

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2019

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJ-BOUIRA**



Faculté des Sciences et Sciences Appliquées  
Département Génie Civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**Ouail ben aoun youcef**

**Oufni massinissa**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2 en :**

Filière : Génie Civil

Option : Bâtiment

**Thème :**

**Etude et conception d'un bâtiment vert en (R+5+sous-sol)**

**Devant le jury composé de :**

Mr : Kennouche salim

UAMOB

Président

Mr : Djouabi hamza

UAMOB

Examinateur

Mr : Moussaoui fahem

UAMOB

Examinateur

Mr : Aouari issam

UAMOB

Encadreur

Année Universitaire 2018/2019

## **Remerciement**

*Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Un très grand merci à*

- *Notre promoteur **Aouari issam**, pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de cette recherche.*
- *nos parents qui nous ont suivis pendant nos études*
- *Nous remercions chaleureusement nos familles respectives pour toute l'aide et soutien, moral et économique, qu'ils nous ont apporté tout au long de nos études. Nous espérons être à la hauteur de leurs espérances et nous montrer dignes de leurs confiances et de leurs encouragements.*
- *Nous adressons nos remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur.*
- *Nous remercions particulièrement l'ingénieure Mahdi et l'architecture Amine qui nous a aidé durant cette période.*
- *Et bien sûr, merci à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables des bons moments vécus ensemble.*
- *Nous remercions aussi les membres du jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'examiner et de juger notre travail.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers, je*

*cite :*

- *Mes parents les plus cher au monde, mon père que dieu le garde et le protège. et ma maman puisse dieu le tout puissant lavoit en sa sainte miséricorde inchallah*
- *Mes frères et mes sœurs et leurs familles*
- *Toutes mes cousines et mes cousines*
- *Tous mes amies, mes collègues et tous ceux qui m'estiment sans oubliée mon binôme Youcef qui m'a aidé à aller de l'avant dans ce travail.*

## Dédicace

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir

Je dédie ce modeste travail

A ma chère mère qui m'a guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie. Et mon cher père puisse dieu le tout puissant l'avoir en sa sainte miséricorde inshallah.

A ma chère sœur et sa petite famille

A toute ma famille sans exception

A tous mes amis

En fin, je remercie mon ami et mon binôme MASSI qui a Contribué à la réalisation de ce modeste travail.

## Sommaire

Liste de figures .....	A
Liste des tableaux.....	B
Partie I : Etude de la structure d'origine	
Introduction générale .....	01
Chapitre I : Présentation générale de projet	
I.1. Présentation et description de l'ouvrage .....	03
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	03
I.3. Données sismique de l'ouvrage .....	03
I.4. Choix du système porteur – ossatures.....	03
I.5. Eléments constituant l'ouvrage .....	03
I.6. L'infrastructure (les fondations).....	04
I.7. Règlement et normes utilisées .....	04
I.8. Hypothèse de calcul .....	04
I.9. Matériaux utilisés .....	05
Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge	
II.1. Introduction .....	11
II.2. Pré dimensionnement du plancher .....	11
II.3. Evaluation des charges et des surcharges .....	12
II.4. Pré dimensionnement des éléments secondaires .....	14
II.4.1. Les balcons .....	14
II.4.2. Les escaliers.....	14
II.4.3. L'acrotère .....	16
II.4.4. Dimensionnement des poutrelles .....	17
II.5. Pré dimensionnement des éléments principaux .....	18
II.5.1 Les poutres .....	18
II.5.2. Pré dimensionnement des poteaux .....	19
II.5.3. Pré dimensionnement des voiles .....	26
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Introduction .....	28

## B

III.2. Etude de l'acrotère .....	28
III.3. Etude des balcons .....	35
III.4. Etude d'escalier .....	38
III.5. Étude de la poutre palière .....	43
III.6. Etude des planchers .....	46
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	
IV.1. Introduction .....	58
IV.2. L'étude dynamique .....	58
IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique .....	58
IV.2.2. Modélisation mathématique .....	58
IV.2.3. Modélisation de la structure étudiée .....	58
IV.3. L'étude sismique .....	60
IV.3.1. Introduction .....	60
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale .....	62
IV.3.3. Méthode statique équivalente : [Article 4.2 RPA/2003] .....	62
IV.3.4. La disposition des voiles .....	66
IV.3.5. Caractéristiques Géométriques .....	67
IV.3.6. Mode de vibration et participation massique .....	68
IV.3.7. Calcul de l'effort tranchant à la base .....	70
Chapitre V : Etude des éléments résistant	
V.1. Introduction .....	78
V.2. Les combinaisons d'actions .....	78
V.3. Ferrailage des poteaux .....	79
V.4. Ferrailage des poutres .....	92
V.5. Ferrailage des voiles .....	101
Chapitre VI : étude de l'infrastructure	
Parie 1 : étude de la fondation	
VI.1.1. Introduction.....	112
VI.1.2. Stabilité des fondations .....	112

VI .1.3. Le déférent type de fondation .....	112
<b>B</b>	
VI .1.4. Choix du type de fondation.....	113
VI .1.5. Semelle isolée .....	114
VI.1.6. Semelle filante.....	114
VI.1.7. Calcul des longrines.....	127
Partie 2 : étude de voile périphérique	
VI.2.1. Introduction .....	129
VI.2.2. Dimensionnement des voiles .....	129
VI.2.3. Caractéristique de sols .....	129
VI.2.4. Évaluation des charges et des surcharges.....	129
VI.2.5. Ferrailage du voile.....	129
Deuxième partie : Etude de l'optimisation thermique	
Chapitre I : développements durable	
I.1. Introduction .....	133
I.2. Historique .....	133
I.3. La définition de l'expression « développement durable » .....	134
I.4. Condition nécessaire au développement durable .....	135
I.5. Les objectifs du développement durable .....	135
I.6. Les raisons lesquelles on a intégré la notion « DD » dans le cadre de bâtiment.....	135
I.7. L'importance de développement durable dans la structure .....	136
I.8. Qu'ce que ça veut dire le terme « bâtiment vert » .....	137
I.9. Critères de durabilité .....	137
I.10. Les démarches du développement durable dans le secteur du bâtiment.....	139
I.11. Solutions envisagée pour ce projet .....	140
Chapitre II : notions de bases	
II.1. Introduction .....	149
II.2. Qu'est-ce qu'une étude thermique ?.....	149
II.3. Objectif de l'isolation thermique .....	149
II.4. Généralités et définitions des lois d'échanges thermiques .....	150

II.5 La réglementation Algérienne .....	154
II.6. Conventions .....	155
<b>B</b>	
II.7. Méthodologie .....	156
II.8 Expressions générales des déperditions .....	156
II.9. Vérification des déperditions de référence .....	158
II.10. Calcul des déperditions de base .....	159
II.11. Les isolants thermiques.....	160
II.12. Les familles d'isolants.....	162
II.13.les éco matériaux .....	164
II.14. Isolants scythiques.....	167
II.15. Isolants menace.....	168
<b>Chapitre III : Application de la méthodologie de D.T.R.C3-2</b>	
III.1. Application de la méthodologie de D.T.R.C3-2.....	170
III.2. Etude des variantes proposées pour les murs avec des isolants.....	171
III.2.1. Variante 1 : Double cloison sans remplis des isolants avec un l'âme d'aire de 5 cm .....	171
III.2.2. Variante 2 : Double cloison remplis par de liège .....	175
III.2.3. Variante 3 : double cloisant remplis avec le polystyrène .....	178
III.2.4. Variante 4 : Double cloison avec laine verre .....	179
III.3. Étude des variantes proposée pour les murs avec dès le changement d'épaisseur.....	181
III.4. Calcul des déperditions par renouvellement d'air.....	183
III.5. Calcul des déperditions de base (DB) .....	184
III.6. Calcul de la puissance de chauffage Q .....	184
III.7. Conclusion de chapitre.....	186



## LISTE DES FIGURES

### PREMIERE PARTIE

#### Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Figure.I.1. Diagramme Contraintes Déformations du béton a L'ELU .....	07
Figure.I.2. Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS.....	08
Figure.I.3. Diagramme contraintes- déformations de calcul.....	09

#### Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

Figure.II.1. Coupe verticale du plancher en corps creux.....	11
Figure.II.2. Plancher étage courant.....	13
Figure.II.3. Les escaliers.....	16
Figure.II.4. Acrotère.....	18
Figure II.5: Dimension de la poutrelle.....	19
Figure.II.6. Dimension de poutre.....	19
Figure.II.7. Dégression vertical des charges.....	21
Figure.II.8. Position de poteau plus sollicité.....	22
Figure II.9. Schéma indique le poteau central le plus sollicité.....	25
Figure.II.10. Coupe de voile.....	27

#### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère.....	29
Figure.III.2. Schéma statique de l'acrotère .....	30
Fgure.III.3. Position du centre de pression.....	32
Figure.III.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	35
Figure.III.5. Schéma statique de balcon.....	36
Figure.III.6.Schéma de ferrailage de balcon.....	39
Figure.III.7. Schéma statique de l'escalier.....	40
Figure.III.8. Schéma de ferrailage d'escalier .....	44
Figure.III.9. Schéma statique de la poutre palière.....	44
Figure.III.10. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	46
Figure.III.11. Dimensionnement des poutrelles.....	47
Figure.III.12. Schéma statique d'une poutrelle.....	48

Figure.III.13. Schéma statique de la poutrelle de 3 travées.....	51
Figure.III.14. Schéma statique de Poutrelle de 2 travées.....	52
Figure.III.15. Schéma de ferrailage de poutrelle.....	57
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique	
Figure.IV.1. Schéma de la structure en 3D.....	60
Figure.IV.2. Spectre de réponse de calcul .....	65
Figure.IV.3. La disposition des voiles.....	66
Figure.IV.4. 1er Mode de translation suivant le sense x x de periode T =0,449s.....	69
Figure.IV.5. 2eme Mode de translation suivant le sense YY de periodeT=0,438s.....	69
Figure.IV.6. 3eme Mode de rotation autoure de laxe Z de periode T=0.410s.....	69
Figure.IV.7. Distribution des forces sismiques.....	73
Figure.IV.8. Concentration des forces sismiques aux étages suivant XX et YY.....	74
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
Figure.V.1. Les sollicitations revenantes aux poteaux.....	80
Figure.V.2. Section du poteau.....	82
Figure.V.3. Schémas de ferrailage des poteaux.....	92
Figure.V.4. Schéma de ferrailage de poutres principales.....	100
Figure.V.5. Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	101
Figure.V.6. Schéma de ferrailage d'un voile.....	103
Figure.V.7. Schéma de ferrailage des voiles type 1 zone 1.....	110
Figure.V.8. Schéma de ferrailage des voiles type 2 zone 1.....	110
Figure.V.9. Schéma de ferrailage des voiles type 3 zone 1.....	111
Chapitre VI : Calcul des éléments d'infrastructure	
Parie 1: étude de la fondation	
Figure.VI.1. Différents types de répartition des contraintes.....	115
Figure.VI.2. Schéma d'emplacement des semelles filantes.....	116
Figure.VI.3. Semelle filante sous poteaux (SFE).....	116
Figure.VI.4. Diagramme des moments de flexion. ....	120
Figure.VI.5. Diagramme des efforts tranchants.....	121
Figure.VI.6. Diagramme des moments de flexions.....	121

Figure.VI.7. Diagramme des efforts tranchants.....	121
Figure.VI.8. Diagramme des moments de flexions.....	122
Figure.VI.9. Diagramme des efforts tranchants .....	122
Figure.VI.10. Diagramme des moments de flexions.....	123
Figure.VI.11. Diagramme des efforts tranchants.....	123
Figure.VI.12. Diagramme des moments de flexions.....	123
Figure.VI.13. Diagramme des efforts tranchants.....	124
Figure.VI.14. Schéma de ferrailage des semelles filantes.....	127
Figure.VI.15. Schéma de ferrailage des longrines.....	128
Partie 2 : étude de voile périphérique	
Figure.VI.16. Diagramme des contraintes.....	130
Figure.VI.17. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	132
Deuxième partie : Etude de l'optimisation thermique	
Chapitre I	
Figure.I.1. Pilier du développement durable.....	139
Figure.I.2. Les déferents parpaings.....	144
Figure.I.3. Bloc en terre comprimée.....	144
Figure I.4. Principe-chauffe-eau solaire.....	147
Figure I.5. Puit de lumière.....	148
Chapitre II	
Figure.II.1. Les trois modes de transfert thermique.....	151
Figure.II.2. L'échange de la chaleur entre deux ambiances séparées par une paroi.....	151
Figure.II.3. Conductivité thermique.....	152
Figure.II.4.La laine de roche.....	162
Figure.II.5.La laine de verre.....	163
Figure.II.6.Les isolants d'origine animale.....	163
Figure.II.7. Laine de bois / fibres de bois.....	164
Figure.II.8. Fibre de textiles / fibres de coton.....	165
Figure.II.9. Liège.....	165
Figure.II.10. La laine de lin.....	166

Figure.II.11. Laine de chanvre.....	166
Figure.II.12. Polystyrène expansé.....	167
Figure.II.13. Polyuréthane.....	167
Figure.II.14. Polystyrène extrudé.....	168
Figure.II.15. Isolants mince .....	168

## LISTE DES TABLEAUX

### Partie I : Etude de la structure d'origine

#### Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge.

Tab.II.1. Estimation des charges d'exploitation.....	12
Tab.II.2. Charge à la terrasse due aux plancher a corps creux.....	13
Tab.II.3. Charge due aux plancher au corps creux de niveau courant.....	13
Tab.II.4. La charge permanente du balcon.....	14
Tab.II.5. La charge permanente du mur extérieur.....	14
Tab.II.6. La charge permanente du mur intérieur.....	14
Tab.II.7. La charge permanente du palier.....	14
Tab.II.8. La charge permanente du paillasse.....	15
Tab.II.9. La charge permanent du l'acrotère.....	15
Tab.II.10. Coefficients de dégression de surcharges.....	21
Tabl.II.11. Dégression des surcharges.....	22
Tab.II.12. Calcul des sections des poteaux.....	25
Tab.II.13. Vérification du poteau au flambement.....	26
Chapitre III : Calcule des éléments secondaires.	
Tab.III.1. Tableau récapitulatif de vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.....	39
Tab.III.2. Calcul des sollicitations.....	40
Tab.III.3. Diagrammes des moments et l'effort tranchants.....	41
Tab.III.4. Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU.....	42
Tab.III.5. Vérification de contrainte dans le béton à l'ELS.....	42
Tab.III.6. Tableau récapitulatif de choix et vérification des armatures.....	43
Tab.III.7. Tableau récapitulatif des vérifications à ELU.....	43
Tab.III.8. Tableau représente les résultats de la flèche.....	43
Tab.III.9. Tableau récapitulatif de calcul la poutre palière.....	45
Tab.III.10. Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU.....	45
Tab.III.11. Tableau récapitulatif des vérifications à ELU.....	46
Tab.III.12. Vérification de contrainte dans le béton à l'ELS.....	46
Tab.III.13. Sollicitation combinées de calcul des poutrelles.....	48

Tab.III.14. Tableau récapitulatif des charges reprend par les planchers.....	51
Tab.III.15. Tableau récapitulatif des résultats trouvés de plancher de 1er type par la méthode forfaitaire à l'ELU.....	51
Tab.III.16. Tableau récapitulatif des résultats trouvés de plancher de 1er type par la méthode forfaitaire à l'ELS.....	51
Tab.III.17. Diagrammes des moments et l'effort tranchants.....	52
Tab.III.18. Tableau récapitulatif des résultats trouvés de plancher de 2ème type par la méthode forfaitaire à l'ELU.....	53
Tab.III.19. Tableau récapitulatif des résultats trouvés de plancher de 2ème type par la méthode forfaitaire à l'ELS.....	53
Tab.III.20. Diagrammes des moments et l'effort tranchants.....	54
Tab.III.21. Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul à ELU.....	55
Tab.III.22. Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul à ELS.....	55
Tab.III.23. Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU.....	55
Tab.III.24. Tableau récapitulatif des vérifications à ELU.....	56
Tab.III.25. Vérification des contraintes à l'ELS.....	56
Tab.III.26. Tableau récapitulatif les résultats de calcul de la flèche de la poutrelle.....	57
Chapitre IV : étude dynamique et sismique	
Tab.IV.1. Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.....	64
Tab.IV.2. Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques.....	64
Tab.IV.3. Valeurs des pénalités. ....	65
Tab.IV.4. Poids totale de la structure.....	66
Tab.IV.5. Centre de masse et Centre de rigidité.....	68
Tab.IV.6. Participation massique.....	68
Tab.IV.7. L'effort tranchant (sens longitudinale).....	70
Tab.IV.8. L'effort tranchant (sens transversale).....	70
Tab.IV.9. Valeurs des rapports $T_i/T_j$ .....	71
Tab.IV.10. Vérification des forces sismiques.....	72

Tab.IV.11. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	73
Tab.IV.12. Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	74
Tab.IV.13. Déplacement inter-étage dans le sens YY.....	75
Tab.IV.14. vérification de l'effet P- .....	75
Tab.IV.15. Moment de renversement.....	76
Tab.IV.16. Vérification de stabilisation.....	77
Tabl.IV.17. Vérification des poteaux a l'effet de l'effort normal réduit.....	77
Chapitre V : étude des éléments résistants	
Tab.V.1. Sections de ferrailage maximales est minimales selon les réglementations.....	82
Tab.V.2. Les sollicitations dans les poteaux obtenus par ETABS.....	82
Tab.V.3. Les sections de ferrailage longitudinal des poteaux.....	85
Tab.V.4. Choix des armatures des poteaux.....	85
Tab.V.5. Armatures transversales en zone nodal.....	88
Tab.V.6. Armatures transversales en zone courante .....	88
Tab.V.7. Vérification des poteaux à l'ELU.....	89
Tab.V.8. Vérification de flambement des poteaux.....	89
Tab.V.9. Vérification de l'effort normal ultime.....	90
Tab.V.10. Vérification des contraintes de béton.....	91
Tab.V.11. Poutres principales sans voiles.....	95
Tab.V.12. Poutres principales liées aux voiles.....	95
Tab.V.13. Ferrailage des poutres secondaire sans voiles.....	95
Tab.V.14. Ferrailage des poutres secondaire liées aux voiles.....	96
Tab.V.15. Les contraintes tangentielles .....	97
Tab.V.16. Les armatures inferieures.....	98
Tab.V.17. Les efforts tranchants.....	98
Tab.V.18. Les contraintes.....	99
Tab.V.19. Vérification de la flèche.....	100
Tab.V.20. Ferrailage verticale du voile type 1.....	108
Tab.V.21. Ferrailage verticale du voile type 1.....	108
Tab.V.22. Ferrailage verticale du voile type 2.....	108

Tab.V.23. Ferrailage verticale du voile type 2.....	109
Tab.V.24. Ferrailage verticale du voile type 3.....	109
Tab.V.25. Ferrailage verticale du voile type 3.....	109
Tab.V.26. Les vérifications à L'ELS de contrainte de cisaillement.....	110
Chapitre VI : études le l'infrastructure	
Parie 1 : étude de la fondation	
Tabl.VI.1. Sollicitations dans la semelle filante « SFE ».....	116
Tab.VI.2. Dimensionnement des semelles sous poteaux.....	117
Tabl.VI.3. Dimensionnement des poutres de rigidité.....	119
Tab.VI.4. Dimensionnement des semelles sous voile périphérique.....	119
Tab.VI.5. Vérification des contraintes.....	119
Tab.VI.6. Ferrailage de la semelle SFB. ....	121
Tab.VI.7. Ferrailage de la semelle SFC.....	122
Tab.VI.8. Ferrailage de la semelle SFD.....	122
Tab.VI.9. Ferrailage de la semelle SFE ....	123
Tab.VI.10. Ferrailage de la semelle SFF ....	124
Tab.VI.11. Vérification des contraintes tangentielles.....	124
Tab.VI.12. Les armatures transversales.....	126
Tab.VI.13. Les armatures de répartition.....	126
Tab.VI.14. Les armatures transversales de voile périphérique.....	126
Tab.VI.15. Les armatures de réparation.....	126
Partie 2 : étude de voile périphérique	
Tabl.VI.16. Ferrailage du voile périphérique.....	131
Tab.VI.17. Vérification des contraintes à l'ELS.....	132
Deuxième partie : Etude de l'optimisation thermique	
Chapitre II : notions de bases	
Tab.II.1. Les résistances d'échanges superficiels.....	156
Tab.II.2. Coefficient de déperdition de référence.....	158
Tab. II.3 Les valeurs de la température extérieure de base.....	160
Tab.II.4. Les conductivités thermiques des isolants.....	169



### Chapitre III : application des la méthode D.T.R .C2-3

Tab.III.1. Les surface des parois.....	170
Tab.III.2Les coefficients de la zone climatique.....	170
Tab.III.3. Les coefficient K pour le plancher terrasse.....	170
Tab.III.4. Calcul de la résistance R d'un mur de façade.....	171
Tab.III.5. Calcul de la résistance R d'un mur de séparation.....	171
Tab.III.6. Calcul de la résistance de la retombée d'une poutre secondaire ou d'un poteau.	172
Tab.III.7. Calcul de la résistance de la retombée d'une poutre principale.....	172
Tab.III.8. Calcul de la résistance R d'un mur en voile.....	172
Tab.III.9. Calcul de la résistance R d'un mur en voile.....	173
Tab.III.10. Calcul des déperditions surfaciques vers l'extérieur.....	174
Tab.III.11. Calcul des déperditions surfaciques vers les locaux non chauffés.....	174
Tab.III.12. Calcul de la résistance R d'un mur de façade pour la variante 2.....	176
Tab.III.13. Calcul des déperditions surfaciques de la variante 2.....	177
Tab.III.14. Calcul de la résistance R d'un mur de façade de la variante3.....	178
Tab.III.15. Calcul des déperditions surfaciques de la variante 3.....	179
Tab.III.16. Calcul de la résistance R d'un mur de façade.....	180
Tab.III.17. Calcul des déperditions surfaciques vers l'extérieur.....	181
Tab.III.18. Calcul de la résistance R d'un mur de façade. ....	181
Tab.III.19. Calcul des déperditions surfaciques de la variante 5.....	182
Tab.III.20. Calcul de Qs.....	184
Tab.III.21. Puissance de chauffage Q pour les cinq variantes.....	185

## INTRODUCTION GENERALE

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique. Le développement rapide des techniques de constructions conjugué aux impératifs d'ordre architectural incite souvent les maîtres d'œuvres à fixer leur choix sur la construction de structures élancées présentant des irrégularités en plan et/ou en élévation. De telles structures sont constituées en général d'ossatures présentant des distributions de rigidités et de masses hétérogènes excédant de loin les normes parasismiques, ce qui est le cas pour notre structure qui est « irrégulière ».

Les activités du génie civil, en Algérie ou ailleurs, couvrent non seulement l'état de l'art actuel dans les domaines inhérents aux thèmes majeurs liés aux séismes surtout après celui du 21 MAI 2003 enregistré à la région de BOUMERDES, mais prennent aussi de plus en plus les tendances futures sur l'économie d'énergie. Ainsi que le confort qu'on va les évaluer lors de la présente étude sur l'optimisation de l'isolation thermique.

Une mauvaise estimation des besoins en chauffage risque d'entraîner des problèmes d'inconfort, de perte d'efficacité et/ou de coûts superflus. C'est pourquoi il est important d'estimer le plus précisément possible les besoins réels du bâtiment avant d'en concevoir le système de chauffage.

Dans ce cadre projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment composé de rez-de-chaussée et cinq étage, avec sous-sol, en première partie, et une étude sur l'optimisation de l'isolation thermique, en deuxième partie.

La première partie de ce projet sera menée selon les étapes suivantes :

- Un premier chapitre portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre sera dédié à la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

- Le troisième chapitre sera le calcul des éléments non structuraux, suivi par le chapitre étude dynamique. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en trois dimensions sur le logiciel de calcul Etabs.
- Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux, et le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

La deuxième partie, portera sur l'estimation des besoins en chauffage d'un bâtiment et à calculer le flux thermique qui s'écoule de l'intérieur vers l'extérieur du bâtiment lors des journées les plus froides de l'année. Le calcul des déperditions, ainsi que la comparaison entre les différentes variantes de mur de remplissage seront détaillé dans la troisième étape. Cette dernière comporte également le calcul de la puissance de chauffage, qui porte une application directe de la méthodologie de D.T.R.C3-2.

Pour maintenir une température confortable à l'intérieur du bâtiment, les pertes de chaleur doivent être compensées par un apport de chaleur équivalent. Le but du calcul est donc de déterminer la puissance nette totale requise dans ce bâtiment. C'est une étape primordiale dans le processus de conception d'un système de chauffage.

À noter que ce genre de calcul comprend inévitablement une marge d'erreur puisqu'il dépend de plusieurs données imprécises et/ou constamment variables. Le but du calcul est toutefois de faire une estimation qui se rapproche le plus possible de la réalité.

On terminera ce travail par une conclusion générale.

## I. PRESENTATION GENERALE DU PROJET

### I.1. Présentation et description de l'ouvrage

Le projet présente l'étude d'un bâtiment en (R+5+ sous-sol) à usage d'habitation, avec une terrasse inaccessible.

- Le rez-de-chaussée est à usage d'habitation.
- Les cinq autres niveaux sont à usage d'habitation.
- L'ouvrage sera implanté à la wilaya de BOUMERDES.

Cette région a classé par le règlement parasismique Algérien [RPA99 /version2003] comme une zone de forte sismicité.

