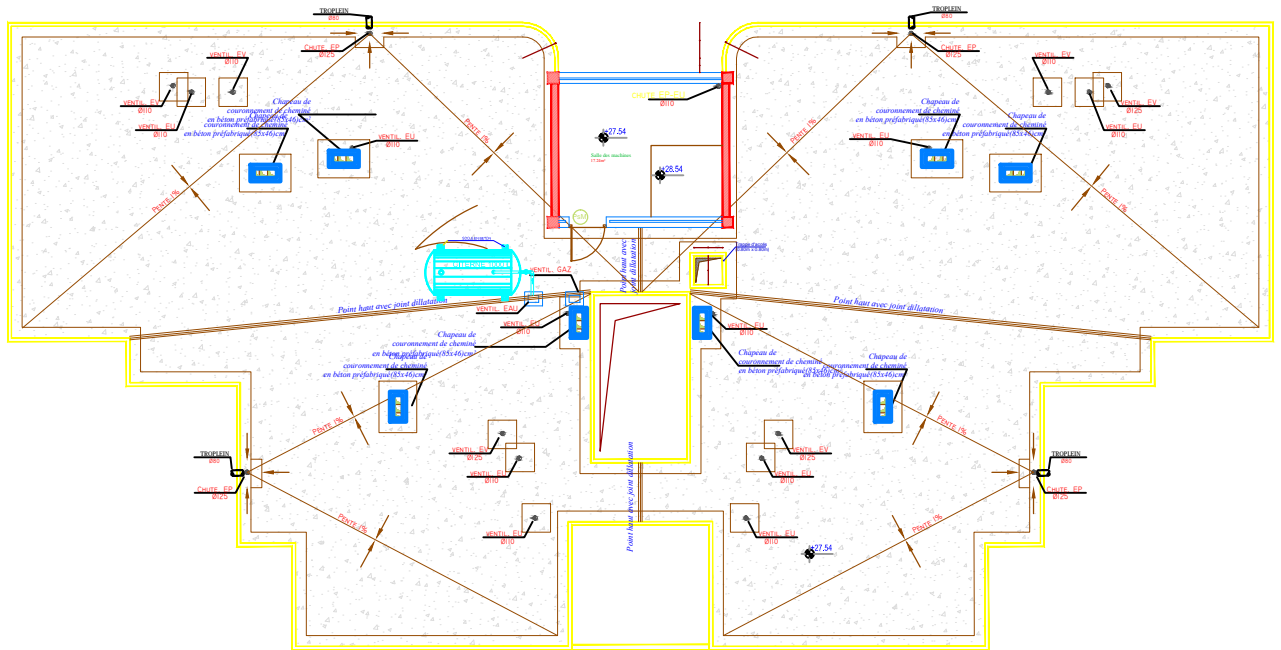
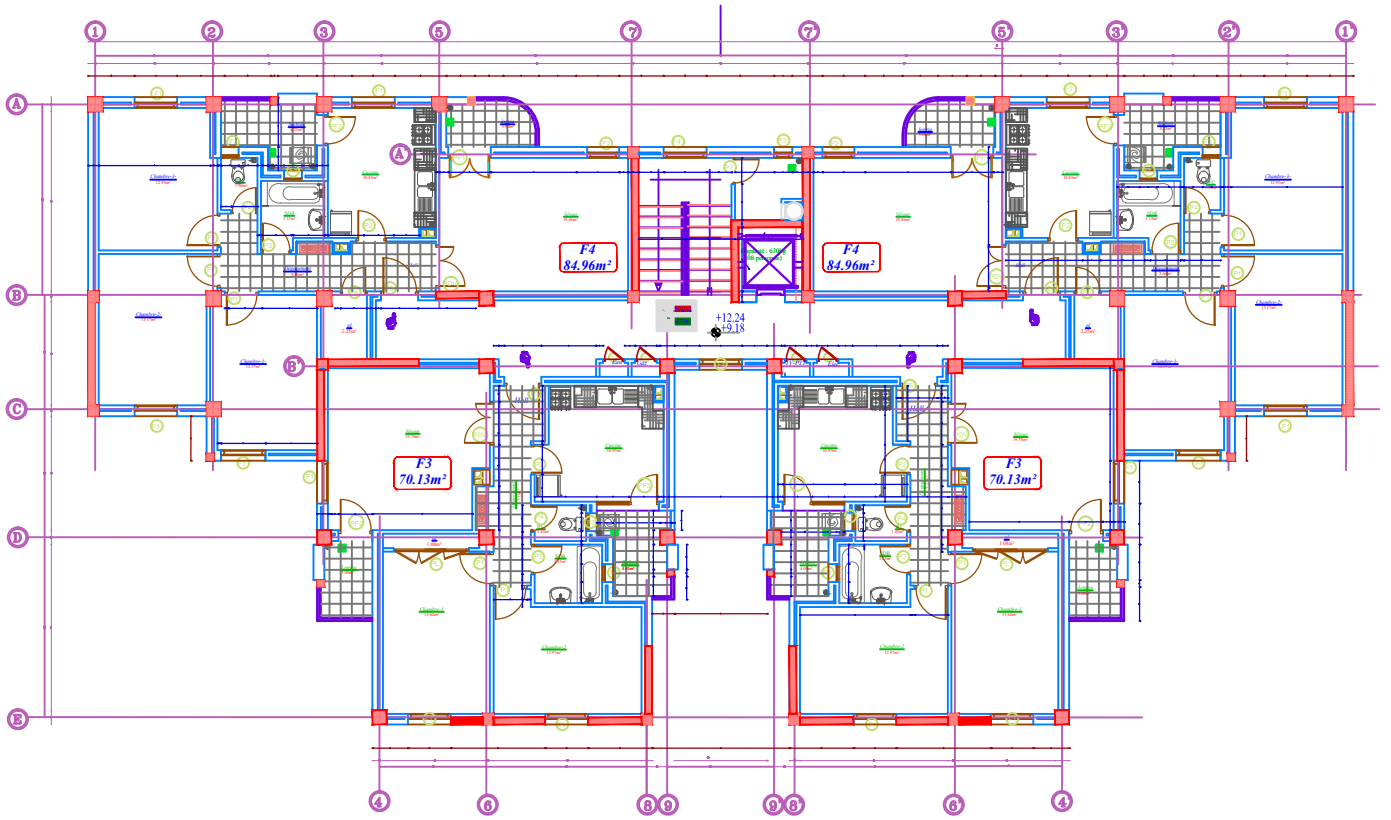


**Annexe 5 : Organigramme de calcul : flexion composée à ELU.**



**Annexe 6 : Organigramme de calcul : Effort tranchant**

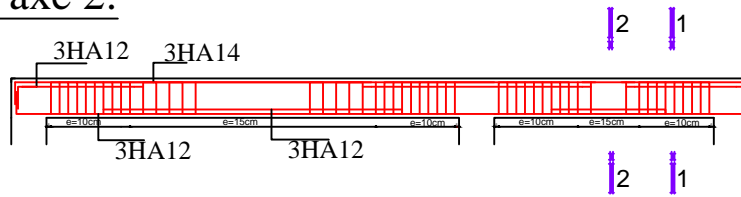




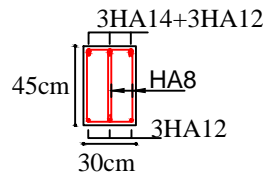




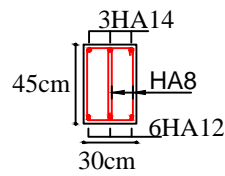
poutres axe 2:



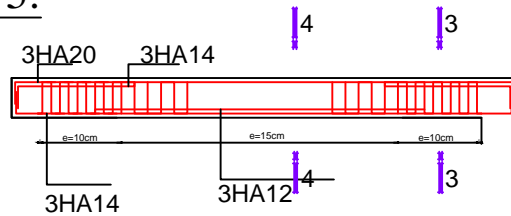
coupe 1-1



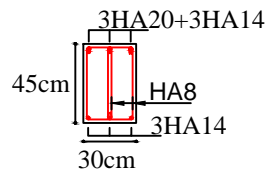
coupe 2-2



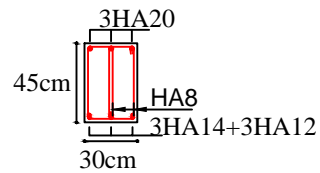
poutres axe 5:



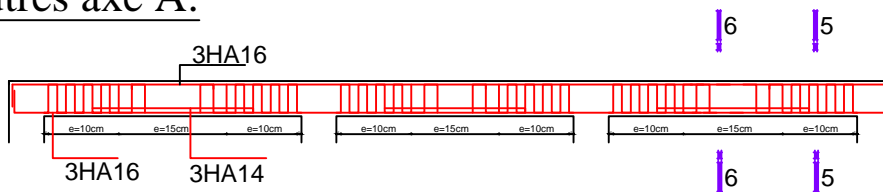
coupe 3-3



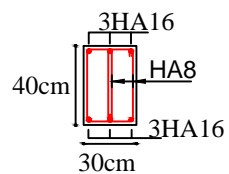
coupe 4-4



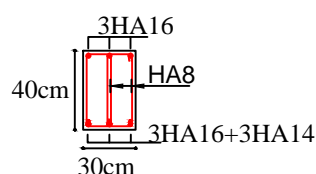
poutres axe A:



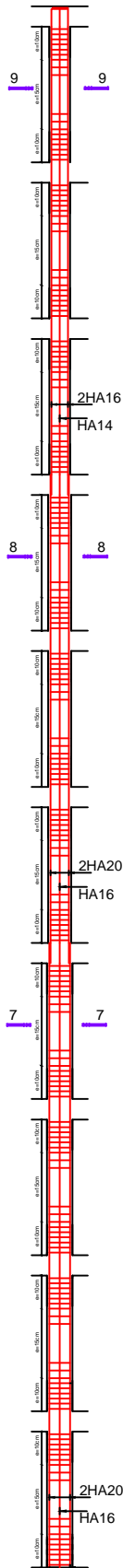
coupe 5-5



coupe 6-6

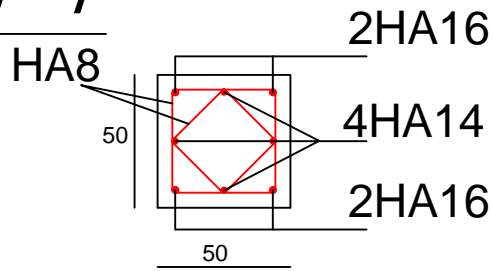


# poteaux



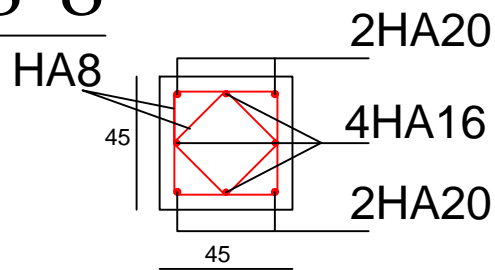
## coupe

### 7-7



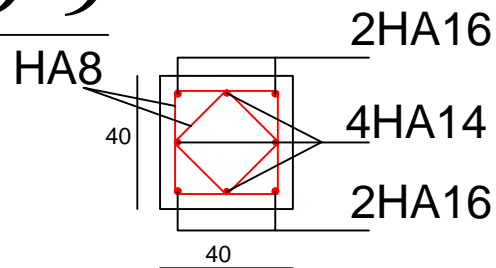
## coupe

### 8-8

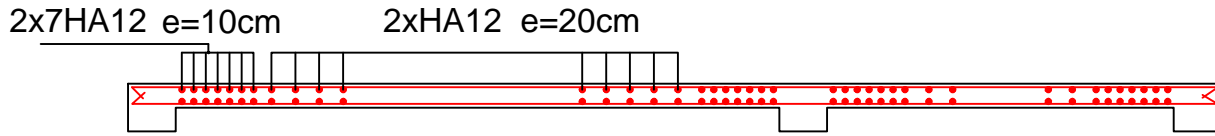


## coupe

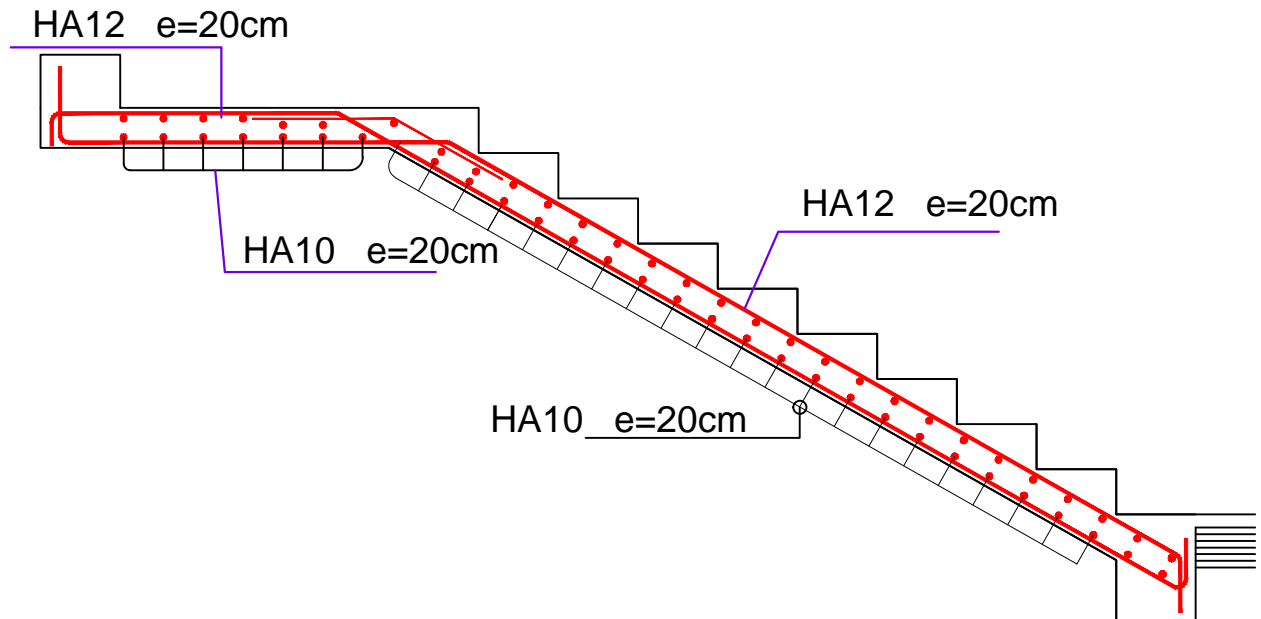