### I.2. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

#### a) En plan

- La longueur totale .....26 m
- La largeur totale.....13.45 m

#### b) En élévation

- Hauteur totale.....21.42m
- Hauteur de RDC.....3.06 m
- Hauteur d'étage courant.....3.06 m
- Hauteur de sous-sol.....3.06m

### I.3. Données sismique de l'ouvrage

- La structure est implantée dans une zone classée selon le **RPA99 /version 2003** dans la Zone **III**.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 car la hauteur ne dépasse pas les 48m.
- La contrainte de sol est  $\bar{\sigma} = 2$  bar à une profondeur de 3 m.
- Le site est considéré comme **meuble**.

### I.4. Choix du système porteur – ossatures

La structure a une ossature en portique auto-stable avec remplissage en maçonnerie.

Les portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre la totalité des charges horizontaux et verticaux.

### I.5. Eléments constituant l'ouvrage

**Plancher** : On adopte des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles.

**Maçonnerie** : Murs extérieurs (remplissage): Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 10 cm et 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'aire de 10 cm.

Murs intérieurs (cloisons): Ils sont constitué d'une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

**Escalier :** Le bâtiment présente un type d'escaliers : escalier à deux volées et un palier de repos, Qu'il est coulé sur place.

**L'acrotère :** Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur.

**Terrasse :** La terrasse du bâtiment est inaccessible.

**Balcon :** Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

**Revêtements :** Les revêtements sont comme suite :

- Mortier de ciment pour la façade extérieure et la cage d'escalier.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour salle d'eau et cuisine.

#### **I.6. L'infrastructure (les fondations)**

C'est la partie de l'ouvrage en béton armé qu'est en contact avec le sol.

Leurs rôles sont :

- La transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol.
- Limitation des tassements différentiels.
- Encastrement de la structure dans le sol (éviter le glissement de la structure).

#### **I.7. Règlement et normes utilisées**

- **RPA** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- **BAEL 91 /99** (Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites).
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- **D.T.R. C 3-2** (règlement thermique des bâtiments d'habitation.)

#### **I.8. Hypothèse de calcul**

- **Les états limites :** On appelle état limite un état particulier au de la duquel une structure cessé de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçu.

On distingue deux types :

- a. **Etat limite ultime (ELU) :** Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage.

Il y a trois types :

- Etat limite ultime de résistance (ELUR).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (ELUSF).
- Etat limite ultime d'équilibre statique (ELUES).

Sa combinaison est : **1.35G + 1.5 Q**

**b. Etat limite de service (ELS) :** Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il y a trois types :

- Etat limite de service de limite de la compression du béton.
- Etat limite de service d'ouverture de fissuration.
- Etat limite de service de déformation.

Sa combinaison est : **G+ Q.**

## I.9. Matériaux utilisés

### I.9.1. Le Béton

➤ **Définition :** C'est un matériau de construction composite. Mélange de ciment, Granulats (Sable, gravier), eau et éventuellement adjuvant de masse volumique de **2400 kg/m<sup>3</sup>**.

Pour le présent projet on adoptera : **f<sub>c28</sub> = 25 MPA.**

Les composants du béton dosé à **350 kg /m<sup>3</sup>** :

- **350 kg** de ciment.
  - **400 L** de sable.
  - **800 L** de gravier (D ≤ 25mm).
  - **175 L** d'eau.
- **Les caractéristiques mécaniques du béton :** Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f<sub>cj</sub>. Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16x32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : **f<sub>c28</sub>.**

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (**j**) jours, définies à partir de **f<sub>c28</sub>**, par:

➤ **La résistance à la compression du béton**

$$\text{Si : } \quad j < 28 : \quad \begin{cases} F_{c28} \leq 40 \text{MPa} & \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ F_{c28} > 40 \text{MPa} & \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95.j} \times f_{c28} \end{cases}$$

$$j = 28 : \quad \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

- $28 < j \leq 60$  :  $\rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28}$
- $j > 60$   $\rightarrow f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

➤ **La résistance à la traction du béton**

- $f_{c28} \leq 60$  MPa  $\rightarrow f_{ij} = 0.6 + (0.06 \times f_{cj})$ .
- $f_{c28} < 60$  MPa  $\rightarrow f_{ij} = 0.275 \times f_{c28}^{2/3}$

Pour ce projet :  $f_{t28} = 2.1$  MPa ;  $f_{c28} = 25$  MPa.

➤ **Module de déformation longitudinale**

**a. Module de déformation longitudinale instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieur à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de ( $j$ ) jours note  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots [\text{BAEL91 Art 2.1.21}]$$

$$E_{ij} = 23164.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

**b. Module de déformation longitudinal différé**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots [\text{BAEL91 Art 2.1.21}]$$

$$E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa} \dots \dots \dots f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation transversale**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

E : module de YOUNG,  $\nu$  : Coefficient de POISSON.

➤ **Le coefficient de Poisson**

Le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad (\text{E.L.U}) \text{ pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0.2 \quad (\text{E.L.S}) \text{ pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$$

### ❖ Contrainte de déformation du béton

#### ➤ À l'ELU

. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots [\text{BEAL91.art.A.4.3.41}]$$

$$\text{Dans notre cas : } \gamma_b = \begin{cases} 1.5 \dots\dots\dots \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 \dots\dots\dots \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

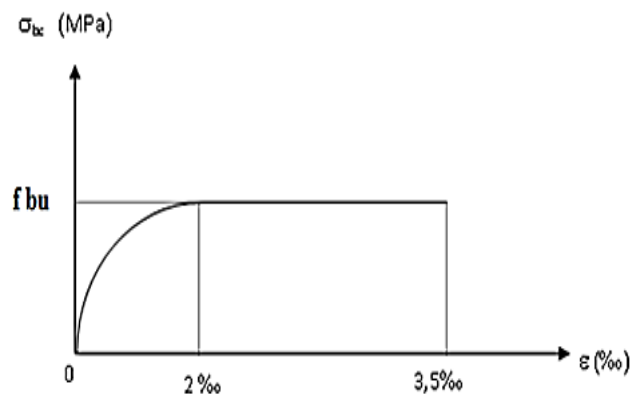
$\gamma_b$  = Coefficient de sécurité partiel.

$\theta$  = est en fonction de la durée **T** d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

$$\text{Pour notre cas : } \mathbf{fc28 = 25MPa}, \text{ on obtient : } \begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa S.A} \end{cases}$$

$$F_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}}$$



**Figure.I.1.** Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU.

#### ➤ À l'ELS

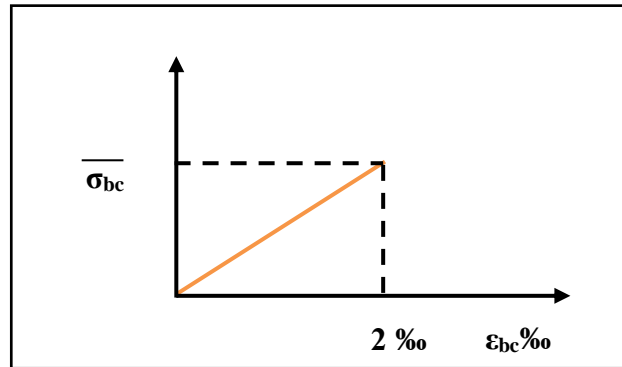
$$\overline{\sigma_{bc}} \geq \sigma_{bc}$$

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$



Pour notre cas :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .



**Figure.I.2.** Diagramme Contraintes-Déformations du béton à l'ELS.

### ❖ Contrainte limite de cisaillement

➤ La contrainte de cisaillement à **L'ELS** est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} [\text{MPa}]. \dots\dots\dots [\text{BAEL91 modifiés art A. 5.1.21}]$$

**Avec :**

**V<sub>u</sub>** = Effort tranchant à l'ELU dans la section.

**b<sub>0</sub>** = Largeur de la section cisailée.

**d** = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

➤ La contrainte admissible de cisaillement est fixée p

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

$$\text{Dans notre cas : } \left\{ \begin{array}{l} \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

## 2. L'acier

- **Définition :** L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles.

On distingue quatre types d'acier :

- Les ronds lisses.
- Les treillis soudés.
- Les fils à haute adhérence
- Les armatures à haute adhérence : (HA Fe E 400 ; HA Fe E 500)

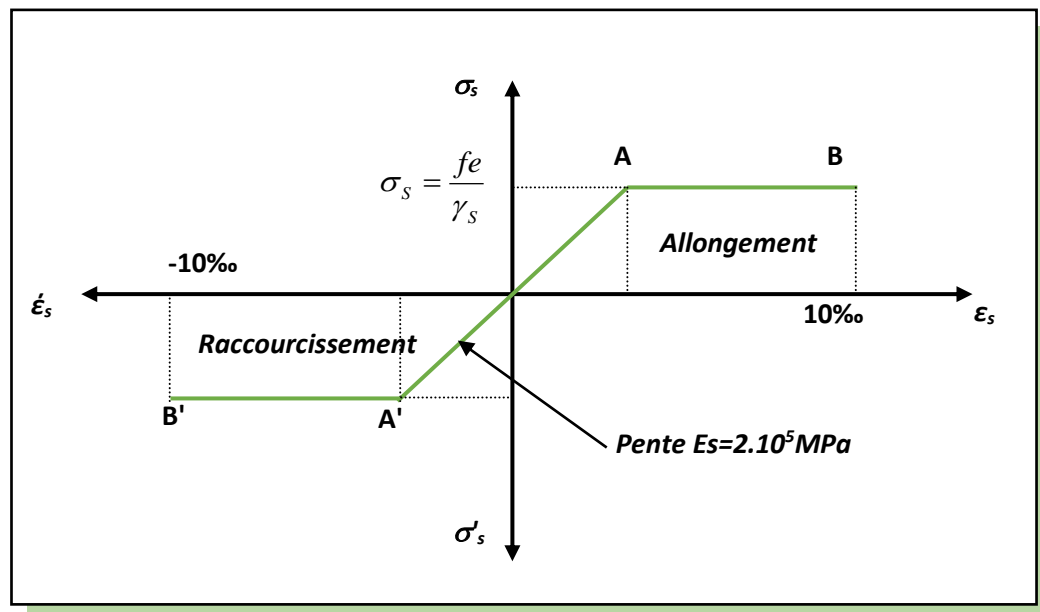
### ❖ Contrainte de déformation de l'acier

#### ➤ À l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

Où :  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel que :

$$\sigma_s = 347.83 \text{ MPA} \quad ; \quad \text{HA Fe E 400.}$$



**Figure.I.3.** Diagramme contraintes- déformations de calcul.

#### ➤ À l'ELS

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peut nuisible**

Il n'y a aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.

- **Fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence(HA) de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,00 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{array} \right.$$

## II.1. Introduction

D'après le CBA et le RPA 99/ version 2003, le pré dimensionnement pour les sections des éléments résistants, a comme objectif principal le pré calcul pour l'évaluation des sollicitations (charges et surcharges). Ce dernier précède le calcul exact, qui vérifie la résistance, la stabilité, et la durée de l'ouvrage. Ce calcul préliminaire concerne :

Planchers, poutres, poteaux, voiles.

## II.2. Pré dimensionnement du plancher

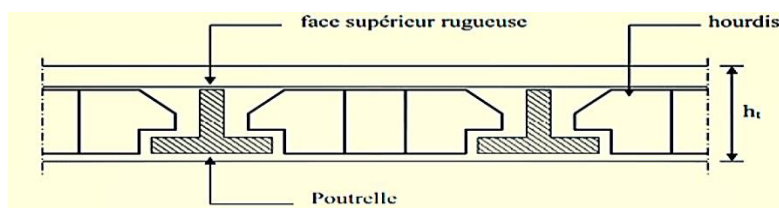
Ce présent ouvrage admet des plancher à corps creux pour les étages courants, et de type dalles pleines, pour les cages des escaliers et les balcons.

### II.2.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont des ouvrages horizontaux, quel que soient leurs natures ils servent à déterminer les étages d'un bâtiment, ils transmettent au élément porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et les charge d'exploitation. Ils savent aussi à transmission des efforts horizontaux.

Dans notre structure les planchers sont en corps creux qui sont composés de trois éléments principaux :

- Poutrelle en béton armé ou en béton précontraint constituant le système porteur.
- Corps creux ou hourdis (en terre, béton polystyrène...etc.).
- Une dalle de compression en béton armé de 4 ou 5 cm d'épaisseur.



**Figure.II.1** : coupe verticale du plancher en corps creux.

Les dimensionnements de ces planchers doivent respecter les conditions suivantes :

- **Résistance au feu**

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

- $e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.                      Soit:  **$e = 11\text{cm}$** .
- $e = 17,5\text{ cm}$  pour un coupe-feu de quatre heures.

- **Condition acoustique**

Selon les règles du BAEL 91 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

En prend :  $e = 16\text{cm}$ .

- **Résistance à la flexion**

$$e \geq \frac{\text{Min}(L_{x\text{max}}, L_{y\text{max}})}{22.5}$$

On a :  $L_{x\text{max}} = 530\text{ cm}$  et  $L_{y\text{max}} = 480\text{ cm}$ .

$$e \geq \frac{\text{Min}(530, 480)}{22.5} = \frac{480}{22.5} = 21.33\text{ cm}$$

En adopte :  $e = 24\text{ cm}$

Avec :  $h_c = (20+4) : d = 20\text{ cm}$  (hauteur du corps creux).

$e = 4\text{ cm}$  (hauteur de la dalle de compression).

### II.3. Evaluation des charges et des surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure qui lui revient au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation, les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ❖ Les charges permanentes qui présentes le poids mort (**G**).
- ❖ Les surcharges d'exploitations (**Q**)

#### II.3.1. Les surcharge d'exploitation

**Tab.II.1.** Estimation des charges d'exploitation.

locaux	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
Planches terrasse inaccessible	1
Planches étage courant	1.5
Balcon	3.5
Escaliers	2.5
Acrotère	0.6

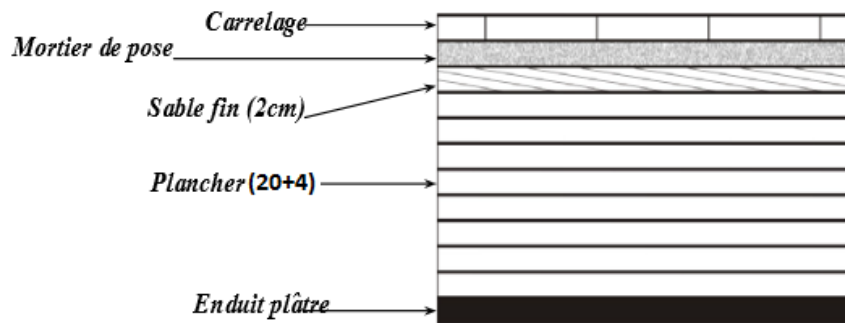
### II.3.2. Les charges permanentes

#### ➤ Plancher Terrasse inaccessible

**Tab.II.2.** Charge à la terrasse due aux plancher a corps creux.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.20
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle en corps (20+4)	/	/	3.20
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
<b>G</b>	<b>6.73 KN/m<sup>2</sup></b>		

- **Plancher étage courant** : usage d'habitation



**Figure.II.2.** Plancher étage courant.

#### ➤ Plancher étage courant

**Tab.II.3.** Charge due aux plancher au corps creux de niveau courant.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit en sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (20+4)	/	/	3.20
Cloisons intérieures	10	0.1	1.00
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
<b>G</b>	<b>5.60 KN/m<sup>2</sup></b>		

➤ **Les Balcons**

**Tab.II.4.** La charge permanente du balcon.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	44
Mortier de pose	20	0.02	40
Lit de sable	18	0.02	36
Enduit en ciment	20	0.02	40
Dalle pleine (15)	25	0.15	375
<b>G</b>	<b>5.35 KN/m<sup>2</sup></b>		

➤ **Murs extérieurs**

**Tab.II.5.** La charge permanente du mur extérieur.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieure	12	0.02	0.24
Brique extérieure	9	0.15	1.35
Brique intérieure	9	0.1	0.90
Enduit intérieure	12	0.02	0.24
<b>G</b>	<b>2.73 KN/m<sup>2</sup></b>		

➤ **Murs intérieurs**

**Tab.II.6.** La charge permanente du mur intérieur.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
revêtement en plâtre	10	0.04	0.4
brique creuse intérieure	/	1 brique	0.9
<b>G</b>	<b>1.3 KN/m<sup>2</sup></b>		

➤ **Escalier**

➤ **Palier**

**Tab.II.7.** La charge permanente du palier.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Poids propre de palier	25	0.16	4
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
<b>G</b>	<b>5.12KN/m<sup>2</sup></b>		

- Paillasse

**Tab.II.8.** La charge permanent du paillasse.

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0.02	0.44
Chape en mortier de ciment	20	0.02	0.4
Poids des marches	25	0.17/2	2.13
Dalle en béton armée	25	0.15	3.75
enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Garde de corps	/	/	1
<b>G</b>	<b>7.92 KN/m<sup>2</sup></b>		

- L'acrotère

- **Tab.II.9.** La charge permanent du l'acrotère.

Désignation	Surface(m <sup>2</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Béton armée	0,069	25	1.73
<b>G</b>	<b>1.73</b>		

## II.4. Pré dimensionnement des éléments secondaires

### II.4.1. Les balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine, ils sont encastés au niveau de la poutre de rive et sont calculés comme étant des consoles.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par :  $e \geq L/10$

**L** : largeur du balcon.

On a :  $L = 1.30 \text{ m} \Rightarrow e > 13 \text{ cm}$

- Isolation acoustique :

$$e_2 \geq 12 \text{ cm (d'après RPA 99 / version 2003).}$$

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

### II.4.2. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont simplement appuyés à leurs deux extrémités. Notre ouvrage comporte un escalier de type volé

- Un escalier est caractérisé par :



- **g** : largeur de marche (giron).
- **h** : hauteur de contre marche.
- **n** : nombre de marche.
- **L** : largeur de volée.
- **l** : la projection verticale de la largeur de volée.
- **H** : la projection horizontale de la longueur de volée.

➤ Hauteur d'une contre marche :

Donnée par  $16.5 \leq h \leq 17.5$ , on prend :  $h = 17$  cm.

➤ Le giron :

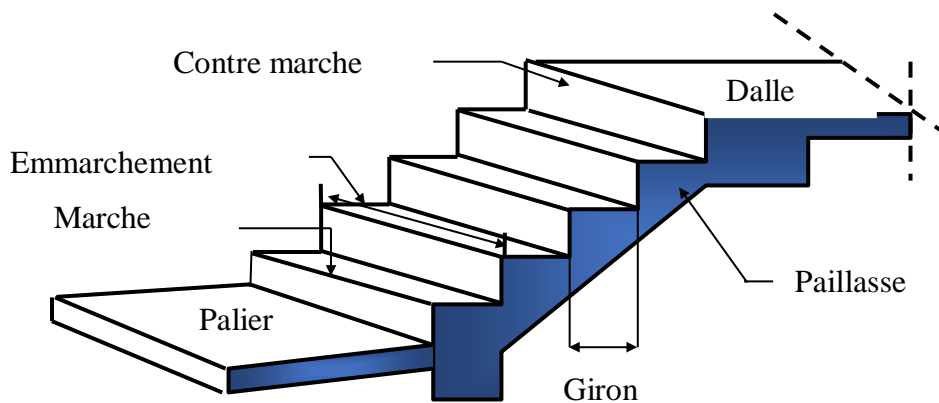
Donnée par la formule de BLONDAL :

- $59 \leq 2h + g \leq 66$  cm d'où  $(59 - 2h) \leq g \leq (66 - 2h)$  cm  $\Rightarrow 25 \leq g \leq 32$

On prend  $g = 30$  cm (la largeur de marche).

➤ **Nombre de marche**

Comme on à la hauteur de RDC égale la hauteur de sous-sol et la hauteur de l'étage courant :



**Figure.II.3.** Les escaliers.

$$n = h_{(EC, RDC, SS)} / h \dots \text{Tel que } \Rightarrow h_{(EC, RDC, SS)} = 306 \text{ cm}$$

$$n = 306 / 17 = 18$$

Donc **n = 18** marche (9 à chaque volée).

✓ L'épaisseur de palier et de paillasse :

➤ **1<sup>er</sup> condition**

$$L_p/30 \leq e \leq L_p/20$$

- Hauteur de la paillasse :  $H' = 0.17 \times 9 = 1.53 \text{ m} \Rightarrow H' = 1.53 \text{ m}$
- Détermination de longueur de la paillasse :  $l = g (n-1) = 30 (9-1) = 2.40 \text{ m}$
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse :  $\text{tg } \alpha = H' / L = 1.53 / 2.40$   
 $\Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$
- Détermination de la longueur de la paillasse :  $L_p = H' / \sin \alpha = 1.53 / \sin (32.52)$   
 $\Rightarrow L_p = 2.84 \text{ m}$
- Détermination d'épaisseur de la paillasse :  $285/30 \leq e \leq 285/20$   
 $9.5 \leq e \leq 14.25 \text{ cm} \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$

➤ **2<sup>eme</sup> condition**

$$e \geq \max (\text{porté} / 30 ; 10 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (9.5 ; 10 \text{ cm})$$

✓ **Conclusion**

On prend l'épaisseur de la paillasse et de palier : **e = 15 cm**

- **L'arguer de palier**

$$\text{Donné par : } L \geq 1.2 \text{ m}$$

$$\text{On prend } L = 1.2 \text{ m}$$

- **L'emmarchement**

C'est la longueur de la marche.

Dans notre cas on prend : **l = 1.30 m.**

### II.4.3. L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire situé en bordure de toiture terrasse, il sert à protéger l'étanchéité contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est aussi assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre **G** qui donne un effort normal **N<sub>G</sub>**.

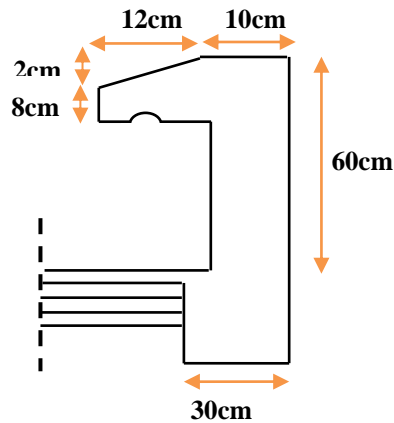


Figure.II.4. Acrotère

- Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho_{\text{béton}} \times S$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ Kn/m}^3 \\ S = [0.6 \times 0.1 + (0.1 \times 0.1) - (0.1 \times 0.02)] / 2 \end{array} \right.$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad G = 1.73 \text{ KN/m}$$

#### II.4.4. Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite :

On prend  $L_n = 65 \text{ cm}$  la distance entre axes des poutrelles.

$$\text{Et } b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{x.\text{max}}}{10}; [6h_0, 8h_0]\right)$$

$h_0$  : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

$L_{x.\text{max}}$  : la portée maximale de la poutrelle = 4.80 m.

$$\text{D'où } b_1 = \min(32.5; 48; [24, 32])$$

$$\text{Donc } 24 < b_1 < 32$$

$$\text{On prend } b_1 = 26 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } b_0 = L_n - 2b_1 = 13 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow b_0 = 13 \text{ cm}$$

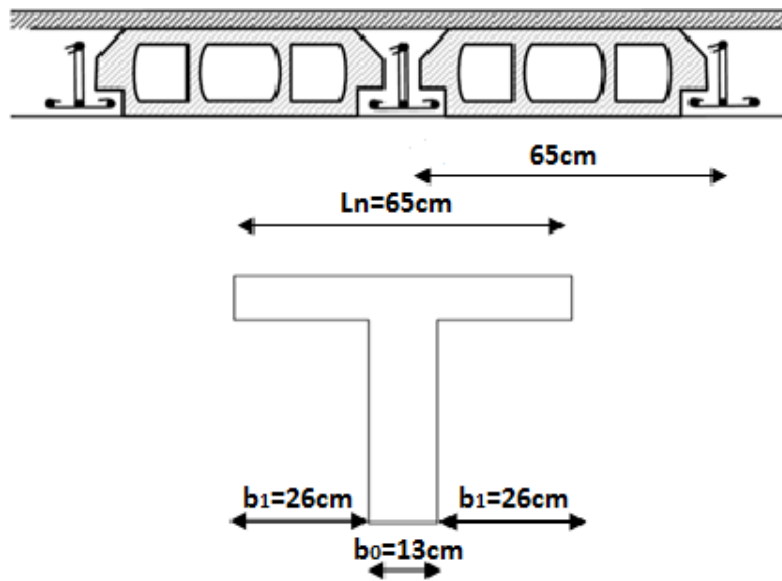


Figure II.5: Dimension de la poutrelle.

## II.5. Pré dimensionnement des éléments principaux

### II.5.1 Les poutres

Une poutre est un élément porteur à section rectangulaire, en **T** ou en **I**, dont la portée est prise entre axe d'appuis. Leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Dans notre structure les poutres sont en béton armé de section rectangulaire.

Le pré dimensionnement se fera selon le **BAEL91** et les vérifications selon le **RPA99/V2003**.

✓ D'après le « **BAEL91 modifié 99** »:

Selon le **BAEL91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} L / 15 \leq h \leq L / 10 \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{array} \right.$$

Avec:

L: La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

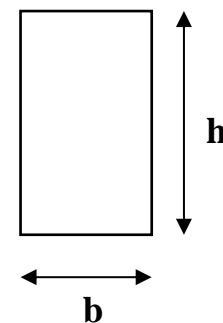


Figure II.6. Dimension de poutre.

#### a. Poutres principales

On a:  $L_{max} = 530$  cm.

➤ Détermination de la hauteur "h":

$$530 / 15 \leq h \leq 530 / 10 \Rightarrow 35.33 \leq h \leq 53 \Rightarrow \text{On prend } h = 50 \text{ cm}$$

✓ Détermination de la largeur "b":

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 15 \leq h \leq 35 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc  $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$ .

❖ Vérification selon « **RPA99 version 2003** »

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.67 < 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

### b. La poutre secondaire

✓ Détermination de la hauteur "h"

$$480 / 15 \leq h \leq 480 / 10 \Rightarrow 32 \leq h \leq 48 \Rightarrow \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

✓ Détermination de la largeur "b":

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 12 \leq h \leq 28 \Rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm (d'après RPA).}$$

Donc  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

❖ Vérification selon « **RPA99 version 2003** »

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

### II.5.2. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

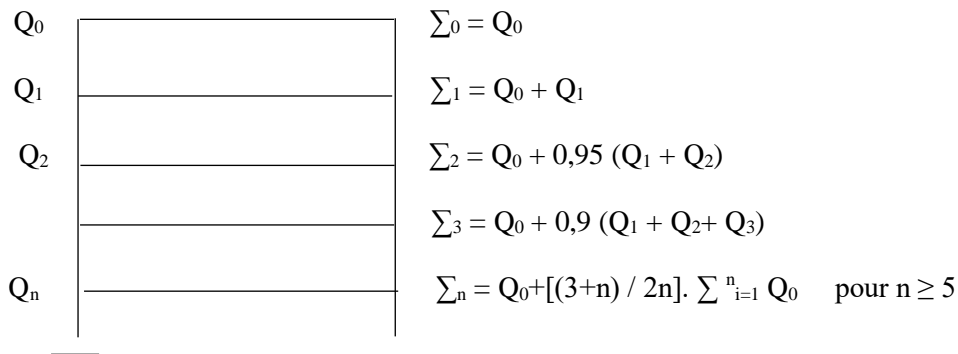
→ **Etapas de Pré dimensionnement**

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Dimensionnements des poteaux.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99/version 2003.** »

→ **Dégression de charge**

➤ **Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure.



**Figure.II.7.** Dégression vertical des charges.

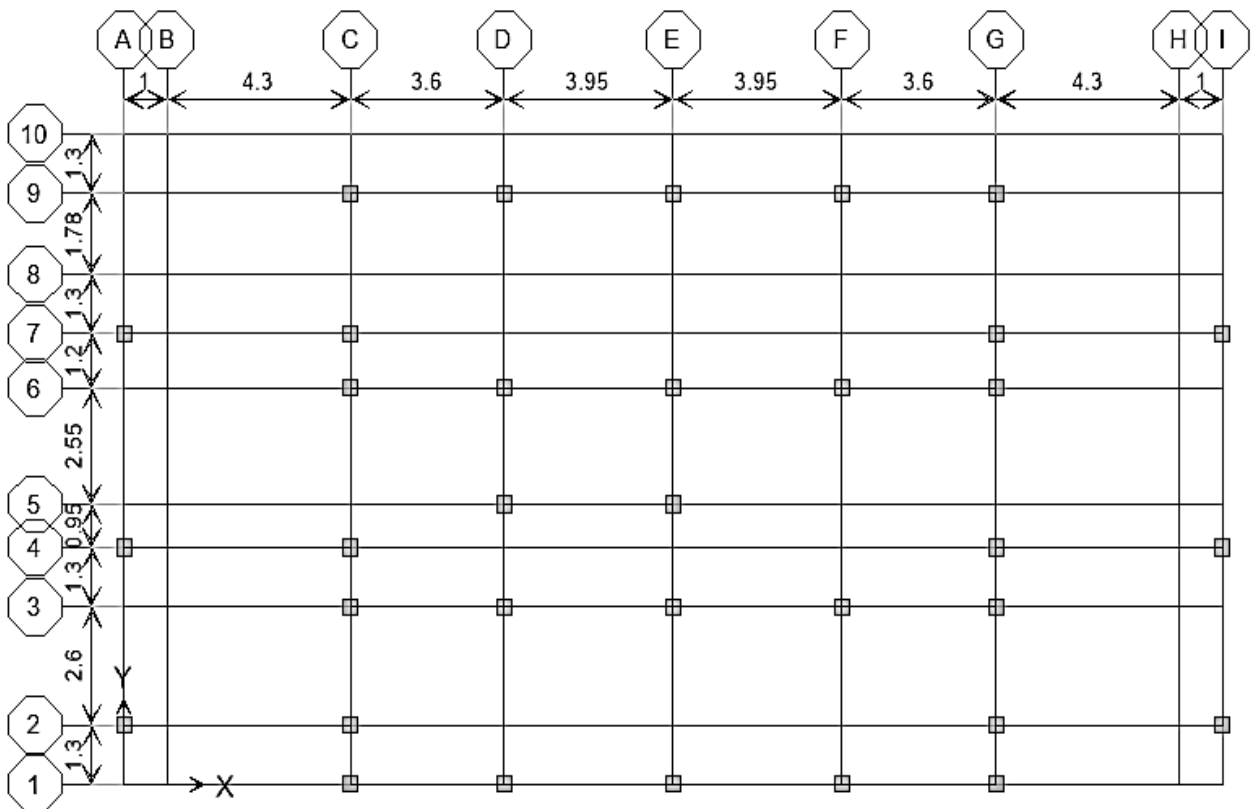
**Tab.II.10.** Coefficients de dégression de surcharges

Niveaux	Terrasse	5	4	3	2	1	RDC	R-1
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71

**Tabl.II.11.** Dégression des surcharges.

Niveau	Dégression	Q cumulée [KN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	$Q_0$	1
5 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + Q_1$	2,5
4 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
3 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
2 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
1 <sup>ère</sup> étage	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
RDC	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
R-1	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.46

➤ **Le poteau le plus sollicité**

**Figure.II.8.** Position de poteau plus sollicité.

Dans ce cas le poteau le plus sollicité c'est celui qui trouve dans l'intersection des travées

« F6 ».

➤ **Calcul de la surface reprise par le poteau**

✓ **Remarque**

On majore la surface reprise par le poteau par un coefficient de majoration égal à 1.1

$$S = (1.98 + 1.8) \times (2.4 + 2.14) = 17.16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{majoré}} = 17.16 \times 1.1 = 18.88 \text{ m}^2$$

### ➤ Dimensionnements des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$  : effort normal ultime (compression)  $= 1.35G + 1.5Q$
- $\alpha$  : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ )
- $\lambda$  : élancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$  ;
- $l_f$  : longueur de flambement ;
- $i$  : rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$  ;
- $I$  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$
- $B$  : surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ) .
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1.50$ ).....situation durable.
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1.15$ ).....situation durable .
- $f_e$  : limite élastique de l'acier ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) .
- $f_{c28}$  : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).
- $A_s$  : section d'acier comprimée.
- $Br$  : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle  $I_{cm}$  d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br = (a - 0.02)(b - 0.02)$ ) [ $\text{m}^2$ ].

Selon le « **BAEL 91 modifié 99** »

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$



- $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$  Si  $\lambda = 50$
- $\alpha = 0.6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$  Si  $50 < \lambda < 100$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0.64N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow Br = 0.64Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

- Le minimum requis par "RPA99 version 2003 ":

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} * \text{Min}(b; h) \geq 25 \text{ cm} \\ * \text{Min}(b; h) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{cases}$$

**Avec**

$(h ; b)$  : dimensions de la section.

$h_e$  : hauteur d'étage.

On adopte pour des poteaux de section rectangulaire  $(h \times b)$ .

- **Vérification à l'ELS**

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0.6 f_{c28}$$

**Avec**

$N_{ser}$  : effort normal à l'ELS ( $N_{ser} = N_G + N_Q$ ).

$B$  : section de béton du poteau.

$A_s$  : section des armatures ( $A_s = 1\%B$ ).

$n$  : coefficient d'équivalence  $\left( n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$ .

$\sigma_{ser}$  : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6f_{c28} = 15MPa .$$

### ➤ Calcul

- Le poteau central plus sollicité:
- La surface revenante a ce poteau est :
- $S = (1.98+1.8) \times (2.4+2.14) = 17.16 \text{ m}^2$

Plancher terrasse :  $G_{ter} = 6.73 \times 17.16 = 115.50 \text{ KN}$

Plancher courant :  $G_{ec} = 5.6 \times 17.16 = 96.10 \text{ KN}$

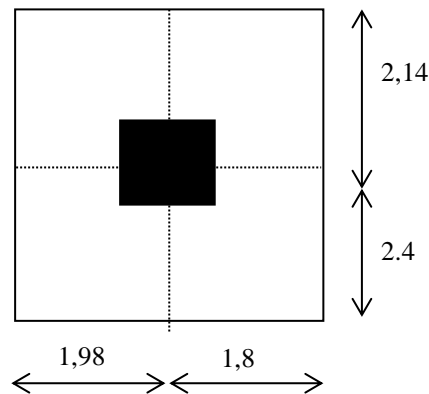


Figure II.9. Schéma indique le poteau central le plus sollicité

Tab.II.12. Calcul des sections des poteaux.

	G KN/m <sup>2</sup>	Gmaj KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	Qu KN/m <sup>2</sup>	S m <sup>2</sup>	Smaj m <sup>2</sup>	Nu KN	Nucum KN	Br Cm <sup>2</sup>	A Cm <sup>2</sup>	a Adop
Terrasse	6.73	7.4	1	11.49	17.16	18.88	216.93	/	/	/	/
Etage 05	5.6	6.16	1.5	10.57	17.16	18.88	199.37	216.93	138.84	13.78	(35x35)
Etage 04	5.6	6.16	1.5	10.57	17.16	18.88	199.37	416.3	266.43	18.32	(35x35)
Etage 03	5.6	6.16	1.5	10.57	17.16	18.88	199.37	615.67	394.03	20.85	(35x35)
Etage 02	5.6	6.16	1.5	10.57	17.16	18.88	199.37	815.04	521.62	24.84	(40x40)
Etage 01	5.6	6.16	1.5	10.57	17.16	18.88	199.37	1014.41	649.22	27.48	(40x40)
Etage (RDC)	5.6	6.16	1.5	10.57	17.16	18.88	199.37	1213.78	776.82	29.87	(45x45)
R-1	/	/	/	/	/	/	/	1413.16	904.42	32.07	(45x45)

❖ Vérification vis-à-vis du RPA 99 [ART 7.4]

**D’après le RPA99/ver 2003 (7.4) :** Les dimensions à prendre doivent vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a, b)} \geq h_e / 20 \\ \text{Min (a, b)} \geq 25\text{cm} \\ 1/4 \leq a/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Min (45, 45)} \geq 306 / 20 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min (45, 45)} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 \leq 45/45 \leq 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification du poteau au flambement**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ avec } l_f = k \times l_0, i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$\lambda$ : Elancement mécanique

$l_f$ : Longueur de flambement.

$l_0$ : (la longueur libre d’un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives).

$k=0.7$  : Pour le poteau central d’un bâtiment à étage multiple encre directement dans les fondations.

$i_{\min}$ : Rayon de giration.

I: Moment d’inertie.

B: Section du poteau.

Exemple : étage RDC : H = 3.06m

✓ **Calcul de moment d’inertie**

$$I = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{0.45 \times 0.45^3}{12} = 0.0034m^4$$

✓ **Rayon de giration**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0034}{0.45 \times 0.45}} = 0.13m$$

✓ **Elancement mécanique**

On a :  $l_f = k \times h_0 = 0.7 \times (3.06 - 0.2) = 2.002m$

$$\lambda = \frac{2.002}{0.13} = 15.41 \leq 35 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**Tableau II.13.** Vérification du poteau au flambement

Etage	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	I (m <sup>4</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	i (m)	$\lambda$	Condition
S.Sol , RDC	2.86	2.002	0.0034	0.20	0.13	15.41	C.V
1 <sup>ère</sup> ; 2 <sup>ème</sup>	2.86	2.002	0.0021	0.16	0.12	17.34	C.V
3 <sup>ème</sup> ; 4 <sup>ème</sup> ; 5 <sup>ème</sup>	2.86	2.002	0.0013	0.13	0.10	19.43	C.V

### II.5.3. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière [l'article 7.7.1 du RPA99/version2003].

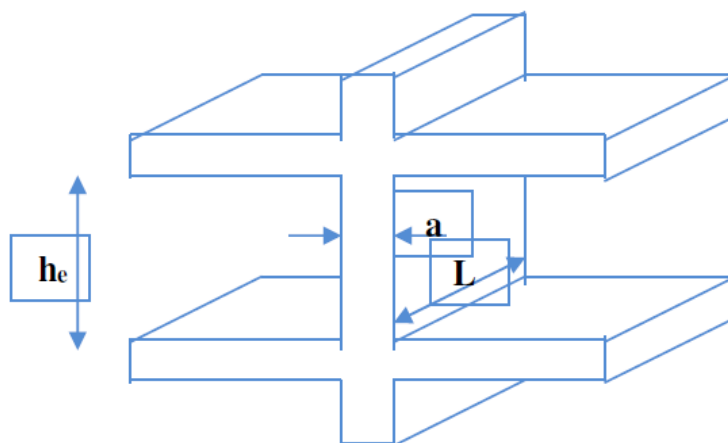
Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

- **Les charges verticales** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **Les actions horizontales** : effet de séisme.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à [Art 7-7-1 du RPA99].

#### ➤ L'épaisseur

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à (l'article 7.7.1 de RPA99/version 2003) :



**Figure.II.10.** Coupe de voile.

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile

Pour RDC et R+1 et les étages courants la hauteur  $h = 306 \text{ cm}$

$$L \leq 4a$$

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 360 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } a \geq 266/20$$

$$a \geq 13.30 \text{ cm}$$

$$a \geq \max [13.3 ; 10.65 \text{ cm}]$$

On adopte  $a = 20 \text{ cm}$

$$L \leq 4 \cdot 20 \quad L \leq 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{En prend } L = 80 \text{ cm.}$$

### III .1. Introduction

Les éléments secondaires ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale), comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique. Car ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont :

Les escaliers, l'acrotère, les balcons, les planches à corps creux...etc.

### III.2. Etude de l'acrotère

#### III.2.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

#### III.2.2. Dimension de l'acrotère

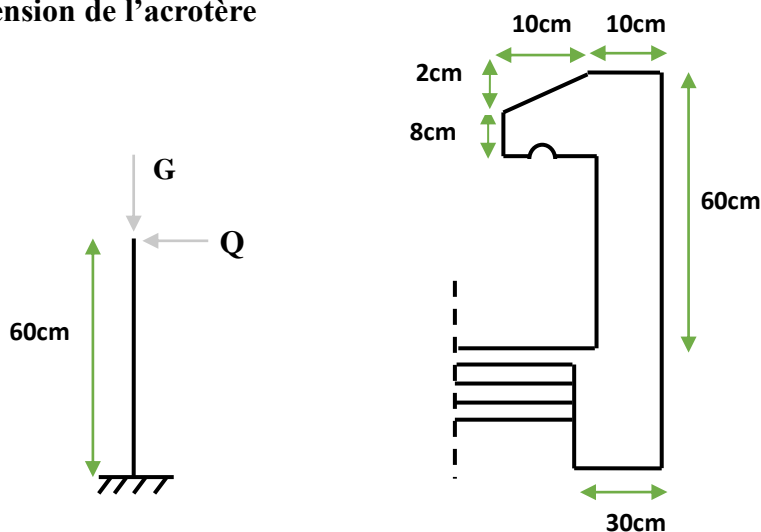


Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère

### III.2.3. Schéma statique

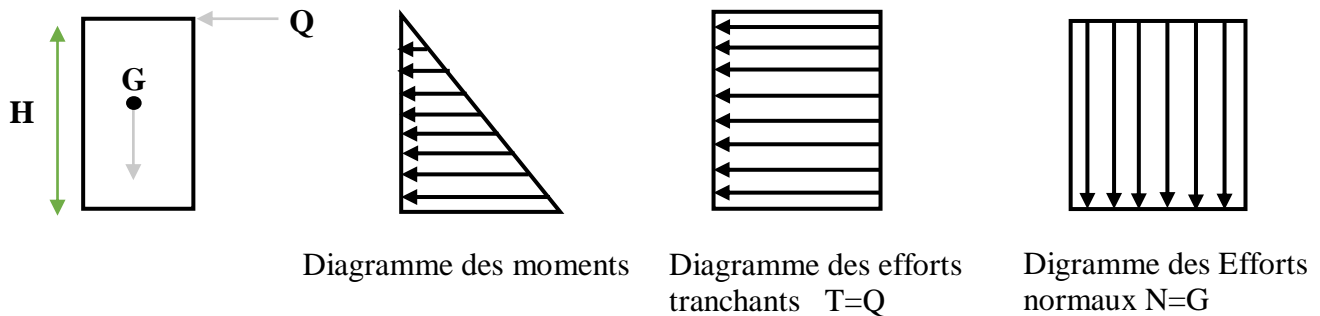


Figure.III.2 Schéma statique de l'acrotère.

#### ❖ Evaluation des charges

Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho_{\text{béton}} \cdot S$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ KN/m}^3 \\ S = [0.6 \times 0.1 + (0.1 \times 0.1) - (0.1 \times 0.02)] / 2 \end{array} \right.$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2 \Rightarrow G = 1.73 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :  $Q = \max (1 \text{ KN/m})$
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N_G = G \times 1 = 1.73 \text{ KN}$ .

#### ➤ La force sismique $F_p$

D'après le **RPA99V2003 [Article 6.2.3]** les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.
- $C_p$ : Facteur de force horizontale.
- $W_p$ : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

- $A = 0.25$  (zone sismique III ; groupe d'usage 2).
- $C_p = 0.8$  (tableau 6.1, RPA99/2003).
- $W_p = 1.73 \text{ KN/ml}$ .

Donc :  $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.73 = 1.38 \text{ KN/ml}$ .

- Effort tranchant :  $T_Q = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M_Q = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN}$

### III.2.4. Combinaison de sollicitation

#### ➤ A L'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} N_U = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.73 = 2.33 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m} \\ T_U = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

#### ➤ A L'ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G = 1.73 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m} \\ T_{ser} = T_Q = 1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

### III.2.5. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (**1ml**). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (**b x h**) **cm<sup>2</sup>** soumise à la flexion composée.

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

**b** : largeur de la section : 100 cm.

**c et c'** : Enrobage : 2 cm.

**d = h - c** : Hauteur ultime.

**M<sub>f</sub>** : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

#### a. Calcul des armatures à L'ELU

##### ❖ Position du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.90}{2.33} = 0.386 \text{ m}$$

$$e_u \approx 39 \text{ cm}$$



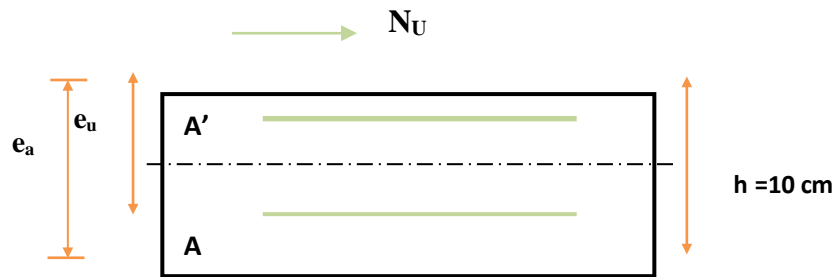


Figure.III.3. Position du centre de pression.

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm.}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u$  tel que «  $e_u$  » est Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section

limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$ .

Puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- **Calcul en flexion simple**

- **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times e_f \begin{cases} N_u = 2.33 \text{ KN} \\ e_f = e_u + \frac{h}{2} - c = 39 + \frac{10}{2} - 2 = 42 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_f = 2.33 \times 0.42 = 0.98 \text{ KN.m.}$$

- **Moment réduit**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{0.98 \cdot 10^6}{1000 \cdot 80^2 \cdot 14.2} = 0.011$$

$$10^4 \mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050) \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.5$$

$$\mu_{lu} = 0.33 > \mu_{bu} = 0.046 \Rightarrow A_s' = 0 \quad (\text{pas d'armatures comprimées}).$$

- **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec : } \beta = (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\text{tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.011)}) = 0.0138$$

$$\text{Donc : } \beta = 0.994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0.98 \times 10^6}{0.994 \times 80 \times 348} 10^{-2} = 0.35 \text{ cm}$$

- **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.35 - \left( \frac{2.33 \times 10^{-2}}{348} \right) 10^{-2} = 0.28 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Vérification

- **Condition de non fragilité**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :  $A_s \geq A_{\min}$ .

$$A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{es - 0,45.d}{es - 0,185.d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8}$$

$$A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\begin{cases} e_s = \frac{MS}{NS} = \frac{0.60}{1.73} = 0.35 \text{ m} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$A_s = 0.31 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$\Rightarrow A_s = A_{\min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

#### ➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$  Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm.}$$

- **Vérification au cisaillement:** [Art III.2 / BAEL 91]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right) = 2,5MPa. \text{ (La fissuration est préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 d} \quad \text{avec : } Vu = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1.5 \times 10^{-3} / (1 \times 0.08) = 0.0187 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V} \quad \text{donc il n'y a pas de risque de cisaillement.}$$

- **Vérification des contraintes à L'ELS**

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

### 1. Dans le béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = K.y$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \frac{M_{SER}}{I} \quad \text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \quad \text{(Moment d'inertie)} \\ y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

- **Position de l'axe neutre**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + d'A'_s) = 0 \quad \Rightarrow Y = 1.28 \text{ cm.}$$

- **Calcul de Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \cdot y_s^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - Y) \quad \Rightarrow I = 1431.43 \text{ cm}^4$$

$$D'où : K = \frac{0.6 \cdot 10^6}{1431.43 \cdot 10^4} \quad K = 0.042 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0.042 \times 12.8 = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Dans l'acier**

On doit vérifier que:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1.6$  pour des HA > 6 mm

$f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226.67 \text{ MPa} ; \max(200 \text{ MPa}, 201.63 \text{ MPa}) \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = nK(d - y)$  Tel que  $n = 15$ .

$$\sigma_s = 44.64 \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'écartement des barres**

➤ **Armatures verticales**

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

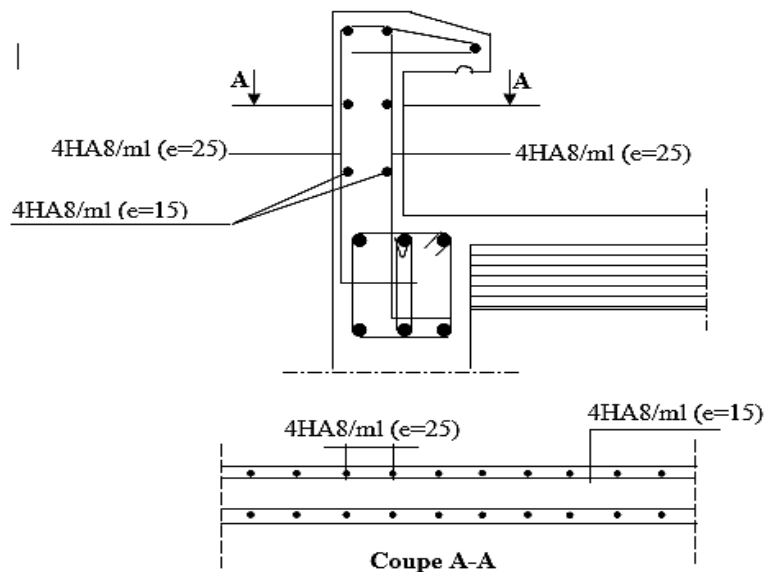
$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure.III.4.** Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Etude des balcons

#### III.3.1. Définition

Le balcon est assimilé à une console en dalle pleine, encastrée à son extrémité de longueur de 1.30m et d'épaisseur de 15 cm. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m.

#### III.3.2. Évaluation des charges

$b=1.00$  m,  $h=0.15$  m,  $d=0.9h=0.135$  m,  $d'=C'=1.5$  cm.

On fait le calcul pour 1 mètre linéaire donc :

##### ➤ Charges permanentes

Poids propre du balcon .....  $5.35 \times 1\text{m}=5.35$  KN/m.

Poids du garde-corps .....  $P_1=1$ KN/m.

##### ➤ Surcharge d'exploitation

Surcharge du balcon .....  $3.50 \times 1\text{m}=3.50$ KN/m.

Force ponctuelle due à la main courante .....  $P_2=1$ KN/m.

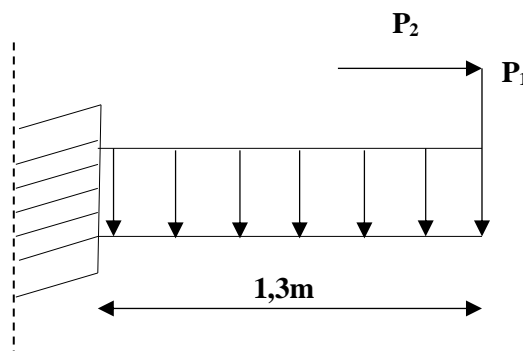


Figure.III.5. Schéma statique de balcon.

#### III.3.3. Calcul des sollicitations

##### ➤ ELU

$$q_u=1,35 \times G + 1,5 \times Q=12.47 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{pu}=1,5 \times p=1,5 \text{ KN}$$

On a :

$$M_u = q_{pu} \times 1 + q_u l^2/2 = 12.04 \text{ KN.}$$

$$V_u = q_u \times 1,3 = 15.65 \text{ KN.}$$

➤ **ELS**

$$Q_s = G + Q = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{p(\text{ser})} = p = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = q_s \times l^2/2 + q_{ps} = 8.$$

$$48 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times 1,30 = 11.02 \text{ KN}$$

### III.3.4. Ferrailage à L'ELU

❖ **Calcul des armatures longitudinales**

On calcul les armatures en flexion simple à l'ELU.