### 9-9

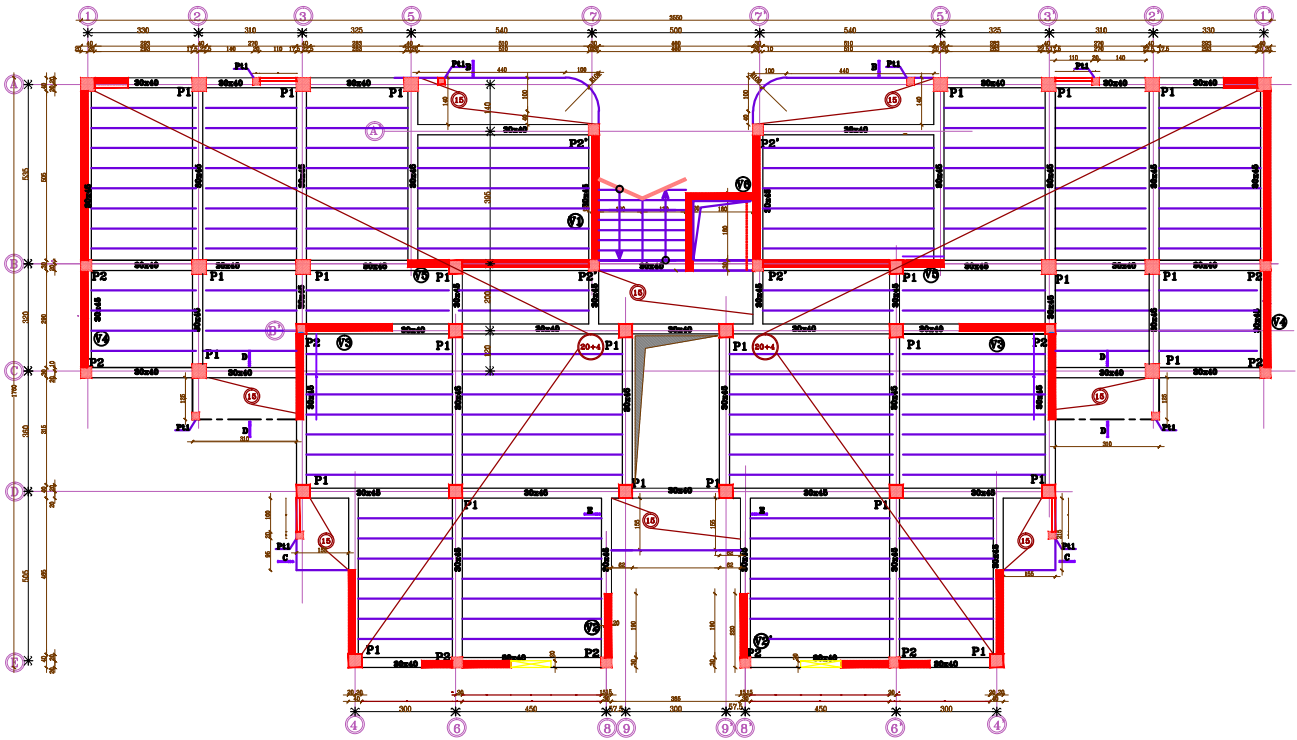


# voile:

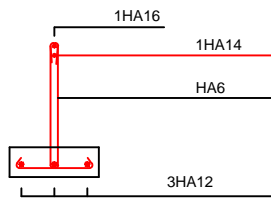


# l'escalier:

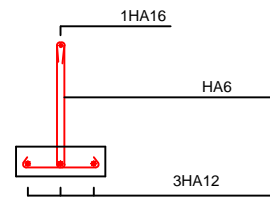




plancher terrasse

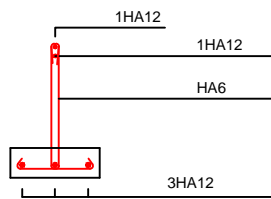


sur appui

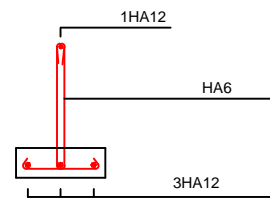


en travée

plancher étage courant

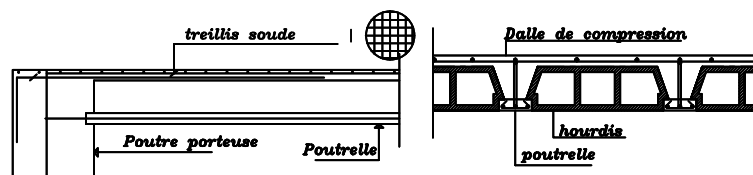