On a :  $b_0 = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $c = 1.5 \text{ cm}$ .

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \times \gamma_b \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.04 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_{lu} = 0,392 > \mu_{bu} = 0,046 \Rightarrow A_s' = 0 \Rightarrow \text{méthode simplifiée pour calculer } Z_b$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13,5(1 - 0,6 \times 0,046) = 13.12 \text{ cm}$$

Avec:  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$A_u = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{12.04 \times 10^6}{131.2 \times 348 \times 10^2} = 2.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification**

➤ **L'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$$A_u \geq A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e}$$

$$A_u \geq A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} \Rightarrow A_s = 2,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2}.$$

**Espacement** :  $S_L = 20$  cm.

❖ **Choix des armatures de répartitions**

$$A_r = A_s / 4 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $A_r = \mathbf{5HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$ .

$S_r = 20$  cm.

- **Vérification de l'effort tranchant**  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15.65}{100 \times 135} \times 10^3 = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  ..... Condition Vérifiée.

- **Vérifications à l'adhérence**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a : } \bar{\tau}_{su} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\psi_s = 1,5 \text{ Pour acier HA} \quad \text{D'où : } \bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$\Sigma U_i$ : La somme des périmètres des armatures tendues.

$$\text{Donc : } \Sigma U_i = 5 \times 2 \times \pi \times R = 157 \text{ mm.}$$

$$\text{On a : } \tau_{su} = \frac{v_u}{0.9d \Sigma U_i} = \frac{15.65 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 157} = 0.82 \text{ MPa}$$

$\tau_{su} = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... Condition Vérifiée.

➤ **ELS**

❖ **Vérification des contraintes**

On a:  $b = 100$  cm;  $d = 13,5$  cm;  $M_{ser} = 8.48$  KN.m;  $A_s = 3,93$  cm<sup>2</sup>.

- **La contrainte maximale dans le béton comprimé**

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

- **La contrainte maximale dans les aciers tendus**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés:

**Tab.III.1.** Tableau récapitulatif de vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS.

Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (N/mm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
8.48	3.44	10036.71	0.084	2.90	15	C.V	201.63	126.76	C.V

• **Vérification de la flèche** [BAEL91/ArtB.6.5.2]

Nous avons une fissuration non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

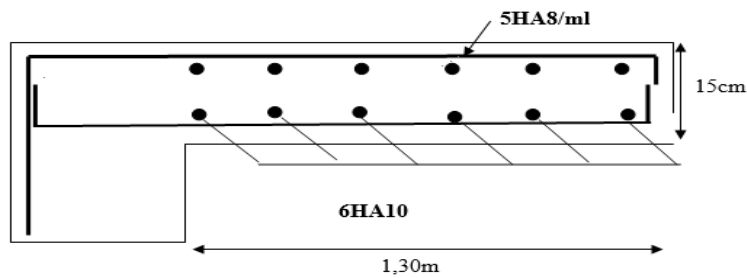
Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,11 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,11 = 0,1 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0,0029 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

✓ **Conclusion**

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

**III.3.5. Schéma de ferrailage**



**Figure.III.6.** Schéma de ferrailage de balcon.

**III.4. Etude d'escalier**

➤ **Définition**

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1 m**.



La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

### III.4.1. Calcul des escaliers

#### ➤ Les sollicitations

Tab.III.2. Calcul des sollicitations.

Les charges	Paillasse	Palier de repos
Charge permanente G [KN/m <sup>2</sup> ]	7.92	5.12
Charge d'exploitation Q [KN/m <sup>2</sup> ]	2.5	2.5

#### Combinaisons des charges

#### ➤ L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- **Paillasse** :  $q_1 = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 7.92) + (1.5 \times 2.5) = 14.44 \text{ KN/m}$ .
- **Palier de repos** :  $q_2 = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.12) + (1.5 \times 2.5) = 10.66 \text{ KN/m}$

#### ➤ L'ELS

$$q_s = G + Q$$

- **Paillasse** :  $q_1 = G + Q = 7.92 + 2.5 = 10.42 \text{ KN/m}$
- **Palier de repos** :  $q_2 = G + Q = 5.12 + 2.5 = 7.62 \text{ KN/m}$

#### ✓ Schéma statique

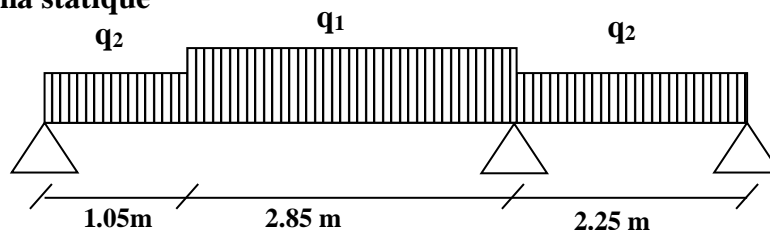


Figure.III.7. Schéma statique de l'escalier.

#### ❖ Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

Le tableau suivant représente les diagrammes des moments et l'effort tranchants :

**Tab.III.3.** Diagrammes des moments et l'effort tranchants.

Type		sollicitation	Valeur max	Diagrammes
1	E L U	Moment D'appui	19.24 KN.m	
		Moment En travée	17.46 KN.m	
		Effort Tranchant D'appui	32.56 KN	
	E L S	Moment D'appui	13.85 KN.m	
		Moment En travée	12.59 KN.m	
		Effort Tranchant D'appui	23.48 KN.m	

✓ **Remarque**

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

➤ Aux appuis :  $M_a = -0.3 \times M_z^{max}$

➤ En travée:  $M_t = 0,85 \times M_z^{max}$

ELU	ELS
$\left\{ \begin{array}{l} M_{Z \max} = 19.24 \text{ KN.m} \\ M_a = 5.77 \text{ KN.m} \\ M_t = 16.35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} M_{Z \max} = 13.85 \text{ KN.m} \\ M_a = 4.15 \text{ KN.m} \\ M_t = 11.77 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

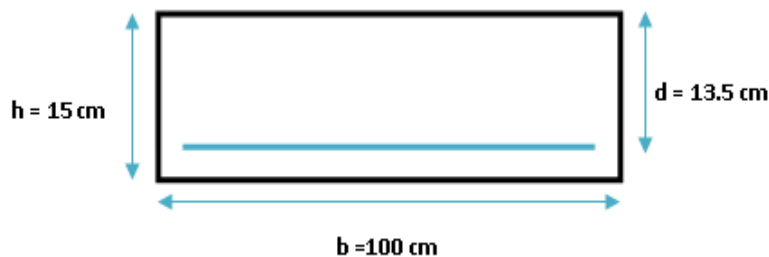
### III.4.2. Ferrailage

#### • Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

$$h = 15 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15;$$

$$f_{Ed} = 348 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$



#### ❖ Calcul à ELU

**Tab.III.4.** Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU.

	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l = 0.392$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$A_{s,adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
En travée	16.35	0.063	$\mu_{bu} < \mu_l$	0	12.99	5.65	1.63	5HA12
En appui	5.77	0.022	$\mu_{bu} < \mu_l$	0	10.32	3.93	1.63	5HA10

#### ❖ Vérification à ELS

**Tab.III.5.** Vérification de contrainte dans le béton à l'ELS.

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (N/mm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	11.77	5.65	4.01	9781.97	0.120	4.81	15	C.V
Appui	4.15	3.93	3.44	7322.87	0.057	1.96	15	C.V

#### ✓ Remarque

Les fissurations étant peu préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

• **Choix et vérification des armatures**

**Tab.III.6.** Tableau récapitulatif de choix et vérification des armatures.

	Armatures Longitudinales	Vérification de l'espacement	Armatures de réparation	Vérification de l'espacement
Travée	5HA12 $A_{s,adop}=5.65\text{cm}^2$ St= 25cm	$S_t < \min\{3h ; 33\text{cm}\}$ $25\text{cm} < 33\text{cm}$ C.V	4HA10 $A_{s,adop}=3.14\text{cm}^2$ St= 25cm	$S_t \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\}$ $25\text{cm} < 45\text{cm}$ C.V
Appui	5HA10 $A_{s,adop}=3.93\text{cm}^2$ St= 20cm	$S_t < \min\{3h ; 33\text{cm}\}$ $20\text{cm} < 33\text{cm}$ C.V	4HA10 $A_{s,adop}=3.14\text{cm}^2$ St= 25cm	$S_t \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\}$ $25\text{cm} < 45\text{cm}$ C.V

❖ **Vérification à ELU**

**Tab.III.7.** Tableau récapitulatif des vérifications à ELU.

	$T_{\max}$ (KN)	Contrainte de cisaillement			Contrainte d'adhérence aux appuis			
		$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\sum U_i$ (mm)	$\tau_{se}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	OBS
Travée	32.56	0.24	3.33	C.V	157	1.71	3.14	C.V
Appui								

• **Vérification de la flèche** [Art B.6.5.1. BAEL91/99]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{L} = \frac{15}{615} = 0,0244 < 0,0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0,0244 < 0,085 \quad \dots\dots\dots \text{N'est pas vérifiée} \\ \frac{A_{St}}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad 0,0042 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

➔ **Calcul de la flèche** [Art - A.2.1, 21 et A.2.1, 22/BAEL91]

$M_{ser}=11.77 \text{ KN.m}$  ;  $b_0=b=100\text{cm}$  ;  $A_s=5.65\text{cm}^2$  ;  $L= 6.15\text{m}$  ;  $h= 15\text{cm}$ .

**Tab.III.8.** Tableau représente les résultats de la flèche.

$I_0$ ( $\text{cm}^4$ )	$\sigma_s$ (MPa)	$\rho$	$\mu$	$I_{fi}$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_{fv}$ ( $\text{cm}^4$ )
31176	204.98	0.0042	0.34	12701.33	20412.86
$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$\bar{f}$ (cm)	Observation	
0.11	0.20	0.09	1.12	C.V	

### III.4.3. Schéma de ferrailage

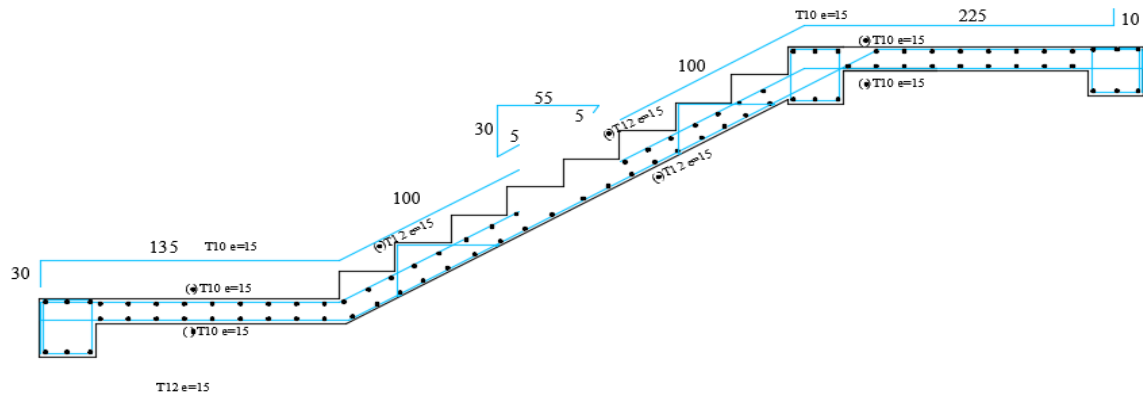


Figure.III.8. Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.5. Étude de la poutre palière

La poutre palière c'est une poutre de section rectangulaire est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées.

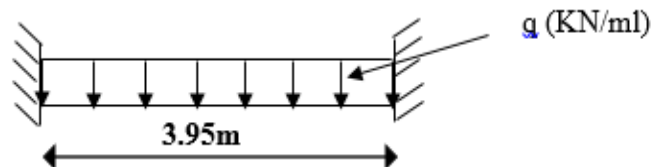


Figure.III.9. Schéma statique de la poutre palière.

#### III.5.1. Pré dimensionnement

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } h=40\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } b = 30\text{cm}$$

#### ❖ Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003

- $h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$
- $b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$

On adopte une poutre palière de **(30x40)** cm<sup>2</sup>.

#### III.5.2. Détermination des charges et surcharges

La poutre palier sera sollicitée par :

- Poids propre de la poutre  $G_{pp} = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- Réaction due à l'escalier :

La paillasse :  $G_{\text{paillasse}} = 7.92 \times 1.28 = 10.14 \text{ KN/m}$

Le palier :  $G_{\text{palier}} = 5.12 \times 1.13 = 5.79 \text{ KN/m}$

Surcharges :  $Q = (1.13 + 1.28) \times 2.5 = 6.03 \text{ KN/m}$

### III.5.3. Sollicitation

#### ➤ ELU

$$q_u = 1.35 G + P_U$$

$$P_U = 1.35(10.14 + 5.79) + 1.5(6.03) = 30.55 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35 \times 3 + 30.55 = 34.60 \text{ KN/m}$$

#### ➤ ELS

$$q_s = G + P_s$$

$$P_s = (10.14 + 5.79) + 6.03 = 21.96 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 3 + 21.96 = 24.96 \text{ KN/m}$$

### ❖ Calcul des moments et des efforts tranchant

Par l'utilisation de logiciel RDM6 on trouve :

**Tab.III.9.** Tableau récapitulatif de calcul la poutre palière.

Combinaison	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	V (KN)
ELU	44.99	22.49	68.34
ELS	32.45	16.23	49.30

### III.5.4. Calcul du ferrailage

$h = 0,40 \text{ m}$  ;  $b = 0,30 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  
 $f_{ed} = 348 \text{ MPa}$ .

#### ➤ ELU

**Tab.III.10.** Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU.

m	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l =$ 0.392	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	Z (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s.adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	22.49	0.041	$\mu_{bu} < \mu_l$	0	351.1	1.84	3.39	1.30	3HA12
Appui	44.99	0.081	$\mu_{bu} < \mu_l$	0	342.5	3.77	5.65	1.30	5HA12

#### • Armature de répartition

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \min \{ 12 ; 11.4 ; 30 \} = 11.4 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(32.4 \text{ cm} ; 40\text{cm}) \Rightarrow \text{On prend : } S_t = 20\text{cm.}$$

❖ Vérification à ELU

Tab.III.11. Tableau récapitulatif des vérifications à ELU.

	T <sub>max</sub> (KN)	Contrainte de cisaillement			Contrainte d'adhérence aux appuis			
		τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	OBS	∑U <sub>i</sub> (mm)	τ <sub>se</sub> (MPa)	τ̄ <sub>se</sub> (MPa)	OBS
Travée	68.34	0.63	3.33	C.V	376.8	056	3.15	C.V
Appui								

❖ Vérification à ELS

- Etat limite de déformation (la flèche) : [Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99]

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,101 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,101 > 0,085 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0074 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

❖ Contrainte de compression de béton

Tab.III.12. Vérification de contrainte dans le béton à l'ELS.

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (N/mm <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Travée	16.23	3.39	9.48	44283.05	0.037	3.51	15	C.V
Appui	32.45	5.65	11.71	66060.08	0.049	5.74	15	C.V

III.5.5. Schéma de ferrailage

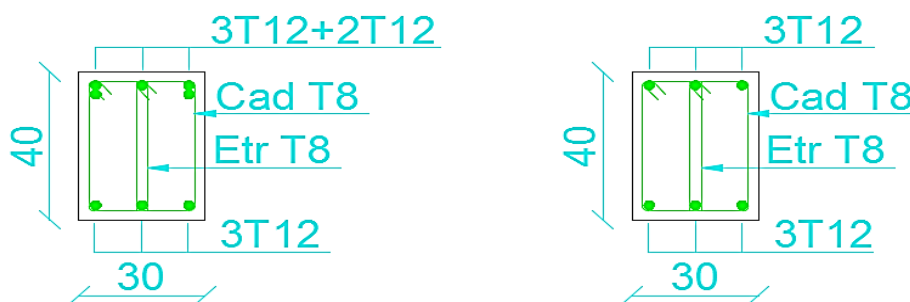


Figure.III.10. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III.6. Etude des planchers

#### III.6.1. Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capable de reprendre les charges verticales. Dans notre structure un type de plancher :

Plancher corps creux = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

#### III.6.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par la largeur d'un corps creux (hourdis). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la Transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres Principales.

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes : Le calcul avant coulage de la table de compression ; Le calcul après coulage de la table de compression.

#### III.6.3. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôles dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

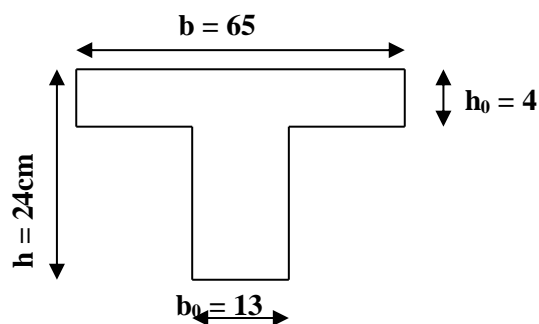
➤ **Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes**

- **1<sup>er</sup> étape** : avant le coulage de la dalle de compression.

- **2<sup>ème</sup> étape** : après le coulage de la dalle de compression.

Et comme le calcul de 2eme étape est plus pondérant que 1er étape nous avons prendre directement le cas le plus défavorable (après le coulage de la dalle de compression).

➤ **Dimensionnement des poutrelles**



**Figure.III.11.** Dimensionnement des poutrelles.



**a. Charges permanentes**

Poids du corps creux .....0,65x0.95=0.62KN/ml.

Poids propre de la poutrelle .....0.13x0.04x25=0.13KN/ml.

**G=0.75KN/ml.**

**b. Surcharges d’exploitations**

Surcharge due à la main-d’œuvre .....1x0.65=0.65KN/ml.

**Q=0.65KN/m**

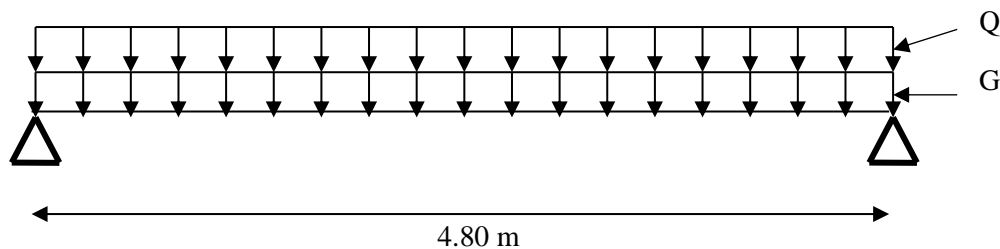
➤ **Combinaison des charges**

À ELU

$$qu = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow qu = 1.99KN / ml$$

À ELS

$$qs = G + Q \quad qs = 1.4KN / ml$$



**Figure.III.12.** Schéma statique d’une poutrelle.

➤ **Sollicitations de calcul**

$$M = \frac{ql^2}{8} ; T = \frac{ql}{2}$$

**Tab.III.13.** Sollicitation combinées de calcul des poutrelles.

	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
Moment[KN.m]	5.73	4.03
Effort tranchant[KN]	4.78	3.36

➤ **Calcul des poutrelles :** (Après le coulage de la dalle de compression)

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T de hauteur égale à l’épaisseur du plancher et reposant sur

plusieurs appuis. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

#### ❖ Charges revenants aux poutrelles

➤ L'ELU  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

➤ L'ELS  $q_u = (G + Q) \times b$

**Tab.III.14.** Tableau récapitulatif des charges reprend par les planchers.

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Etage courant	5.6	1.5	0.65	6,38	4,62
Terrasse inaccessible	6.73	1	0.65	6.88	5.02

On calcule le plancher le plus défavorable et ont généralisé le ferrailage pour l'autre plancher.

Le cas le plus défavorable c'est le cas d'un plancher Terrasse inaccessible.

$$q_u = 6.88 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = 5.02 \text{ KN/ml}$$

#### ❖ Choix de la méthode de calcul des poutrelles

Le règlement B.A.E.L 91 propose plusieurs méthodes qui permettent de déterminer des sollicitations (M et V) en appui et en travée.

Il y'a trois méthodes à utiliser :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode Caquot.
- Méthode des trois moments.

##### • Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

###### ➤ Condition 1

$$Q \leq \max(2g, 5 \text{ KN/m}^2) \Rightarrow 1 < 2 \times 6.73 = 13.46 \text{ KN/m}^2 \text{ et } 1 < 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

###### ➤ Condition 2

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.....C.V.

###### ➤ Condition 3

Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable.....C.V.

###### ➤ Condition 4

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

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \quad 0.8 \leq \frac{3.9}{4.8} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 < 0.81 < 1.25 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

### ❖ Principe de la méthode

#### ✓ Définition des grandeurs

- $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la "travée de comparaison" c'est-à-dire dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.
- $M_w$  et  $M_e$  : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite
- $M_t$  : Le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.
- $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport de la charge d'exploitation par la somme des charges permanentes et d'exploitation.

#### ✓ Remarque

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ( $0.15M_0$ ).

#### ✓ Exposé de la méthode forfaitaire

➤ **Moments isostatiques** :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

#### ➤ Moment sur appuis

#### ✓ Appuis de rive

- $M_a = 0$  ; sur les appuis de rive, le moment est nul.

#### ✓ Appuis intermédiaire

- $0.6 M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5 M_0$  dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- $0.4 M_0$  dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

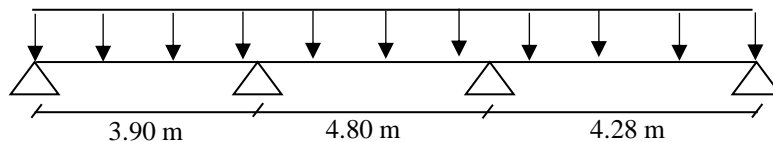
#### ✓ Moment en Travée

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots & \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

• **Application de la méthode**

➤ **Le 1<sup>er</sup> cas :** poutrelle de 3 travées



**Figure.III.13.** Schéma statique de la poutrelle de 3 travée.

➤ **A ELU :**  $qu = 6.88KN / ml$

**Tab.III.15.** Tableau récapitulatif des résultats trouvés par la méthode de forfaitaire à l’ELU.

Travée	1-2	2-3	3-4
$qu(KN/m)$	6.88	6.88	6.88
$L(m)$	3.90	4.80	4.28
$M_0(KN.m)$	13.08	19.81	15.75
$M_e(KN.m)$	0	-9.91	-9.91
$M_w(KN.m)$	-9.91	-9.91	0
$M_t(KN.m)$	8.78	10.89	11.58
$V_e(KN)$	13.42	18.16	16.20
$V_w(KN)$	-14.76	-18.16	-14.72

➤ **A ELS**  
 $qs = 5.02KN / ml$

**Tab.III.16.** Tableau récapitulatif des résultats trouvés par la méthode de forfaitaire à l’ELS.

Travée	1-2	2-3	3-4
$qu(KN/m)$	5.02	5.02	5.02
$L(m)$	3.9	4.8	4.28
$M_0(KN.m)$	9.54	14.46	11.49
$M_e(KN.m)$	0	-7.23	-7.23
$M_w(KN.m)$	-7.23	-7.23	0
$M_t(KN.m)$	6.40	7.95	8.45
$V_e(KN)$	9.79	13.25	11.82
$V_w(KN)$	-10.77	-13.25	-10.74

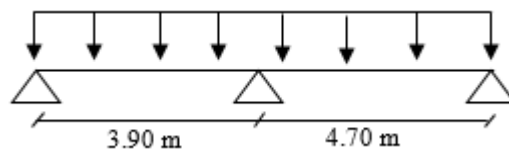
✓ **Diagramme des moments et les efforts tranchants**

Le tableau suivant représente les diagrammes des moments et l'effort tranchants :

**Tab.III.17.** Diagrammes des moments et l'effort tranchants.

Type		sollicitation	Valeur max	Diagrammes
1	E L U	Moment D'appui	9.91 KN.m	
		Moment En travée	11.58 KN.m	
		Effort Tranchant D'appui	18.16 KN	
	Moment D'appui	7.23 KN.m		
	Moment En travée	8.45 KN.m		
	E L S	Effort Tranchant D'appui	13.25 KN.m	
Moment D'appui	13.25 KN.m			
Moment En travée	10.77 KN.m			
E L S	Effort Tranchant D'appui	13.25 KN.m		
Moment D'appui	9.79 KN.m			
Moment En travée	10.77 KN.m			

➤ **Le 2<sup>ème</sup> cas :** poutrelle de 2 travées.



**Figure.III.14.** Schéma statique de Poutrelle de 2 travées.

➤ **A ELU**

- ✓ Le tableau suivant représente les sollicitations à l'ELU :

**Tab.III.18.** Tableau récapitulatif des résultats trouvés de plancher de 2<sup>ème</sup> type par la méthode forfaitaire à l'ELU.

Travée	1-2	2-3
qu(KN/m)	6.88	6.88
L(m)	3.90	4.70
M <sub>0</sub> (KN.m)	13.08	19.00
M <sub>e</sub> (KN.m)	0	-11.40
M <sub>w</sub> (KN.m)	-11.40	0
M <sub>t</sub> (KN.m)	8.10	14.25
V <sub>e</sub> (KN)	13.42	18.59
V <sub>w</sub> (KN)	-15.43	-16.17

➤ **A ELS**

- ✓ Le tableau suivant représente les sollicitations à l'ELS :

**Tab.III.19.** Tableau récapitulatif des résultats trouvés de plancher de 3<sup>ème</sup> type par la méthode forfaitaire à l'ELS

Travée	1-2	2-3
qs(KN/m)	5.02	5.02
L(m)	3.90	4.70
M <sub>0</sub> (KN.m)	9.54	13.86
M <sub>e</sub> (KN.m)	0	-8.32
M <sub>w</sub> (KN.m)	-8.32	0
M <sub>t</sub> (KN.m)	5.91	10.39
V <sub>e</sub> (KN)	9.79	13.57
V <sub>w</sub> (KN)	-11.26	-11.80

✓ **Diagramme des moments et les efforts tranchants**

Le tableau suivant représente les diagrammes des moments et l'effort tranchants :

Tab.III.20. Diagrammes des moments et l'effort tranchants.

Type		sollicitation	Valeur max	Diagrammes
1	ELU	Moment D'appui	11.40 KN.m	
		Moment En travée	14.25 KN.m	
		Effort Tranchant D'appui	18.59 KN	
	ELS	Moment D'appui	8.32 KN.m	
		Moment En travée	10.39 KN.m	
		Effort Tranchant D'appui	13.57 KN.m	

### III.6.4. Ferrailage des poutrelles

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée (Type 03)

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

#### ➤ ELU

**Tab.III.21.** Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul à ELU.

$M_{u,max}^a (KN.m)$	$M_{u,max}^T (KN.m)$	$V_{max} (KN)$
11.40	14.25	18.59

➤ **ELS****Tab.III.22.** Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul à ELS.

$M_{s,max}^a (KN.m)$	$M_{s,max}^T (KN.m)$	$V_{,max} (KN)$
8.32	10.39	13.57

**III.6.5. Calcul des armatures à l'ELU**❖ **Longitudinal**✓ **En travée**

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

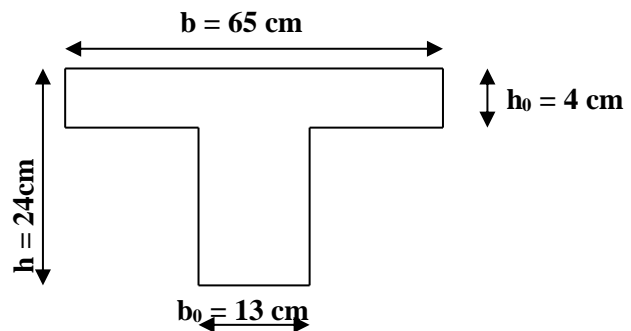
$$b = 650 \text{ mm}$$

$$b_0 = 130 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm}$$

$$h_0 = 40 \text{ mm}$$

$$d = 0.9h = 216 \text{ mm}$$



Le moment équilibré par la table de compression:

$$M_{u,max}^T = 14.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{Tu} = 72.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{u,max}^T = 14.25 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 72.36 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (bxh), b = 65cm et h = 24cm.

**Tab.III.23.** Tableau récapitulatif du calcul des armatures à l'ELU.

	Mu (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\mu_l = 0.392$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	Z (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	14.25	0.033	$\mu_{bu} < \mu_l$	0	212	1.93	3.05	1.96	2HA12 +1HA10
Appui	11.40	0.026	$\mu_{bu} < \mu_l$	0	213	1.54	2.67	0.34	1HA14 +1HA12



❖ **Armatures transversales**

$$\phi \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi \geq \min\left(\frac{24}{35}; \frac{13}{10}; 1\right) \Rightarrow \phi \geq \min(0.69; 1.3; 1)$$

$$\phi \geq 0.69 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } A_s = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des armatures transversales : [Art-A.5.1.22/BAEL99]**

$$S_T \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_T \leq \min(19.4; 40 \text{ cm})$$

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

❖ **Vérification à ELU**

**Tab.III.24.** Tableau récapitulatif des vérifications à ELU.

	$T_{\max}$ (KN)	Contrainte de cisaillement			Contrainte d'adhérence aux appuis			
		$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	OBS	$\sum U_i$ (mm)	$\tau_{se}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ (Mpa)	OBS
Travée	18.59	0.66	3.33	C.V	816.4	1.18	3.15	C.V
Appui								

❖ **Vérification à ELS**❖ **Contrainte de compression de béton**• **En travée**

$$M_{\text{ser}} = 10.39 \text{ KN.m} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 21.6 \text{ cm} ; A_s = 3.05 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0$$

• **En appuis**

$$M_{\text{ser}} = 8.32 \text{ KN.m} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 21.6 \text{ cm} ; A_s = 2.67 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0$$

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés:

**Tab.III.25.** Vérification des contraintes à l'ELS.

	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	K (N/mm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	10.39	3.05	4.86	15307.56	0.069	3.35	15	C.V
Appui	8.32	2.67	4.58	13683.26	0.061	2.79	15	C.V

• **Vérification de l'état d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de  $\sigma_s$  en service.

• **Vérification de la flèche**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.05 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{t.ser}}{10M_0} \Rightarrow 0.05 \geq 0.07 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \frac{A_{se}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow 0.01 \leq 0.01 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

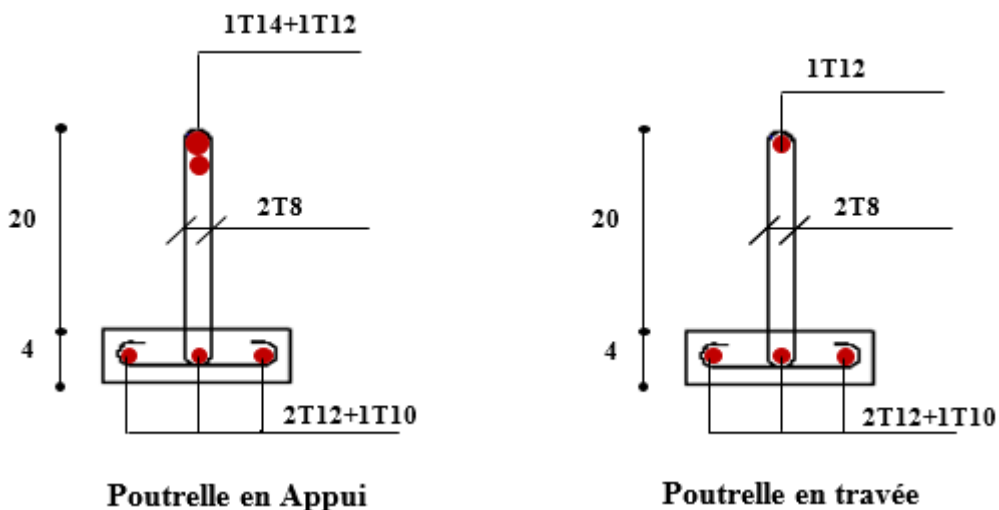
➤ **Calcul de la flèche**

$M_{ser} = 10.39 \text{ KN.m}$  ;  $b_0 = 13 \text{ cm}$  ;  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $A_s = 3.05 \text{ cm}^2$  ;  $h = 24 \text{ cm}$  ;  $L = 4.8 \text{ m}$ .

**Tab.III.26.** Tableau récapitulatif les résultats de calcul de la flèche de la poutrelle.

$I_0$	$\sigma_s$	$\rho$	$\mu$	$I_{fi}$	$I_{fv}$
778585.75	170.43	0.0022	0	86444.33	86444.33
$f_i$	$f_v$	$\Delta f$	$\bar{f}$	Observation	
0.09	0.26	0.17	0.96	C.V	

**III.6.6. Schéma de ferrailage**



**Figure II.15.** Schéma de ferrailage de poutrelle.

## **IV.1. Introduction**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées face à ce risque, et l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures prouvent résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'application de la construction parasismique, cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des construction agitées.

## **IV.2. L'étude dynamique**

### **IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **IV.2.2. Modélisation mathématique**

La modélisation mathématique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

### **IV.2.3. Modélisation de la structure étudiée**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux, ...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits à l'aide de logiciel ETABS.

#### **a. Description du logiciel Etabs**

Etabs (Extended 3D Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.)

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

#### **b. Modélisation des éléments structuraux**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles introduit selon l'orientation qu'on choisit.

#### **c. Modélisation de la masse**

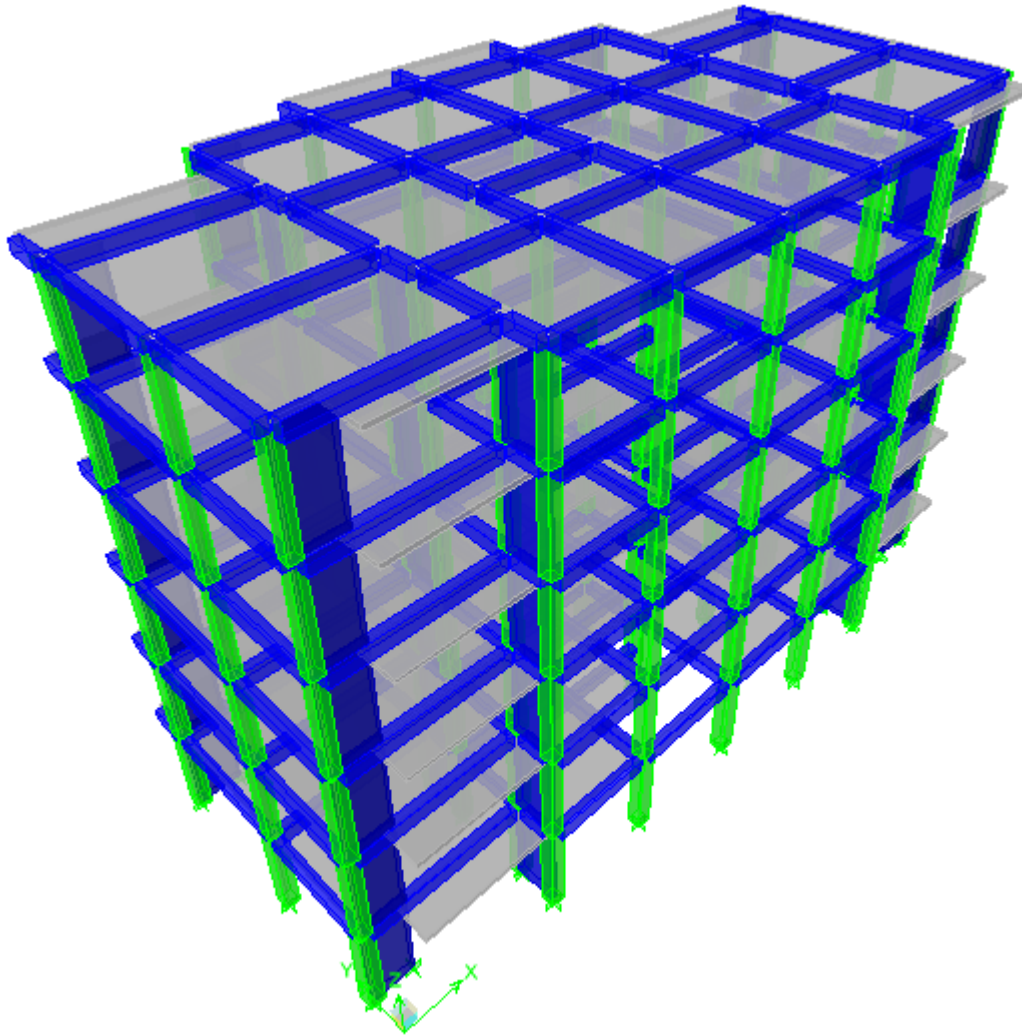
La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  [RPA/ version 2003]

(Dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir  $25\text{KN/m}^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

#### **❖ Présentation de la vue en 3D**

La modalisation de notre structure à partir de logiciel ETABS 9.6.0 nous à donner la vue en 3D suivante :



**Figure.IV.1.** Schéma de la structure en 3D.

### IV.3. L'étude sismique

#### IV.3.1. Introduction

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

#### ❖ Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

#### a. Principe

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences particulières est appelé mode de vibration.
- Le comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.
- Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### b. Application

On a la formule suivante :

$$V_t = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec:  $V_t$  : l'effort tranchant modal à la base

$\alpha_i$  : coefficient de participation du mode  $i$

$W$  : poids total de la structure

#### ❖ Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$g$  : accélération de la pesanteur

$R$  : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$Q$  : facteur de qualité.

### IV.3.3. Méthode statique équivalente : [Article 4.2 RPA/2003]

#### 1. Les conditions d'application la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, toutes les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :
  - **Zone I** : Tous les groupes d'usages.
  - **Zone II** : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2.....Si :  $H_T \leq 7$  niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B..... Si :  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... Si :  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

- **Zone III** : Groupe d'usage 2 et 3.....Si :  $H_T \leq 5$  niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B.....Si :  $H_T \leq 3$  niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A..... Si :  $H_T \leq 2$  niveaux ou 08m.

#### 2. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale ( $V$ ) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante:

$$V = \frac{ADQ}{R} W_T$$

$A$ : coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$D$  : facteur d'amplification dynamique.

$Q$  : facteur de qualité.

**R** : coefficient de comportement.

**W<sub>T</sub>** : poids total du bâtiment.

❖ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Il est donné par le tableau [4.1 RPA/2003] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la zone (**III**) et groupe d'usage **2** ⇒ **A = 0.25**

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (**S<sub>3</sub>**).

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \dots\dots\dots \end{cases} \text{ (Tableau 4.7 RPA/2003).}$$

**η**: Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{ (Article 4.2 RPA/2003).}$$

**ξ (%) = 8.5%** Pourcentage d'amortissement critique (portique en béton armée).

Donc : **η = 0.816 > 0.7** ⇒ **D = 2.04**

### 3. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale **T<sub>dyn</sub>=0,449s** inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le RPA99 :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots \text{ [Article 4.2.4 RPA99/2003].}$$

Avec :

- **h<sub>N</sub>** : La hauteur totale de la structure.
- **C<sub>T</sub>** : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau [4.6 RPA 2003] :

Dans notre cas : **C<sub>T</sub> = 0,05**



$$h_N = 18.36$$

$$D'où : T = 0,05(18.36)^{\frac{3}{4}} = 0.44s$$

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure  $T_{dyn}$  doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

$$\text{Alors : } T_{RPA} = 1.3 \times 0.44 = 0.58s$$

$$T_{dyn} = 0.449 < T_{RPA} = 0.58 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### ❖ Coefficient de comportement global (R)

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessous représentent la répartition des charge entre les voiles et les portiques à la base :

#### ✓ Charge verticale

**Tab.IV.1.** Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.

Niveau	Portique	Voile	% Portique	%Voile
	F3(KN)	F3(KN)	F3	F3
Niveau 1	15277.11	7469.19	67.16	32.84

#### ✓ Charge horizontale

**Tab.IV.2.** Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques.

Niveau	Portique		Voile		% Voile		% Portique	
	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
Niveau 1	776.31	486.49	1218.44	1249.35	61.08	71.97	38.92	28.03

**Avec**

**F3** : la charge verticale reprise par l'élément.

**F1** : la charge horizontale suivant X

**F2** : la charge horizontale suivant Y

#### ✓ Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles [d'après RPA99]. Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3.5**

### ❖ Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots [\text{Article 4.4 RPA/2003}].$$

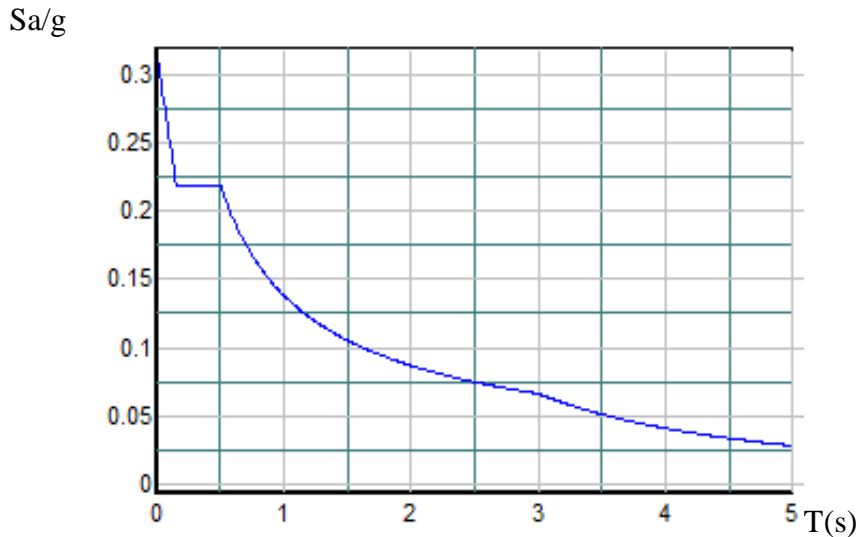
Où :

$P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau [4.4RPA/2003].

**Tab.IV.3.** Valeurs des pénalités.

Critère	$P_q$ (S. long)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	/	<b>0.05</b>
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	<b>0.05</b>
Contrôle de la qualité d'exécution	/	<b>0.1</b>
<b>Q (totale)</b>	<b>1.20</b>	

### ✓ Spectre de réponse de calcul



**Figure.IV.2.** Spectre de réponse de calcul

### ❖ Poids total de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :  $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau [4.5 RPA99/2003],  $\beta = 0,20$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés)

$W_{gi}$  : poids dû aux charges permanentes. ;  $W_{Qi}$  : poids dû aux charges d'exploitations.

$$W_i(\text{KN}) = W_i(\text{ton}) \times 9.81$$

Les résultats des masses et des poids de chaque est représenté dans les tableaux suivants :

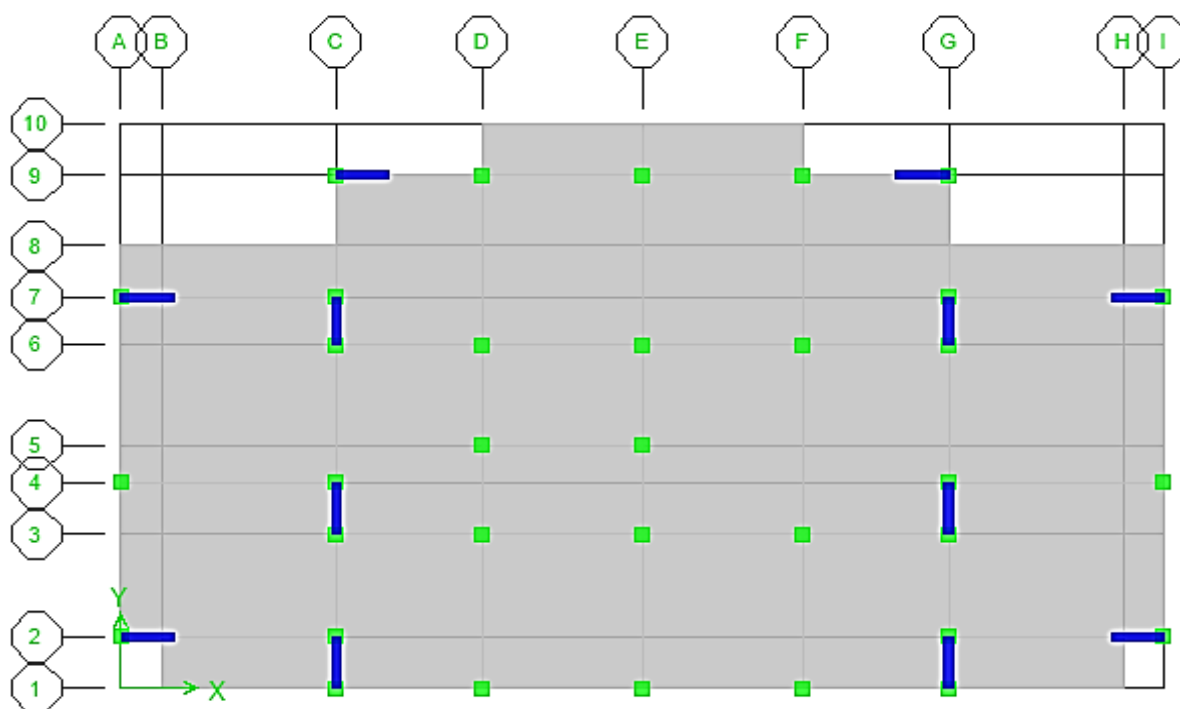
**Tab.IV.4.** Poids totale de la structure.

Niveau	W (Ton)	W (KN)	Wcum
Niv 1	200.6912	1968.78067	1968.78067
Niv 2	200.2148	1964.10719	3932.88786
Niv 3	199.7175	1959.22868	5892.11654
Niv 4	199.3073	1955.20461	7847.32115
Niv 5	195.3548	1916.43059	9763.75174
Niv 6	236.4091	2319.17327	12082.925

#### IV.3.4. La disposition des voiles

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique
- Assurer une excentricité minimale



**Figure.IV.3.** La disposition des voiles.

### IV.3.5. Caractéristiques Géométriques

#### ❖ Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées ( $X_G$ ,  $Y_G$ ) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$M_i$  : est la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$  : sont les coordonnées de l'élément " i".

#### ❖ Calcul de l'excentricité

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et

Dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

#### ➤ Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

#### ➤ Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par la RPA [art4.2.7] est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_{acc} = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%Lx \\ e_{ay} = 5\%Ly \end{cases}$$

**Tab.IV.5.** Centre de masse et centre de rigidité.

Niveau	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex(m)	Ey(m)
NIV1	200.6912	12.914	6.584	12.806	7.381	0.108	-0.797
NIV2	200.2148	12.914	6.585	12.781	7.085	0.133	-0.5
NIV3	199.7175	12.914	6.587	12.759	6.861	0.155	-274
NIV4	199.3073	12.915	6.588	12.746	6.704	0.169	-0.116
NIV5	195.3548	12.956	6.642	12.737	6.561	0.219	0.081
NIV6	236.4091	12.848	6.432	12.731	6.447	0.117	-0.015
SOMME	1231.6947	/					

Donc :

Sens X :  $e_a = 0.05 \times 25.7 = 1.285 > 0.219$  m

$e_{réel} = \max(e_x, e_y) = 0,797$ m

Donc :  $e_x = \max(e_{acc} ; e_{réel}) = 1.285$ m

Poids totale de bâtiment :

$$W_T = 12082.925 \text{ KN}$$

Donc on a :  $V_{stat} = \frac{0.25 \times 2.04 \times 1.25}{3.5} 12082.925 = 2200.82 \text{ KN}$

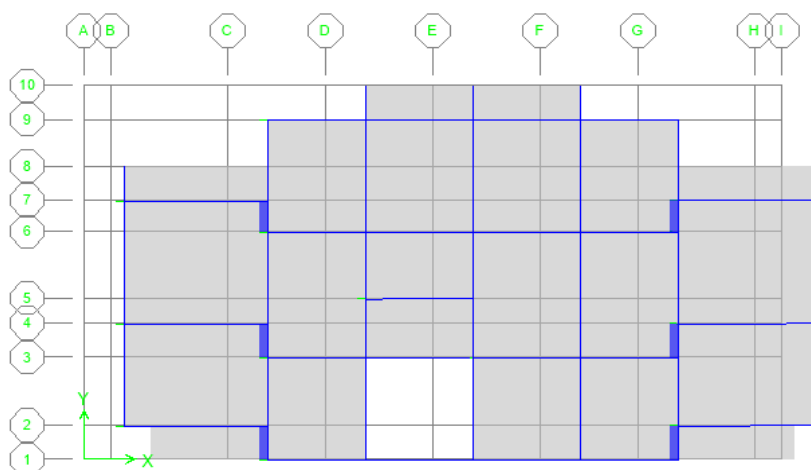
#### IV.3.6. Mode de vibration et participation massique

Après l'analyse automatique par le logiciel Etabs, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tab.IV.6.** Participation massique.