sur appui

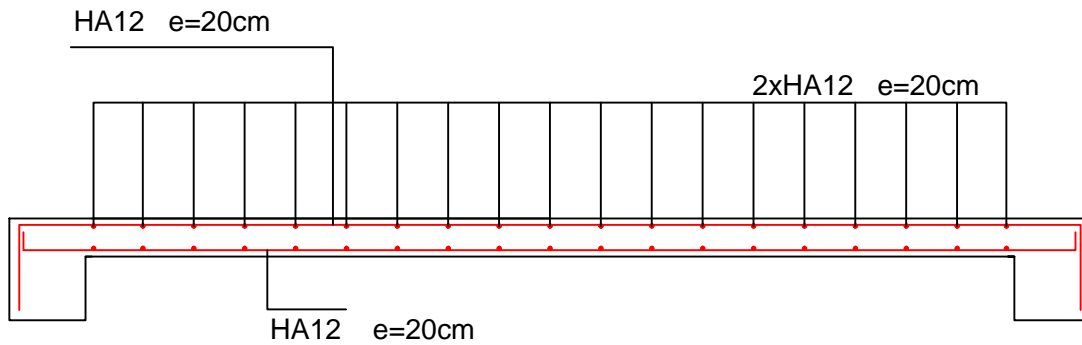


en travée

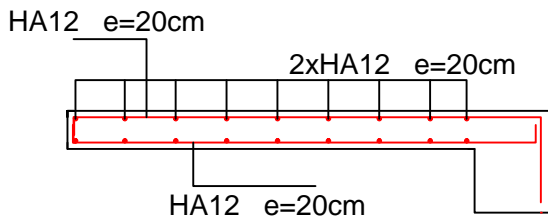
**DETAIL PLANCHER**



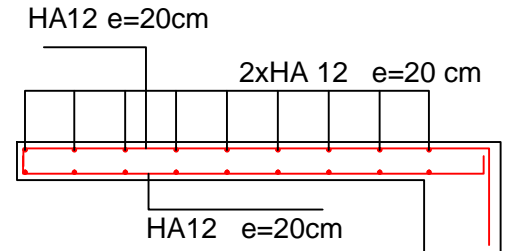
## dalle pleine type01



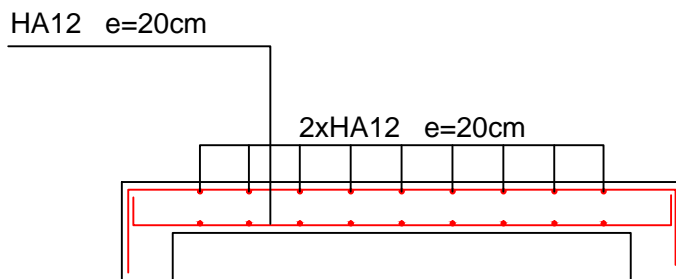
## dalle pleine type02



## balcon type 03



## dalle machine



## balcon type 01