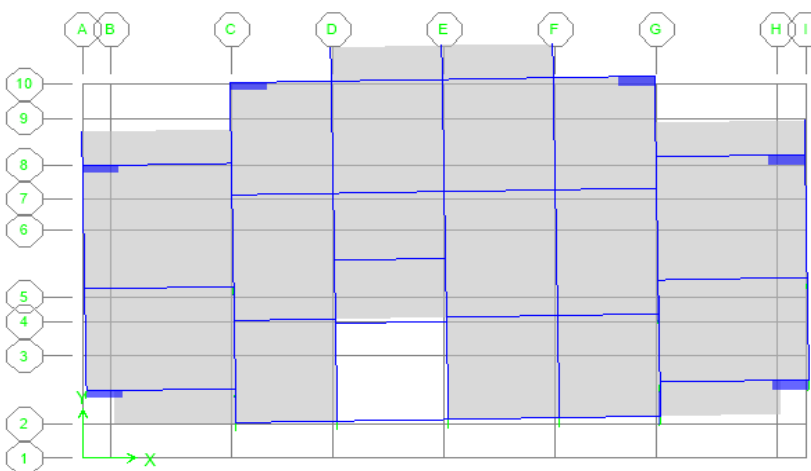
Mode	Période T(s)	Facteur de participation massique (%)					Nature
		$U_x$	$U_y$	$R_z$	$\sum U_x$	$\sum U_y$	
01	<b>0.44918</b>	0.0302	<b>72.4219</b>	0.666	0.0302	72.4219	Translation XX
02	0.43787	<b>75.182</b>	0.0304	0.0057	75.2123	72.4523	Translation YY
03	0.40981	0.0014	0.6478	<b>73.237</b>	75.2137	73.1001	Torsion
04	0.13147	12.978	0.0048	0.2714	88.1917	73.1049	/
05	0.12185	0.0147	14.7207	0.116	88.2064	87.8256	/
06	0.11413	0.0368	0.1266	13.8796	88.5744	87.9522	/
07	0.062126	5.4279	0.0008	0.2767	<b>94.0023</b>	87.953	/
08	0.053877	0.0071	6.5849	0.0709	94.0093	<b>94.5379</b>	/
09	0.051206	0.2841	0.0788	6.0218	94.2935	94.6166	/
10	0.03525	2.9255	0.0006	0.2338	97.219	94.6172	/
11	0.03075	0.0049	3.2329	0.0257	97.2239	97.8501	/
12	0.029129	0.2394	0.0295	0.9664	97.4633	97.8796	/

- **1<sup>er</sup> mode** : Translation suivant l'axe XX



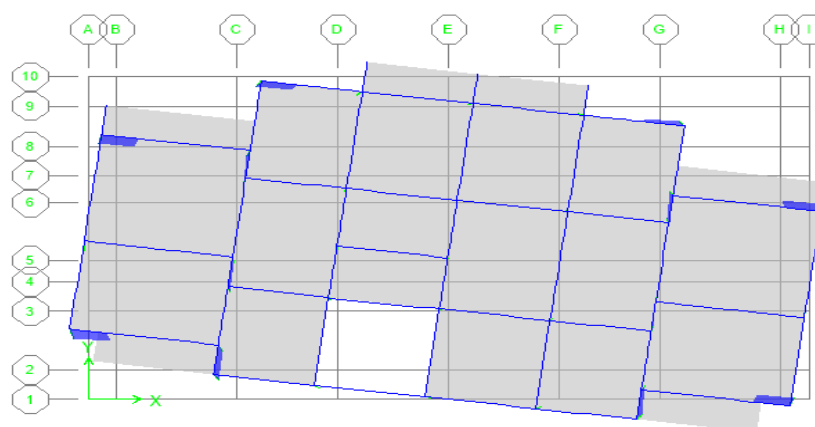
**Figure.IV.4.** 1<sup>er</sup> Mode de translation suivant le sens x x de periode  $T = 0,449s$

- **2<sup>ème</sup> mode** : Translation suivant l'axe YY



**Figure.IV.5.** 2<sup>ème</sup> Mode de translation suivant le sens Y Y de periode  $T = 0,438s$

- **3<sup>ème</sup> mode** : Rotation suivant l'axe Z-Z



**Figure.IV.6.** 3<sup>ème</sup> Mode de rotation autour de l'axe ZZ de periode  $T = 0,410s$

### IV.3.7. Calcul de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :  $V_i = \frac{sa}{g} \times w_i \times a_i$

$V_i$  : l'effort tranchant à la base.

$\alpha_i$  : coefficient de participation  $i$ .

$W$  : poids total de la structure.

➤ **Sens longitudinal (X-X)**

**Tab.IV.7.** L'effort tranchant (sens longitudinale).

Mode	Période T(s)	sa/g	$\alpha_i(\%)$	Wi(KN)	Vt(KN)
1	0.449186	0.219	0.0302	12082.925	0.79914049
2	0.437876	0.219	75.182	12082.925	1989.43644
3	0.409812	0.219	0.0014	12082.925	0.03704625
4	0.131472	0.230	12.978	12082.925	360.668061
5	0.121851	0.236	0.0147	12082.925	0.41918083
6	0.114133	0.241	0.0368	12082.925	1.07161045
7	0.062126	0.274	5.4279	12082.925	179.70265
8	0.053877	0.279	0.0071	12082.925	0.23935066

➤ **Sens transversal (Y-Y)**

**Tab.IV.8.** L'effort tranchant (sens transversale).

Mode	Période T(s)	sa/g	$\alpha_i(\%)$	Wi(KN)	Vt(KN)
1	0.449186	0.219	72.4219	12082.925	1916.39977
2	0.437876	0.219	0.0304	12082.925	0.80443281
3	0.409812	0.219	0.6478	12082.925	17.1418282
4	0.131472	0.230	0.0048	12082.925	0.13339549
5	0.121851	0.236	14.7207	12082.925	419.771109
6	0.114133	0.241	0.1266	12082.925	3.68657292
7	0.062126	0.274	0.0008	12082.925	0.02648577
8	0.053877	0.279	6.5849	12082.925	221.985939

❖ **Combinaison des réponses modales :** (Art 4,3.5 ; RPA 99/2003)

- Les réponses de deux modes de vibration « i » et « j » des périodes  $T_i$  et  $T_j$  et d'amortissement

$\varepsilon_i, \varepsilon_j$  : sont considérées indépendantes si le rapport  $r = \frac{T_i}{T_j}$  (avec  $T_i \leq T_j$ )

vérifie la relation suivante :  $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$ ; avec  $\varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\%$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la Réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec **E** : effort de l'action sismique considéré.

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de E selon le mode « i »

**K** : nombre de modes retenus.

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes : E<sub>1</sub> et E<sub>2</sub> par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

#### ❖ Vérification de la condition de combinaison des réponses modales dans les deux sens

**Tab.IV.9.** Valeurs des rapports T<sub>i</sub>/T<sub>j</sub>.

Mode	Période T(s)	r=T <sub>i</sub> /T <sub>j</sub>	$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	Observation
1	0.449186	0.9748211	0.541	C.N.V
2	0.437876	0.9359088	0.541	C.N.V
3	0.409812	0.3208105	0.541	C.V
4	0.131472	0.9268209	0.541	C.N.V
5	0.121851	0.9366603	0.541	C.N.V
6	0.114133	0.5443299	0.541	C.N.V
7	0.062126	0.8672215	0.541	C.N.V
8	0.053877	/	/	/

#### ✓ Conclusion

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

**E<sub>x</sub> = 2030.62 KN**

**E<sub>y</sub> = 1975.21 KN**

#### IV.3.7. Les vérifications

#### ❖ Vérification des exigences de RPA99/2003



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  $V_{dyn} < 0.80 V_{Sta}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

**Tab.IV.10.** Vérification des forces sismiques.

	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{Sta}$ (KN)	$0.8V_{Sta}$	$0,8 V_s < V_{dyn}$
<b>Sens longitudinal</b>	2030.62	2200.82	1760.66	C..V
<b>Sens transversal</b>	1975.21	2200.82	1760.66	C..V

✓ **Remarque**

La résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales est inférieure à 80% des résultantes des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente

❖ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

[Art.4.2.5 RPA 99/ 2003]

La résultante des forces sismiques à la base  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

$T$  est la période fondamentale de la structure

La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas **0.25 V**.

La partie restante de  $V$  soit  $(V-F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

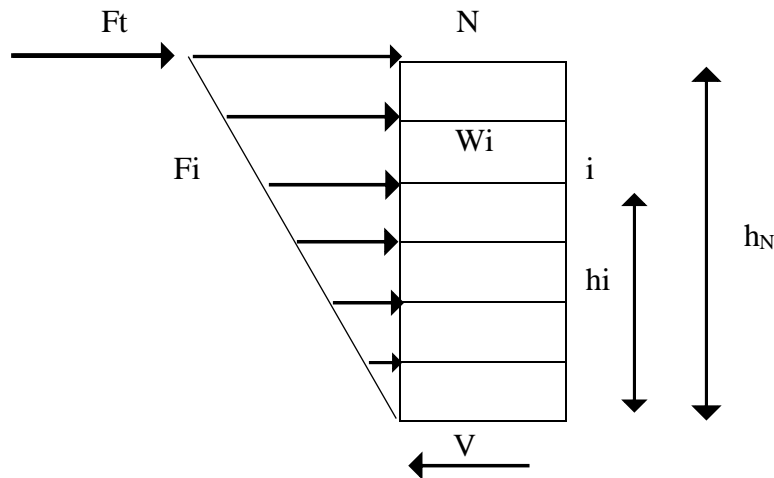
La force sismique équivalente qui se développe au niveau  $i$  est donnée par l'expression suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

- $F_i$  : force horizontale revenant au niveau  $i$ .
- $h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$ .
- $h_j$  : niveau du plancher quelconque.
- $F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.
- $W_i, W_j$  : Poids revenant aux planchers  $i, j$ .

Dans notre cas  $T = 0.449 \text{ s} < 0.7\text{s}$  donc :  $F_i = 0$

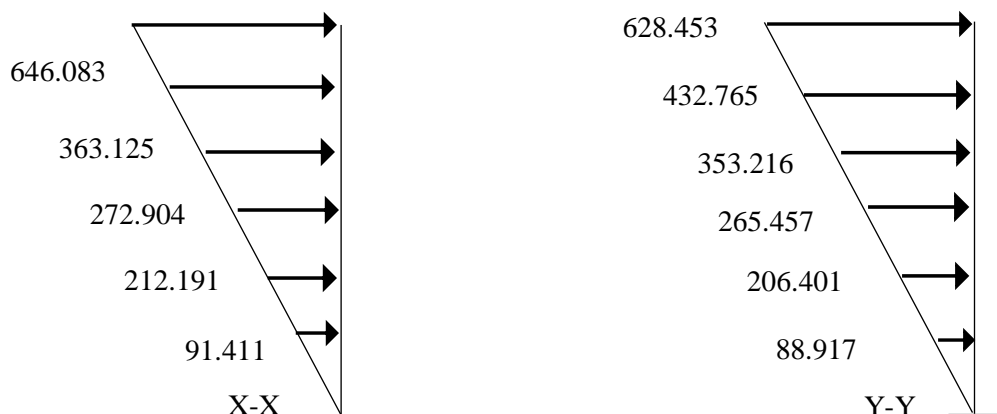


**Figure.IV.7.** Distribution des forces sismiques.

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

**Tab.IV.11.** Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.

Niveau	Wi (KN)	hi (m)	Wi x hi	SensX-X	F <sub>ix</sub>	SensY-Y	F <sub>iy</sub>
				V <sub>xdyn</sub> - Ft		V <sub>ydyn</sub> - Ft	
Niv 1	1968.7807	3.06	6024.46885	2030.62	91.4115898	1975.21	88.9172205
Niv 2	1964.1072	7.12	13984.4432	2030.62	212.191351	1975.21	206.401236
Niv 3	1959.2287	9.18	17985.7193	2030.62	272.904257	1975.21	265.457455
Niv 4	1955.2046	12.24	23931.7044	2030.62	363.124983	1975.21	353.216307
Niv 5	1916.4306	15.3	29321.388	2030.62	444.904731	1975.21	432.764513
Niv 6	2319.1733	18.36	42580.0212	2030.62	646.083088	1975.21	628.453268
Somme	12082.925	/	133827.745	/	2030.62	/	1975.21



**Figure.IV.8.** Concentration des forces sismiques aux étages suivant XX et YY.

#### ❖ Vérification des déplacements inter étage

Le RPA99/V2003 exige la vérification des déplacements latéraux inter-étages entres niveaux, Selon (Art.5.10: RPA 99/ V2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01h_j$$

Avec :  $\delta_k = R\delta_{eK}$  [Art 4-19 RPA2003]

Où :  $\delta_{eK}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismique.

R : coefficient de comportement.

$h_j$  : hauteur d'étage (j).

#### ✓ Sens longitudinale

**Tab.IV.12.** Déplacement inter-étage dans le sens XX.

Niveau	Sens XX						Observation
	$\delta_{eK}$ (cm)	R	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (Cm) = 1% $h_k$	
6	1.3819	3.5	4.83665	4.1363	0.70035	3.06	C.V
5	1.1818	3.5	4.1363	3.2669	0.8694	3.06	C.V
4	0.9334	3.5	3.2669	2.268	0.9989	3.06	C.V
3	0.648	3.5	2.268	1.2642	1.0038	3.06	C.V
2	0.3612	3.5	1.2642	0.4011	0.8631	3.06	C.V
1	0.1146	3.5	0.4011	0	0.4011	3.06	C.V

**Tab.IV.13.** Déplacement inter-étage dans le sens YY.

Niveau	Sens YY						Observation
	$\delta_{eK}$ (cm)	R	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm) = 1% $h_k$	
6	1.4582	3.5	5.1037	4.27245	0.83125	3.06	C.V
5	1.2207	3.5	4.27245	3.28125	0.9912	3.06	C.V
4	0.9375	3.5	3.28125	2.20465	1.0766	3.06	C.V
3	0.6299	3.5	2.20465	1.1732	1.03145	3.06	C.V
2	0.3352	3.5	1.1732	0.35945	0.81375	3.06	C.V
1	0.1027	3.5	0.35945	0	0.35945	3.06	C.V

### ✓ Conclusion

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

### ❖ Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : [ Art :5-9 RPA 99/2003]

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :  $P_K$  : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K), tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

$V_K$  : l'effort tranchant d'étage au niveau K

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

$h_K$  : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tab.IV.14.** Vérification de l'effet P- $\Delta$ 

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta_x$ (cm)	$\Delta_y$ (cm)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$h_k$ (cm)	$\Theta_x$	$\Theta_y$
6	2319.1733	0.70035	0.83125	646.083	628.453	306	0.00821559	0.01002468
5	1916.4306	0.8694	0.9912	444.905	432.216	306	0.00866452	0.01436257
4	1955.2046	0.9989	1.0766	363.125	353.216	306	0.01757667	0.01947533
3	1959.2287	1.0038	1.03145	272.904	265.457	306	0.02355055	0.02487813
2	1964.1072	0.8631	0.81375	212.191	206.401	306	0.02610826	0.02530597
1	1968.7807	0.4011	0.35945	91.412	88.917	306	0.02823094	0.02600936

### ✓ Conclusion

On constate que : la condition  $\theta_x$  et  $\theta_y < 0.1$  ..... Condition est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

### ❖ Vérification au renversement : [Art.5.5: RPA 99/ V2003]

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

Le moment de renversement,  $M_r$ , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de résistant ou de stabilité,  $M_S$ , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( $M_S > M_r$ ).

Avec :

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times h_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$M_S$  : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

$M_r$  : moment de renversement.

$F_i$  : efforts sismique appliqués à chaque étage.

$d_i$  : la hauteur de niveau  $i$  mesuré a partir de la base

$h_i$  : Bras de levier de niveau  $i$ .

$W_i$  : poids de niveau  $i$ .

**Tab.IV.15.** Moment de renversement.

Niveau	hi	Sens X-X		Sens Y-Y	
		F <sub>ix</sub> (KN)	M <sub>Ren</sub> (KN.m)	F <sub>iy</sub> (KN)	M <sub>Ren</sub> (KN.m)
6	18.36	646.083088	11862.0855	628.453268	11538.402
5	15.3	444.904731	6807.04238	432.764513	6621.29705
4	12.24	363.124983	4444.64979	353.216307	4323.3676
3	9.18	272.904257	2505.26108	265.457455	2436.89944
2	6.12	212.191351	1298.61107	206.401236	1263.17556
1	3.06	91.4115898	279.719465	88.9172205	272.086695
<b>Somme</b>	/	/	27197.3693	/	26455.2283

$$b_x = L_x - X_G = 26. - 12.91 = 13.09 \text{ m}$$

$$b_y = L_y - Y_G = 13.45 - 6.57 = 6.88 \text{ m}$$

**Tab.IV.16.** Vérification de stabilisation.

	Wt (KN)	b(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.M)	Ms/Mr	OBS
<b>Sens longitudinal</b>	12082.925	13.09	158165.4883	27197.3693	5.82	<b>C.V</b>
<b>Sens transversal</b>	12082.925	6.88	86876.2308	26455.2283	3.28	<b>C.V</b>

### ✓ Conclusion

L'ouvrage est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement ( $M_s > 1,5 M_r$ ). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

### ❖ Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d: \text{ l'effort normal maximal}$$

$B_c$ : l'air de section brute

$f_{c_j}$ : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tab.IV.17.** Vérification des poteaux a l'effet de l'effort normal réduit.

Zone	Section	N(KN)	$F_{C28}$ (MPa)	$N_{rd}$ (KN)	Vérification
<b>I</b>	(45x45)	1290.48	25	0.25	<b>C.V</b>
<b>II</b>	(40x40)	786.91	25	0.16	<b>C.V</b>
<b>III</b>	(35x35)	467.45	25	0.15	<b>C.V</b>

## V.1. Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments porteurs. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations dont l'objectif visé est d'assurer la stabilité de notre structure vis-à-vis l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre ouvrage possède trois types d'éléments principaux :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux sens.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul sens.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un seul sens.

Après avoir calculer au niveau du 4<sup>ème</sup> chapitre les différentes sollicitations par le logiciel d'analyse des structures nommé « ETABS », qui nous a permet la détermination les efforts internes dans chaque élément structural pour les différentes combinaisons de calcul , nous entamons maintenant la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité de ces éléments structuraux dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, qui sera mené selon les règles de calcul des structures en béton armé (CBA93, BAEL91/V99, RPA99/V2003).

## V.2. Les combinaisons d'actions

Ce sont des ensembles de lois constituées par les différentes actions (G, Q et E), ces combinaisons varient selon la situation (durable ou accidentelle), Elles représentent une étape indispensable pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

### V.2.1. Les actions

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées directement à la structure ou dues aux déformations imposées (variations de température, retrait, fluage...etc.).

- Action permanente G : due au poids propre de la structure.
- Action variable Q : due au chargement d'exploitation de la structure.
- Action accidentelle E : provenant de phénomènes rares, tels que les séismes ou les chocs.

### V.2.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (normaux ou tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion) calculés à partir des combinaisons d'actions par des méthodes forfaitaires ou celles de la résistance des matériaux.

### V.2.3. Les combinaisons des charges

#### ❖ Les combinaisons du BAEL91 (situation durable)

Le BAEL91 exige deux types de combinaisons d'actions selon les deux états limites :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

#### ❖ Les combinaisons du RPA99 (situation accidentelle)

Pour la détermination des sollicitations nécessaires au calcul des éléments résistants, le règlement parasismique Algérien prend en compte la force sismique comme une action accidentelle (E) dans ses combinaisons d'actions qui sont :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E. \end{cases}$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) dans les situations durable et accidentelle, sous l'effet des sollicitations les plus défavorables selon les deux sens.

#### ❖ Situation durable et accidentelle

##### ➤ Situation durable

- **Béton**  $\gamma_b = 1,5$   $f_{c28} = 25MPa$   $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 MPa$   $\theta = 1$
- **Acier**  $\gamma_s = 1,15$   $f_e = 400MPa$   $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$

##### ➤ Situation accidentelle

- **Béton**  $\gamma_b = 1,15$   $f_{c28} = 25MPa$   $f_{bu} = 21,74MPa$   $\theta = 0,85$
- **Acier**  $\gamma_s = 1$   $f_e = 400MPa$   $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa$

### V.3. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux assurant la transmission des efforts à partir des poutres aux fondations ; et ainsi ils jouent un rôle très important dans le contreventement de la structure. Un poteau est soumis à un effort normal « N » excentré par rapport aux axes et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal dû à l'action horizontale. Donc les poteaux sont soumis à la flexion composée.

Une section soumise à la flexion composée peut être calculée comme :

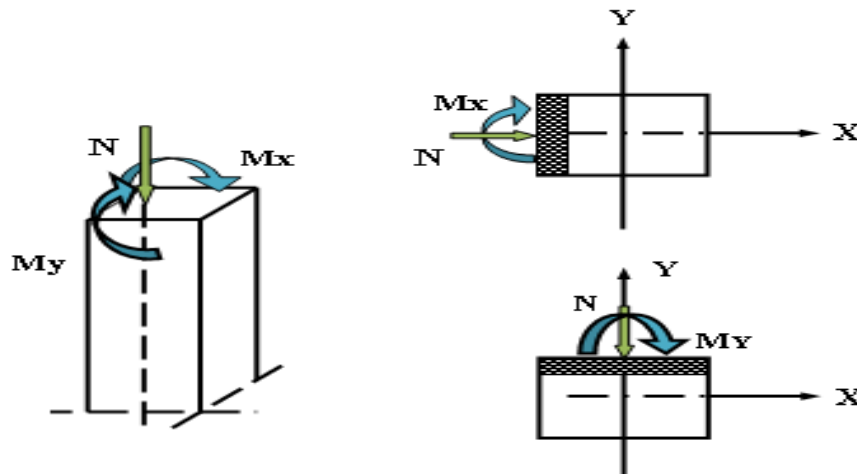
- Une section en compression centrée CC.
- Une section entièrement tendue ET.
- Une section entièrement comprimée EC.



- Une section partiellement comprimée PC

La section d'acier sera calculée pour trois combinaisons, et on choisit la plus défavorable (la valeur maximale) :

- ✓ 1<sup>er</sup> cas:  $N_{\max}$  et M correspondant.
- ✓ 2<sup>ème</sup> cas:  $N_{\min}$  et M correspondant.
- ✓ 3<sup>ème</sup> cas:  $M_{\max}$  et N correspondant.



**Figure.V.1.** Les sollicitations revenantes aux poteaux.

### V.3.1. Etapes de calcul selon BAEL91

Le calcul se fera en flexion composée sous un effort normal N et un moment fléchissant  $M_f$  comme suit selon la combinaison la plus défavorable:

$$M_u = e \times N_u \quad \text{Avec : } e = e_0 + e_2 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} \quad ; \quad e_a = \max \left( 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right) \quad ; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10 \times \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{\text{ser}}} \right); \quad L_f = 0,7 l_0 \quad ; \quad \phi = 2 \text{ (généralement)}$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre à l'ELU

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$\phi$  : Rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantanée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$h$  : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

### V.3.2. Armatures longitudinales

#### ➤ Recommandations de l'RPA99/V2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,9% .....zone.III.
- Leur pourcentage maximal :  $\begin{cases} 3\% .b.h.....zone.courante. \\ 6\% .b.h.....zone.recouvrement. \end{cases}$
- Le diamètre minimum est : 12mm
- La longueur minimale des recouvrements :  $50\phi_l$
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

#### ❖ Recommandations du « BAEL91/V99 »

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h « poteaux carrés », (d = 0,9h)

$$A_{cnf} \geq \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$$

#### ❖ Ferrailage minimum d'après le CBA93

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Notre ferrailage des poteaux est représenté en zones suivantes :

- Zone 01 : sous-sol et RDC avec des poteaux de dimensions (45 X 45).
- Zone 02 : 1er et 2ème étage avec des poteaux de dimensions (40 x 40).
- Zone 03 : 3ème et 4<sup>ème</sup> et 5ème étage avec des poteaux de dimensions (35 x 35).

**Tab.V.1.** Sections de ferrailage maximales est minimales selon les réglementations.

Niveau	Section	BAEL 91			RPA99/V2003		
		Section entièrement comprimé		Section Partielle-ment comprimé	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone courante	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> ) Zone de Recouvrement
		$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{CNF}$ (cm <sup>2</sup> )			
Zone 01	45 x 45	7.2	101,25	2.20	18.23	60.75	121,5
Zone 02	40 x 40	6.4	80	1.74	14.4	48	96
Zone 03	35 x 35	5.6	61,25	1.33	11.03	36,75	73,5

Les sollicitations obtenues à partir de logiciel ETABS pour le cas le plus défavorable sont représentées dans le tableau suivant

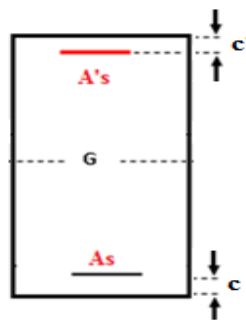
**Tab.V.2.** Les sollicitations dans les poteaux obtenus par ETABS

Niveau	Combinaison	$N_{max}$	$N_{min}$	$M_{max}$
		<b>1,35G + 1,5Q</b>	<b>0,8G + E<sub>y</sub></b>	<b>G + Q - E<sub>x</sub></b>
Zone1 (45x45)	N (KN)	957.58	-1033.46	805.63
	$M_{corr}$ (KN.m)	2.288	2.603	70.99
Zone 2 (40x40)	<b>Combinaison</b>	<b>1,35G + 1,5Q</b>	<b>0,8G + E<sub>y</sub></b>	<b>G + Q - E<sub>x</sub></b>
	N (KN)	786.91	-526.24	481.54
	$M_{corr}$ (KN.m)	5.654	6.903	114.79
Zone 3 (35x35)	<b>Combinaison</b>	<b>1,35G + 1,5Q</b>	<b>0,8G + E<sub>y</sub></b>	<b>G + Q - E<sub>x</sub></b>
	N (KN)	467.45	-153.21	323.4
	$M_{corr}$ (KN.m)	8.013	8.531	75.554

#### ✓ Exemple ferrailage

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7** et à partir de la combinaison la plus défavorable :
- Le poteau **C31 (Zone 1)**

La combinaison de calcul est : **1.35G+1.5Q**

**Figure.V.2.** Section du poteau.

$$N_{\max} = 957.58 \text{ KN.} \implies M_{\text{corr}} = 2.288 \text{ KN.m.}$$

$$\begin{cases} C = C' = 3 \text{ cm.} \\ S = (45 \times 45) \text{ cm}^2. \\ L = 3.06 \text{ m.} \\ d = 0,9h = 0.405 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e = e_1 + e_2 \\ e_1 = e_0 + e_a \end{cases} \implies e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = 0.0024 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 1.224 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,0024 + 0,02 = 0,0224 \text{ m}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

$$L_f = 0.7 l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\frac{L_f}{h} = 4.76 < \max(15; 1.06) = 15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Donc :** Le calcul se fera en **flexion composé**.

**e<sub>2</sub>** : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

**Avec :**  $\phi = 2$  : rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 16.48$$

$$\lambda < 50 \implies \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{85}\right)^2} = 0.81$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = 0.011 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,0224 + 0,011 = 0,0334 \text{ m} \implies e = 3.34 \text{ cm}$$

❖ **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont**

$$M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = 957.58 \times 0.0334 = 31.98 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{\max} = 957.58 \text{ KN.} \\ M_{u \text{ corr}} = 31.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81C') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = [(0.337 \times 0.45) - (0.81 \times 0.03)] \times 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3$$

$$A = 366.194 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = (N_u \times \alpha) + M_{u \text{ corr}} \quad \text{avec : } \alpha = d - (h/2) = 0,45 - (0,45/2) = 0,225 \text{ m}$$

$$M_{ua} = (957.58 \times 0.225) + 31.98 = 247.44 \text{ KN.m}$$

$$B = 957.58 \times (0.45 - 0.03) - 247.44 = 154.74 \text{ KN.m}$$

$$A > B \quad \Rightarrow \quad \text{section entièrement comprimée}$$

Donc : l'effort normal est un effort de compression, le centre de pression se situe à l'intérieur

du noyau Central de la section droite ( $e = 3.34 \text{ cm} < h / 6 = 7.5 \text{ cm}$ )

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{247.44}{0.45 \times 0.405^2 \times 14.2} 10^{-3} = 0.19$$

$$\mu_{bu} = 0.19 < \mu_{lu} = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left( 1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = 0.19 < \mu_{bc} = 0.49 \quad \dots\dots\dots \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 40.5 \times (1 - 0.6 \times 0,280) = 0,336 \text{ m.}$$

#### ❖ Armatures en flexion composée

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times Z} = \frac{247.44 \times 10^{-3}}{348 \times 0.336} = 21.16 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} \Rightarrow 21.16 - \frac{957.58 \times 10}{348} = -6.35 \text{ cm}^2 < 0$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section  $A_s$  la section minimale

$A_{\min(\text{RPA})}$

❖ **Calcul de la section minimale d'acier**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{CNF} = \frac{0.23 \times 45 \times 40.5 \times 2.1}{400} = 2.72 \text{ cm}^2$$

- **Selon le RPA99/V2003**

$A_{\min} \text{ (RPA)} = 0,9\% \text{ b} \times \text{h} = 0,009 \times 45 \times 45 = 18.23 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(en zone III)}$

$A_{FC} = \text{Max}(A_{\min.BAEL}; A_{\min.RPA}; A_{cal}) = 18.23 \text{ cm}^2$

On adopte : **4T20 + 4T16 = 20,61 cm<sup>2</sup>**

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL91** (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal des poteaux pour les différentes zones sont représentés dans le tableau suivant :

**Tab.V.3.** Les sections de ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm)	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone 1 sous-sol et RDC	N <sub>max</sub> = 757.85	M <sub>corr</sub> = 40.399	45 x 45	0	2,20	18.23	4T20+ 4T16	20,61
	N <sub>min</sub> = -1033.46	M <sub>corr</sub> = 13.898		0				
	N <sub>corr</sub> = 805.63	M <sub>max</sub> = 70.99		0				
Zone 03 (1 <sup>ère</sup> + 2 <sup>ème</sup> ) étage	N <sub>max</sub> = 786.91	M <sub>corr</sub> = 5.645	40 x 40	0	1,74	14.4	8T16	16.08
	N <sub>min</sub> = -526.24	M <sub>cor</sub> = 6.903		0				
	N <sub>corr</sub> = 481.54	M <sub>max</sub> = 144.79		3.03				
Zone 04 (3 <sup>ème</sup> + 4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> ) étage	N <sub>max</sub> = 467.45	M <sub>corr</sub> = 8.013	35 x 35	0	1,33	11.02	8T14	12.32
	N <sub>min</sub> = -153.53	M <sub>corr</sub> = 8.531		0				
	N <sub>corr</sub> = 323.4	M <sub>max</sub> = 75.554		1.45				

➤ **Choix des armateurs des poteaux**

**Tab.V.4.** Choix des armatures des poteaux

Niveau	Section	A <sub>S</sub> (cal) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> ZC (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> ZR (cm <sup>2</sup> )	choix des armatures	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	45 x 45	0	2.2	18.23	60.75	121,5	4T20 + 4T16	20,61
Zone 2	40 x 40	3.03	1.74	14.4	48	96	8T16	16.08
Zone 3	35 x 35	1.45	5.	11.03	36,75	73,5	8T14	12.32

❖ **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art [7.4.2.1]**

Le règlement parasismique algérien préconise de prendre en zone sismique III, une longueur minimale de recouvrement :  $L_r = 50 \phi_i$

$$\text{Pour : } \begin{cases} \text{T20.....}L_r = 100 \text{ cm} \\ \text{T16.....}L_r = 80 \text{ cm} \\ \text{T14.....}L_r = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

### V.4.3. Ferrailage transversal

#### ➤ Armatures transversal

Ces aciers sont disposés de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

On a :  $V_u = 23.54 \text{ KN}$

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- $V_U$ : est l'effort tranchant de calcul.
- $h_1$ : hauteur totale de la section brute.
- $f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:
- $t$ : est l'espacement des armatures transversales
- $\rho_a = 2,5$  Si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$  Si l'élanement géométrique  $\lambda_g \leq 5$

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$  en zone III  
 $t = 8\text{cm}$
- Dans la zone courante :  $t' \leq (b/2; ht/2; 10\phi)$  en zone II  
 $t' = 12\text{cm}$

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte : un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en % est donnée comme

suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad 0.8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau est donné par :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

"a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L<sub>f</sub>" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10  $\phi_t$

➤ **Pour la zone 2**

$$l_f = 0,7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 5.36 > 5$$

**Donc**  $\rho_a = 2.5$

• **Zone courante**

$$A_t = \frac{12 \times 2.5 \times 27.62 \times 10^3}{40 \times 400} = 0.52\text{cm}^2$$

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

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t / t \cdot b$  en % est donnée comme suit :

On a  $\lambda_g = 5.36$

$$\lambda_g = 5.36 \Rightarrow \frac{A_t}{t \cdot b_1} > 0.3\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{2.01}{40 \times 12} = 0.42\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Zone nodale**

$$A_t = \frac{8 \times 2.5 \times 27.62 \times 10^3}{45 \times 400} = 0.31\text{cm}^2$$

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

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t / t \cdot b$  en % est donnée comme suit :



On a  $\lambda_g = 5.36$

$$\lambda_g = 5.36 \Rightarrow \frac{A_t}{t.b_1} > 0.3\% \text{ (RPA99/V2003).}$$

$$\frac{2.01}{40 \times 8} = 0.62\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Tab.V.5.** Armatures transversales en zone nodale

Zone	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	$\lambda_g$	$\rho_a$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	% cal	% min
1	23.54	8	4.76	3.75	0.39	2.01	4HA8	0.59	0.3
2	27.62	8	5.36	2.5	0.32	2.01	4HA8	0.62	0.3
3	30.01	8	6.12	2.5	0.42	2.01	4HA8	0.71	0.3

**Tab.V.6.** Armatures transversales en zone courante

Zone	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	$\lambda_g$	$\rho_a$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	% cal	% min
1	23.54	12	4.76	3.75	0.59	2.01	4HA8	0.38	0.3
2	27.62	12	5.36	2.5	0.52	2.01	4HA8	0.42	0.3
3	30.01	12	6.12	2.5	0.64	2.01	4HA8	0.47	0.3

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de 10φ

#### ❖ Vérification à ELU

Pour faire les vérifications à l'ELU on prend l'effort tranchant maximal la fissuration est considérée peu nuisible :

##### •Vérification de la contrainte de cisaillement : [RPA99/2003]

On a :  $V_{u \max} = 30.01$  KN

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su}$$

Avec :

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

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

**Tab.V.7.** Vérification des poteaux à l'ELU.

Zone	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	$\Sigma U_i$ (mm)	$\tau_{su}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
1	23.54	0.12	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	452.1	0.14	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
2	27.62	0.19	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	402	0.18	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
3	30.01	0.16	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	351.68	0.31	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

• **Vérification au flambement**

L'effort maximal repris par le poteau est :  $N_{max} = 957.58. KN$

$l_f = 2.142m$

$I_{xx} = I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.45^4}{12} = 0.0034m^4$

$B = 0.45 \times 0.45 = 0.2025m^2$

Soit :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  ; avec  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0034}{0.2025}} = 0.129m$

$i_{xx} = i_{yy} = 0.129m$  ;  $\lambda_{xx} = \lambda_{yy} = \frac{2.142}{0.129} = 16.61$

$\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$  Si  $\lambda \leq 50$

$\Delta = \frac{1500}{\lambda^2}$  Si  $50 \leq \lambda \leq 70$

$0 < \lambda = 16.61 < 50$  Donc  $\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{16.61}{35})^2} = 0.813$

On doit vérifier que :

$$Br \geq R = \frac{N_{max}}{\Delta(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{fe}{100\gamma_s})}$$

$Br = (45 - 2) \times (45 - 2) = 1849cm^2$

$$Br \geq \frac{957.58 \times 10}{0.813(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15})} = 535.60 \text{ cm}^2$$

$Br = 1849 \text{ cm}^2 > 535.60 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

**Tab.V.8.** Vérification de flambement des poteaux

Zone	L(m)	$l_f(m)$	B (m <sup>2</sup> )	i(m)	$\lambda$	$\Delta$	$B_r(cm^2)$	R (cm <sup>2</sup> )
1	3.06	2.142	0.20	0.129	16.61	0.813	1849	535.60
2	3.06	2.142	0.16	0.115	18.62	0.814	1444	439.49
3	3.06	2.142	0.12	0.098	21.85	0.788	1089	296.70

- **Vérification de l'effort normal ultime**

D'après **CBA93 [Art.8.4.1]**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ultime} = \Delta \left( \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

**Avec :**

$\Delta$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$B_r$ : Section réduite du béton.

$A$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$N_{ultime} = 0.813 \left( \frac{0.1849 * 25}{0.9 * 1.5} + 22.23 * 10^{-4} * \frac{400}{1.15} \right)$$

$$N_{ultime} = 3412.40 \text{ kN} > N_{max} = 957.85 \text{ kN} \quad \text{donc les conditions sont vérifiées}$$

**Tab.V.9.** Vérification de l'effort normal ultime

Zone	$L_0$ (m)	$l_f$ (m)	$\lambda$	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{max}$ (kN)	$N_{ultime}$ (kN)	Vérification
1	3.06	2.142	16.61	20,61	957.85	3412.40	CV
2	3.06	2.142	18.62	16.08	786.91	1659.28	CV
3	3.06	2.142	21.85	12.32	467.45	1019.81	CV

- **Vérification d'une section entièrement comprimée**

Le calcul se fait comme suit

On calcule l'aire de la section homogène totale

$$S = b \cdot h + 15 \left( A_s + A_s' \right)$$

La position du centre de gravité résistante qui est située à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left( d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

- L'inertie de la section homogène

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[ A_s' \left( \frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

- Calcul des contraintes dans le béton

Donc les contraintes dans la fibre inférieure et supérieure de béton sont :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\text{Avec : } e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$$

Pour les poteaux la fissuration est considérée comme peu nuisible, donc la seule vérification à faire est la contrainte du béton :

$$\sigma_{\text{inf}} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

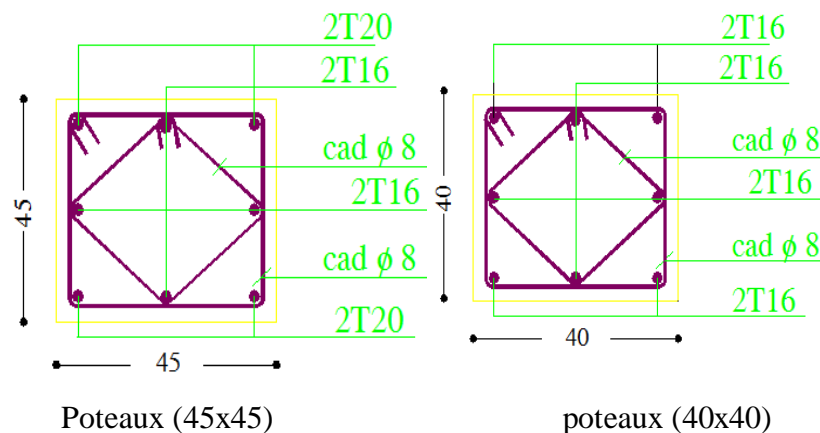
$$\sigma_{\text{sup}} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

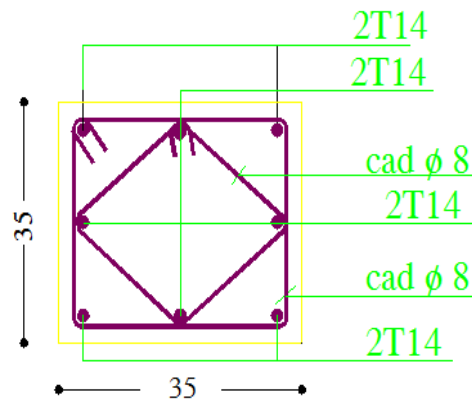
On fait les vérifications avec les deux combinaisons les plus défavorable ( $N_{\text{ser,max}}$ ;  $M_{\text{ser,corr}}$ ) et ( $M_{\text{ser,max}}$ ;  $N_{\text{corr}}$ ), on distingue que la sollicitation la plus défavorable est de ( $N_{\text{ser,max}}$ ;  $M_{\text{ser,corr}}$ ), les résultats obtenue sont résumer dans le tableau suivant :

**Tab.V.10.** Vérification des contraintes de béton.

Zone	$N_{\text{ser}}$ (KN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$\sigma_{bc \text{ inf}}$ (Mpa)	$\sigma_{bc \text{ sup}}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	OBS
1	694.53	20,61	23.21	2.38	4.2	15	CV
2	570.91	16.08	29.53	2.01	4.75	15	CV
3	339.58	12.32	28.85	2.34	5	15	CV

### ➤ Les Schémas de ferrailage des poteaux





Poteaux (35x35)

**Figure.V.3.** Schémas de ferrailage des poteaux.

#### V.4. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui transmettent les efforts des planchers vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple, et leur ferrailage est calculé à l'ELU puis à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations du RPA 99/V2003

Vu que l'une des dimensions en plan du bâtiment est supérieure à 25m le règlement CBA93 (Art B.5.1) exige pour toute structure qui dépasse les distances limite de prendre en comptes dans les calculs les effets du retrait et des variations de température extérieure à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

##### V.4.1. Recommandation du RPA99/V03 en zone III

###### ❖ Armatures longitudinales : [RPA 99V2003/ 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 la section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 

}	4% en zone courante.
}	6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un rectangle ou un carré.

### ❖ Armatures transversales [RPA99V2003/art 7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \min (h / 4, 12 \varnothing_1) \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre  $\varnothing_1$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.4.2. Recommandation du BAEL 91

#### ❖ Armatures longitudinales

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

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

- L'espacement  $S_t$  doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9 d; 40\text{cm}; 15\varnothing'_{1\min} \neq 0). \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{ij})} \end{array} \right.$$

#### ❖ Exemple de calcul

On va prendre comme exemple de calcul des poutres principales du RDC.

### 1. Calcul des armatures longitudinales

#### a. Ferrailage en travée

$$\theta = 1 ; \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 18,47 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{u\max} = 68,076 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 41,289 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{68.1 \times 10^3}{30 \times (45)^2 \times 14.2} = 0.079$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{68.10}{41.29} = 1.64 \Rightarrow \mu_l = 0.292 \quad \mu_{bu} = 0.079 < \mu_l = 0.292 \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 45(1 - 0.6 \times 0.079) = 42.56 \text{ cm}$$

$$A_U = \frac{M_U}{Z_b \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{68.10 \times 10^{-3}}{0.425 \times 348} 10^4 = 4.60 \text{ cm}^2$$

### b. Ferrailage au niveau des appuis

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_c}{\theta \cdot \gamma_b} = 21.74 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_u \text{ max} = 98.086 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 44.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = 0.11 \text{ cm}^2$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{98.086}{44.22} = 2.21 \Rightarrow \mu_{lu} = 10.296$$

$$\mu_{bu} = 0.11 < \mu_{lu} = 10.296 \Rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 45(1 - 0.6 \times 0.11) = 42.03 \text{ cm}$$

$$A_U = \frac{M_U}{Z_b \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{98.086 \times 10^{-3}}{0.420 \times 400} 10^4 = 6.71 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

- **Poutres principales**

$$A_{s \text{ rpa min}} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ rpa max}} = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ rpa max}} = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement}).$$

- **Poutres secondaires**

$$A_{s \text{ rpa min}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ rpa max}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ rpa max}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 50\Phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

➤ **Ferrailage longitudinal des poutres**

Le ferrailage des poutres principales et secondaires et résumé dans les tableaux suivants

**Tab.V.11.** Poutres principales sans voiles.

Poutre.p (30x50)	M (KN.m)			A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
	Sur appuis	Sup	Inf						
S.SOL+ RDC	Sur appuis	Sup	-98.056	6.71	3T14+3T12	10.52	7.5	60	12.62
		Inf	69.875	3.81	3T14				
	En travée		68.076	4.33	3T14	4.33	7.5	60	9.24
1 <sup>ere</sup> +2 <sup>eme</sup> Etage	Sur appuis	Sup	-120.28	6.68	3T14+3T12	11.09	7.5	60	12.62
		Inf	80.661	4.41	3T14				
	En travée		71.423	4.53	3T14	4.53	7.5	60	9.24
3 <sup>eme</sup> + 4 <sup>eme</sup> +5 <sup>eme</sup> étage	Sur appuis	Sup	-109.86	6.08	3T14+3T12	10.52	7.5	60	12.62
		Inf	69.694	4.44	3T14				
	En travée		65.128	4.14	3T14	4.14	7.5	60	9.24

**Tab.V.12.** Poutres principales liées aux voiles.

Poutre.p (30x50)	M (KN.m)			A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
	Sur appuis	Sup	Inf						
S.SOL+RDC	Sur appuis	Sup	-157.08	8.89	3T14+3T16	16.6	7.5	60	19.89
		Inf	137.344	7.71	3T14+3T14				
	En travée		33.247	2.07	3T14	2.07	7.5	60	9.24
1 <sup>ere</sup> +2 <sup>eme</sup> Etage	Sur appuis	Sup	-195.77	11.26	3T14+3T16+2T14	21.23	7.5	60	22.95
		Inf	174.86	9.97	3T14+3T14				
	En travée		38.806	2.43	3T14	2.43	7.5	60	9.24
3 <sup>eme</sup> + 4 <sup>eme</sup> +5 <sup>eme</sup> étage	Sur appuis	Sup	-185.05	10.6	3T14+3T16	17.87	7.5	60	19.87
		Inf	130.07	7.27	3T14+3T14				
	En travée		54.754	3.94	3T14	3.94	7.5	60	9.24

➤ **Les poutres secondaires**

**Tab.V.13.** Ferrailage des poutres secondaire sans voiles.

Poutre.S (30x40)	M (KN.m)			A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
	Sur appuis	Sup	Inf						
S.SOL+RDC	Sur appuis	Sup	-86.74	4.77	3T14+3T12	9.51	6.00	48	12.62
		Inf	86.29	4.74	3T14				
	En travée		19.545	1.55	3T14	1.55		48	9.24
1 <sup>ere</sup> +2 <sup>eme</sup> Etage	Sur appuis	Sup	-116.72	6.49	3T14+3T12	10.59	6.00	48	12.62
		Inf	75.03	4.1	3T14				
	En travée		19.92	1.58	3T14	1.58		48	9.24
3 <sup>eme</sup> + 4 <sup>eme</sup> +5 <sup>eme</sup> étage	Sur appuis	Sup	-102.13	5.67	3T14+3T12	8.95	6.00	48	12.62
		Inf	60.35	3.28	3T14				
	En travée		26.437	2.11	3T14	2.11		48	9.24



Tab.V.14. Ferrailage des poutres secondaire liées aux voiles.

Poutre.S (30x40)	M (KN.m)			A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
	Sur appuis	Sup	Inf						
S.SOL+RDC	Sur appuis	Sup	-0.827	0.08	3T14+3T12	0.17	6.00	48	12.62
		Inf	0.0896	0.09	3T14				
	En travée		0.097	0.01	3T14	0.01			
1 <sup>ere</sup> +2 <sup>eme</sup> Etage	Sur appuis	Sup	-1.207	0.12	3T14+3T12	0.22	6.00	48	12.62
		Inf	1.192	0.10	3T14				
	En travée		0.097	0.011	3T14	0.011			
3 <sup>eme</sup> + 4 <sup>eme</sup> +5 <sup>eme</sup> étage	Sur appuis	Sup	-2.574	0.26	3T14+3T12	0.49	6.00	48	12.62
		Inf	2.596	0.23	3T14				
	En travée		0.008	0.001	3T14	0.001			

## 2. Calcul des armatures transversales

### a. Selon le BAEL91

La section minimale A<sub>t</sub> doit vérifier :  $A_t \geq \frac{0.4b \cdot S_t}{f_e}$

**b** : largeur de la poutre.

**S<sub>t</sub>** : l'espacement des armatures transversales

**S<sub>t</sub>** ≤ min (0,9d ; 40 cm).

On adopte les espacements suivants : .....S<sub>t</sub> = 20cm

Donc:  $A_t \geq \frac{0.5 \times 0.30 \times 0.20}{400} \Rightarrow A_t \geq 0. \text{ cm}^2$

$\phi_t = 8\text{mm}$ .

### ❖ Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\}$$

#### ➤ Pour les poutres principales

$$\phi_t \leq \left\{ \frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\}. A_t = 1.20\text{cm}^2. \quad \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}.$$

#### ➤ Pour les poutres secondaires

$$\phi_t \leq \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right\}. A_t = 1.14\text{cm}^2. \quad \text{Soit } \phi_t = 8\text{mm}.$$

### b. Selon le RPA99/version 2003

La section minimale A<sub>t</sub> doit vérifier : A<sub>t</sub> = 0.003. S<sub>t</sub> . b

➤ **L'espaceur maximal poutre secondaire (30x40)**

- En zone nodale:  $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L; 30) \quad St = 12.5\text{cm}$
- En zone courante :  $St \leq h/2 ; St = 20\text{cm}$

➤ **L'espaceur maximal poutre secondaire (30x40)**

On adopte les espaceurs suivants

- En zone nodale  $St \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L; 30) \quad St = 10\text{cm}$
- En zone courante  $St \leq h/2 ; St = 20 \text{ cm}$

On adopte les espaceurs suivants (PP) ;(PS)

- En zone nodale : .....**St = 10cm**
- En zone courante : .....**St = 20cm**

On aura alors:

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 2.1 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 1.05 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** :..... **A<sub>t</sub> = 2.01cm<sup>2</sup>**

$$St \text{ (adopté)} = \text{Min} \{S_{iB.A.E.L} \cdot S_{iR.P.A}\} \begin{cases} \text{En zone nodale : .....}St = 10\text{cm} \\ \text{En zone courante : .....}St = 20\text{cm} \end{cases}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « Φ8 ».

❖ **Vérification nécessaire pour les poutres**

● **Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles**

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peut préjudiciable)}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tab.V.15.** Les contraintes tangentielles

Poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
P. principale	(35X50)	119.65	0.66	3.33	Condition vérifiée
PP. liée au voile	(35X50)	165.17	0.73	3.33	Condition vérifiée
P. secondaire	(30X40)	139.69	0.97	3.33	Condition vérifiée
PS. liée au voile	(30X40)	5.36	0.037	3.33	Condition vérifiée

- **Armature inferieure tendu sur appui**

$$A \geq \frac{1.15V_{u\max}}{f_e}$$

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tab.V.16.** Les armatures inferieures.

Poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	$\frac{1.15.V_u \max}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
P. principale	(35X50)	119.65	6.88	3.43	Condition vérifiée
PP. liées au voile	(35X50)	165.17	6.88	6.15	Condition vérifiée
P. secondaire	(30X40)	139.69	4.62	3.01	Condition vérifiée
PS. liées au voile	(30X40)	5.36	3.39	3.36	Condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

$$V_{u\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 a$$

Avec :

$$\begin{cases} a = b - c - 2\text{cm} \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases}$$

$$V_{u\max} \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tab.V.17.** Les efforts tranchants.

Poutre	Section	a	V <sub>u,max</sub>	0.267.a.b.f <sub>c28</sub>	Observation
<b>P.P.</b>	(30x50)	25	119.65	500.2	Condition vérifiée
<b>PP liée au voile</b>	(30x50)	25	165.17	500.2	Condition vérifiée
<b>P.S.</b>	(30x40)	25	139.69	500.2	Condition vérifiée
<b>PS liée au voile</b>	(30x40)	25	5.36	500.2	Condition vérifiée

#### ❖ Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

- **Calcul de la position de l'axe neutre**

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0$$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

Où :  $A_s$  : section d'armatures tendue.

$A'_s$  : section d'armatures comprimées.

$n$  : 15 coefficient d'équivalence.

- **Vérification des contraintes**

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Les résultats de calcul sont indiqués dans le tableau suivant

**Tab.V.18.** Les contraintes.

poutre		$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)
PP	Sur appuis	62.14	6.71	14.71	124174.87	7.36
	En travée	51.074	4.33	11.96	88009.89	6.94
PP liée au voile	Sur appuis	39.57	10.62	17.18	173997.79	3.90
	En travée	14.98	2.07	8.67	47499.07	2.73
PS	Sur appuis	25.97	9.25	14.20	94572.43	3.86
	En travée	14.18	1.55	6.73	22967.25	4.15
PS liée au voile	Sur appuis	0.213	0.23	2.75	4022.159	1.45
	En travée	0.123	0.1	0.59	1883.882	0.38

✓ **Conclusion**

On constate que toutes les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

- **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)**

On doit vérifier que

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée Avec:

**l**: la portée entre nus d'appuis.

**M<sub>t</sub>**: moment maximum en travée.

**M<sub>0</sub>**: moment isostatique.

**A<sub>s</sub>**: section d'armateur tendu correspondante.

❖ **Exemple de calcul**

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{500} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{10} = \frac{M_t}{M_0} = 0.081 < 0.09 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

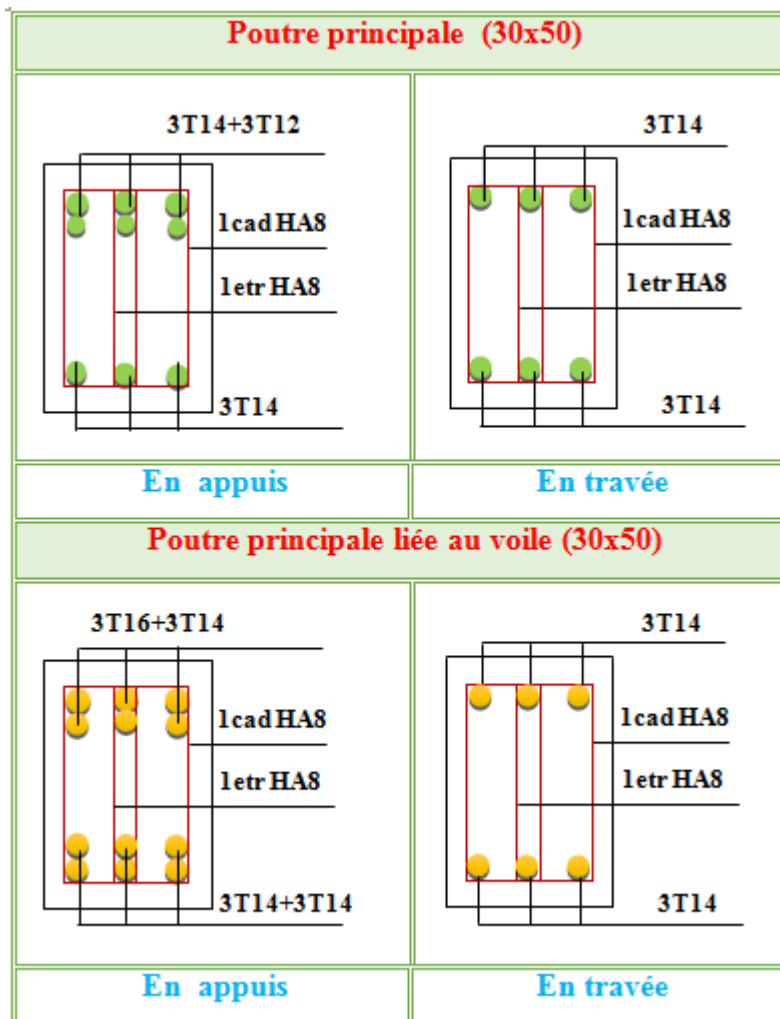
$$\frac{A}{bd} = 0.0049 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

**Tab.V.19.** Vérification de la flèche

Poutre	Condition 1	Condition 2	Condition 3	Observation
<b>P.P</b>	0.1 > 0.062	0.094 > 0.081	0.0049 > 0.0105	Conditions vérifiées
<b>P.P liées aux voiles</b>	0.1 > 0.062	0.094 > 0.037	0.0078 > 0.0105	Conditions vérifiées
<b>P.S</b>	0.095 > 0.062	0.09 > 0.054	0.0085 > 0.0105	Conditions vérifiées
<b>P.S liées aux voiles</b>	0.095 > 0.062	0.09 > 0.057	0.00002 > 0.0105	Conditions vérifiées

➤ Schéma de ferrailage des poutres



**Figure.V.4.** Schéma de ferrailage de poutres principales.

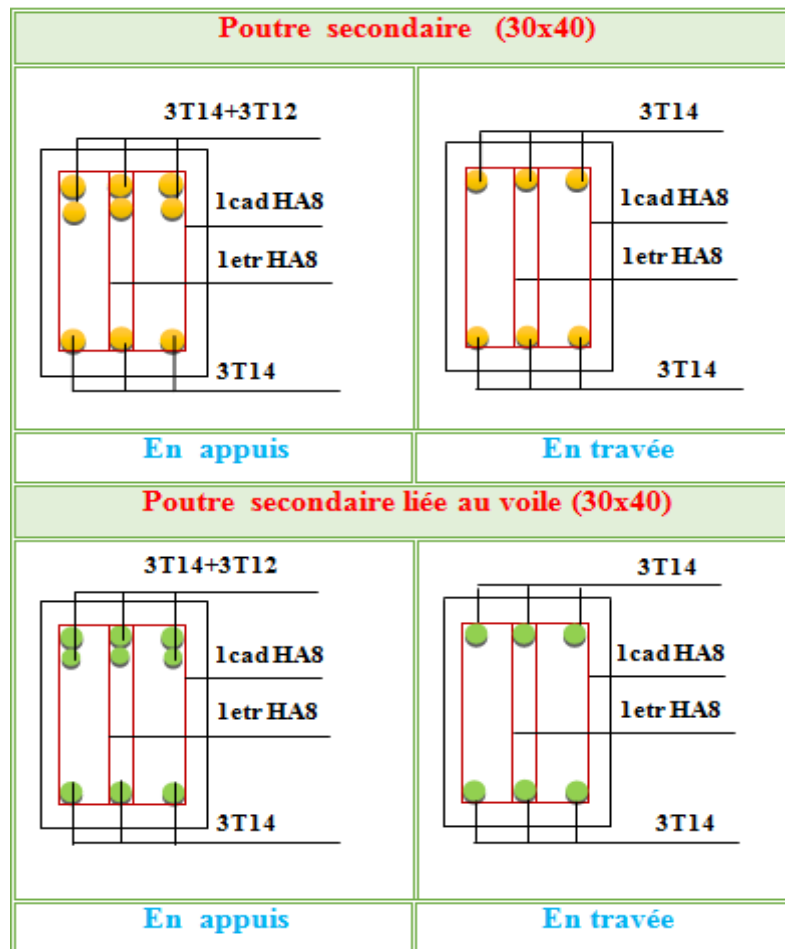


Figure.V.5. Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

### V.5. Ferrailage des voiles

Le ferrailage d'un voile consiste en la détermination de ces armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme. Pour cela on a divisé la structure en cinq zones de calcul :

**Zone I :** Sous-sol. RDC

**Zone II :** 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étage.

**Zone III :** 3<sup>ème</sup>étage, 4<sup>ème</sup>étage. 5<sup>ème</sup>étage

➤ **Les combinaisons d'action**

ELU:  $1.35G + 1.5Q$       ⇒ Situation durable  
 ELS:  $G + Q$

$G + Q \pm E$       ⇒ Situation accidentel  
 $0,8G \pm E$ .

➤ **Etapes de calcul**

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

Détermination des diagrammes des contraintes à partir Les sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

V et V' : bras de levier du voile ( $V = V' = L/2$ )

Détermination de l'effort normal ultime

- **Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$$

Avec :

$L_t$ : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

- **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c . e$$

- **Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t . e$$

#### ❖ Détermination des armatures

##### a. Armatures verticales

###### ➤ **Recommandations de RPA 99 : [art A-7-7-4-1]**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

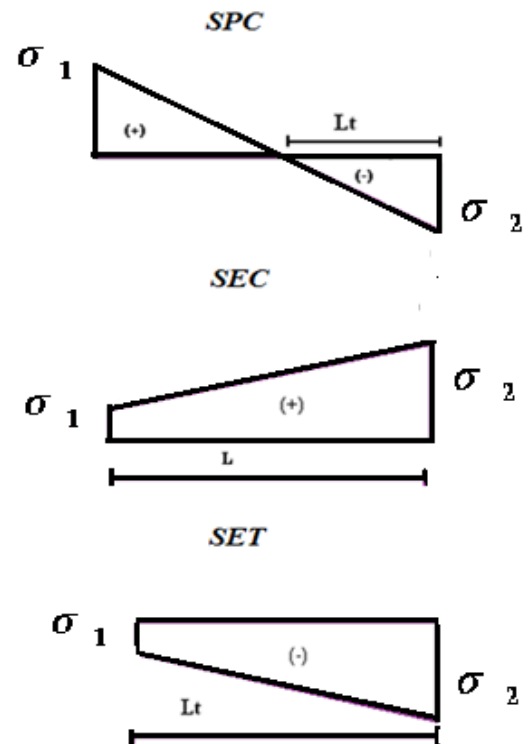
Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.

$$(A_{\min} \geq 0,2 \% \times B)$$

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

La section totale d'armature verticale de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.



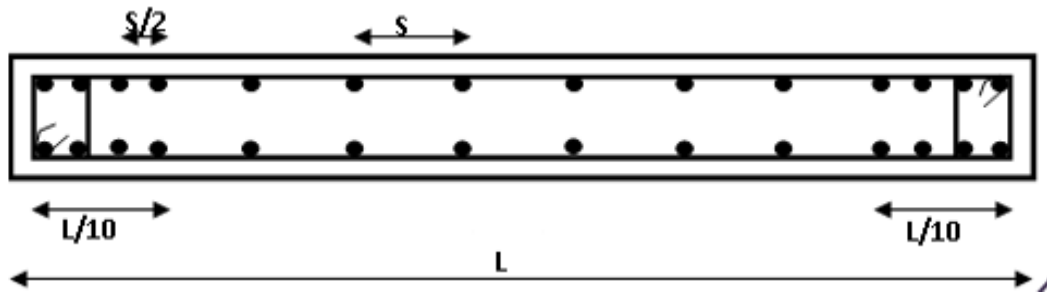


Figure.V.6. Schéma de ferrailage d'un voile

➤ **Recommandations de (BAEL91)**

❖ **Compression simple**

On doit vérifier :

$$A_{\min} \leq A \leq A_{\max}$$

Avec :  $A_{\min} = \max(4\text{cm}^2 / \text{m de périmètre}; 0,2 \cdot \frac{B}{100})$

$$A_{\max} = 5 \cdot \frac{B}{100} \quad B : \text{Section du béton.}$$

❖ **Traction simple**

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \quad \text{avec: } B : \text{Section du béton.}$$

**b. Armatures horizontales**

➤ **Recommandations de RPA 99**

$$A_H = 0,15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10  $\phi$

➤ **Recommandations de (BAEL91)**

$$A_H = A_v / 4$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épinglets par mètre carré.

**c. Les potelets**

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à 4 $\phi$ 10.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

**d. Armatures transversales**

Ces aciers sont généralement des épinglets, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action des aciers verticaux sous l'action de compression.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épinglets par mètre carré.



➤ **Règles communes entre les armatures verticales et horizontales (art A7-7-4-3/ RPA99)**

➔ **Armature minimale**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile est égale à 0,15% B.

-En zone courante égale à 0,10% B.

❖ **Diamètre minimum**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

❖ **Espacements**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}).$$

❖ **Longueur de recouvrement**

La longueur de recouvrement est égale à

40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

**e. Exemple de calcul Ferrailage du voile V1 (Y-Y)**

➤ **Selon  $N_{\max}$**

Caractéristiques géométriques :  $L = 1,30\text{m}$     $B = 0,26\text{m}^2$     $I = 0,037\text{m}^4$

Sollicitations :  $N_{\min} = 101.52\text{KN}$     $M = 577\text{KN.m}$

❖ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = 20875.67\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = -20094.75\text{N/m}^2$$

La section est partiellement comprimée

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 0,64 \text{ m}$$

**Calcul de la sollicitation équivalente**

$$Nu = \frac{\sigma_2 \times Lt}{2} \times e = 1286.06 \text{KN}$$

❖ Détermination des armatures

$$A_v = \frac{Nu}{f_e} = 32.03 \text{cm}^2$$

➤ Selon  $N_{\min}$

Caractéristiques géométriques :  $L = 1,30\text{m}$   $B = 0,26\text{m}^2$   $I = 0,037\text{m}^4$

Sollicitations :  $N_{\max} = 428.99 \text{KN}$   $M = 120.59\text{KN.m}$

❖ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = 3882.59 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{M.V'}{I} = -482.57 \text{KN/m}^2$$

Section est partiellement comprimée :

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 0,14$$

$$Nu = \frac{\sigma_2 \times Lt}{2} \times e = 7.098 \text{KN}$$

$$A_v = \frac{Nu}{f_e} = 0.175 \text{cm}^2$$

➤ Selon  $M_{\max}$

Caractéristiques géométriques :  $L = 1.30\text{m}$   $B = 0,26\text{m}^2$   $I = 0,037\text{m}^4$

Sollicitations :  $N = 386.46 \text{KN}$   $M_{\max} = 593.65\text{KN.m}$

❖ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = 12024.98 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I} = -9052.20 \text{KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée :

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 0.56 \text{m}$$

❖ Calcul de la sollicitation équivalente

$$Nu = \frac{\sigma_2 \times Lt}{2} \times e = 805.40 \text{KN}$$

$$A_v = \frac{Nu}{f_e} = 12.63 \text{ cm}^2$$

➔ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{Nu}{f_e} + A_{vj}$$

Avec :  $A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$        $V =$  l'effort tranchant.

$$A_{vj} = \frac{1.4V}{f_e} \times 1.1 = \frac{1.4 \times 283.83 \times 10^3}{f_e} \times 1.1 = 10.93 \text{ cm}^2 \quad A_v = 12.63 + 10.93 = 23.56 \text{ cm}^2$$

➔ **Armature minimale dans la zone tendue**

➤ **Selon RPA**

$$A_{\min} = 0.2\% b L_t$$

$$A_{\min} = 0.2 \times 100 \times 0.2 \times 1.3 = 5.2 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{0.2 \times 1 \times 2.1}{400} = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max(5.2 \text{ cm}^2, 10.5 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 10.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon BAEL**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 130 \times 2.1}{400} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min \text{ (RPA)}}, A_{\min \text{ (BAEL)}}, A_v \text{ (totale)})$$

$$A_{\text{adopte}} = 12.31 \text{ cm}^2 / \text{ par nappe}$$

❖ **Espacement**

La longueur minimale d'après l'article [7.7.4.3 du RPA 99V2003]

➤ Longueur de la zone d'about :  $\frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$  ..... Avec : **St = 10 cm**

➤ Longueur de la zone courante 90 cm ..... Avec: **St = 20 cm**

✓ **Conclusion**

On adopte ferrailage verticale **8T14** par nappe sur toute la longueur du voile.

$$A_{\text{adopte}} = 16.02 \text{ cm}^2$$

### ➔ Armature horizontale

$$\text{D'après le RPA : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{32.03}{4} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le BAEL : } A_H = 0.15\% \times L \times e = 3.9 \text{ cm}^2$$

Soit donc : **6T10** /m de hauteur pour nappe.....Avec : **S<sub>t</sub> = 20 cm**

### ➔ Armature transversale

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

#### ❖ Vérification de contrainte de Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 [art 7.7.2] à :

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a  $V_{max} = 283.83 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{bd} = \frac{1.4 \times 283.83}{0.2 \times 1.17 \times 1000} = 1.69 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ ..... Condition vérifiée.

#### ➤ Selon le BAEL

$$\bar{\tau}_u = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{283.83}{0.2 \times 1.01 \times 1000} = 1.38 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée.

#### ❖ Vérification à L'ELS

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6. f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \sigma_b = \frac{360.19}{2600+15 \times 25.24} \times 10 = 1.20 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ ..... Condition vérifiée

#### ✓ Conclusion de ferrailage

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles sera résumé dans les tableaux suivants :

- **Sens YY:** IL y'a 2 type de voile.

#### 1. Les voiles type (1.30m)

**Tab.V.20.** Ferrailage verticale du voile type 1.

Zone	Sollicitation	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sup>min</sup>	101.52	577	20875.67	-20094.31	SPC	0.66	0.6	1281.26	32.03
	N <sup>max</sup>	428.99	120.13	3882.59	-482.597	SPC	1.15	0.14	7.09	0.175
	M <sup>max</sup>	386.46	593.65	12024.98	-9052.72	SPC	0.74	0.58	805.40	12.63
Zone II	N <sup>min</sup>	45	53	2054.73	-1708.59	SPC	0.71	0.59	100.84	2.53
	N <sup>max</sup>	388.83	94.99	3170.17	-202.251	SPC	1.2	0.08	1.56	0.039
	M <sup>max</sup>	202.81	414	8129.15	-6569.08	SPC	0.72	0.58	381.66	9.55
Zone III	N <sup>min</sup>	84.28	65	2631.84	-1983.53	SPC	0.75	0.55	110.81	2.71
	N <sup>max</sup>	254.28	71.39	2245.28	-289.29	SPC	1.6	0.14	4.29	0.175
	M <sup>max</sup>	232.44	214.18	4696.01	-2908.01	SPC	0.81	0.49	144.57	3.62

**NB :** Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N<sup>max</sup> ; N<sup>min</sup> ; M<sup>max</sup>

**Tab.V.21.** Ferrailage verticale du voile type 1.

Choix des barres / nappe												
Zon e	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hado</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
I	32.03	10.5	32.03	32.15	4HA16	20	4HA16	10	8.03	11.78	15HA10	20
II	9.55	10.5	9.55	18.09	4HA12	20	4HA12	10	4.53	7.85	10HA10	20
III	3.62	10.5	3.62	18.09	4HA12	20	4HA12	10	4.53	7.85	10HA10	20

## 2. Les voiles de type (1.20m)

**Tab.V.22.** Ferrailage verticale du voile type 2.

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sup>min</sup>	152.89	64.75	35517.65	-2277.57	SPC	0.73	0.43	106.78	2.67
	N <sup>max</sup>	402.99	8.59	1858.08	1500.16	SEC	0.66	0.54	80.42	2.02
	M <sup>max</sup>	286.61	647.61	14688.16	12299.75	SPC	0.65	0.55	674.67	16.81
Zone II	N <sup>min</sup>	119.75	39.45	2279.69	-1281.78	SPC	0.76	0.43	55.36	1.38
	N <sup>max</sup>	397.98	9.72	1860.54	1455.9	SEC	0.66	0.55	76.70	1.92
	M <sup>max</sup>	276.11	527.09	12134.83	-9827.25	SPC	0.65	0.54	527.68	13.19
Zone III	N <sup>min</sup>	39.88	26.94	1382.21	-1049.8	SPC	0.68	0.52	54.39	1.53
	N <sup>max</sup>	269.57	11.54	1369.62	882.79	SEC	0.73	0.47	41.96	1.04
	M <sup>max</sup>	189.93	303.23	7108.67	-5525.9	SPC	0.67	0.53	290.02	7.25

**NB :** Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N<sup>max</sup> ; N<sup>min</sup> ; M<sup>max</sup>.

**Tab.V.23.** Ferrailage verticale du voile type 2

Choix des barres / nappe												
Zon e	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Hadop}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
I	16.81	15.75	16.81	24.61	4HA14	20	4HA14	10	6.15	11.78	15HA10	20
II	13.19	15.75	13.19	24.61	4HA14	20	4HA14	10	6.15	7.85	10HA10	20
III	7.25	15.75	7.25	18.09	4HA12	20	4HA12	10	4.52	7.85	10HA10	20

- **Sens XX** : Il y'a un seul type de voile.

## 1/ Les voiles de type (1.30m)

**Tab.V.24.** Ferrailage verticale du voile type 3

Zone	Sollici Tations	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	$L_c$ (m)	$L_T$ (m)	F (kN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )
Zone I	$N^{min}$	96.11	620.12	22385.75	-21646.2	SPC	0.66	0.6	1383.9	34.58
	$N^{max}$	430.32	606.73	12425.43	-9115.27	SEC	0.75	0.55	61.45	12.54
	$M^{max}$	18.8	624.63	11160.41	-11015.7	SPC	0.65	0.65	711	17.78
Zone II	$N^{min}$	103.48	481.15	17480.25	-16684.2	SPC	0.66	0.64	1059.2	26.48
	$N^{max}$	423.53	466.83	9915.89	-6675.97	SEC	0.77	0.53	347.69	8.69
	$M^{max}$	30.77	486.31	8751.26	-8514.57	SPC	0.66	0.64	545.86	13.64
Zone III	$N^{min}$	59.79	226.42	8268.43	-7808.74	SPC	0.67	0.63	493.05	12.32
	$N^{max}$	282.17	226.60	5001.24	-2830.70	SEC	0.83	0.47	133.01	3.23
	$M^{max}$	11.2	229.32	4113.84	-4027.69	SPC	0.66	0.64	259.02	6.75

**NB** : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec  $N^{max}$  ;  $N^{min}$  ;  $M^{max}$ .

**Tab.V.25.** Ferrailage verticale du voile type 3.

Choix des barres / nappe												
Zone	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Hadop}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
I	34.58	21	34.58	40.20	5HA14	20	5HA14	10	8.65	11.78	15HA10	20
II	26.48	21	26.48	32.15	4HA16	20	4HA16	10	8.04	11.78	15HA10	20
III	12.32	21	12.32	18.09	4HA12	20	4HA12	10	4.53	7.85	10HA10	20

Tab.V.26. Les vérifications à L'ELS de contrainte de cisaillement.

Voile	Zone	Vérification de contraintes de cisaillement							vérification à l'ELS			
		V	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	OBS	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	I	331.22	1.12	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.41	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	360.97	1.22	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	320.84	1.14	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.37	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	359.26	1.27	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	234.07	0.79	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.00	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	344.83	1.26	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	I	247.27	0.91	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.14	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	287.27	1.05	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	244.71	0.92	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1.13	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	275.27	1.03	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	167.04	0.65	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.77	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	191.39	0.75	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 03	I	217.51	0.76	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.93	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	340.97	1.19	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	II	175.52	0.62	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.75	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	303.55	1.09	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	III	134.01	0.49	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	0.57	2.5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	202.81	0.50	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**NB :** Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Le ferrailage obtenu est représenté dans les figures suivantes

➤ **Ferrillages des voiles**

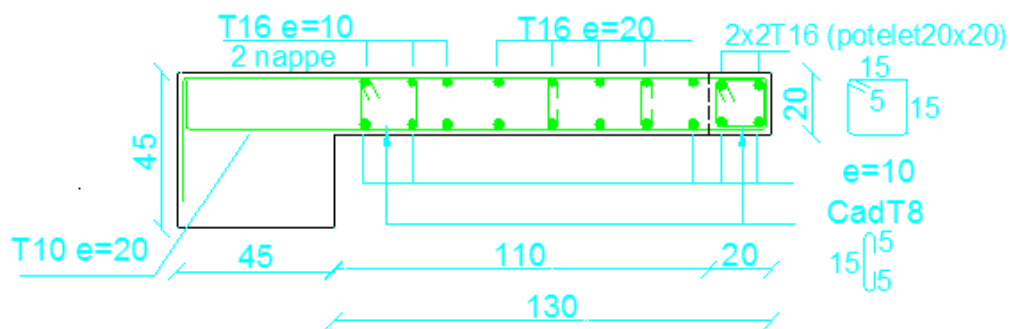


Figure.V.7. Schéma de ferrailage des voiles type 1 zone 1.

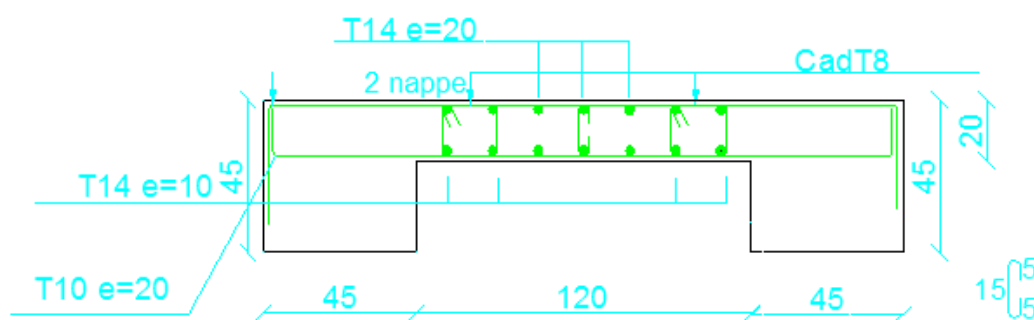
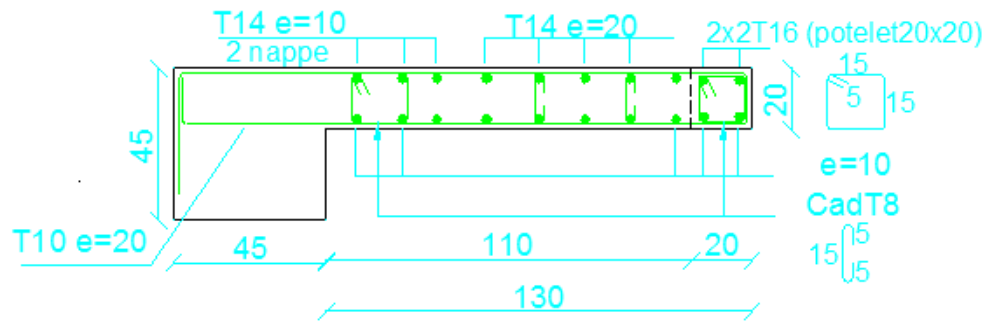


Figure.V.8. Schéma de ferrailage des voiles type 2 zone 1.



**Figure.V.9.** Schéma de ferrailage des voiles type 3 zone 1.



## VI.1. Etude de fondation

### VI.1.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles 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 ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### VI.1.2. Stabilité des fondations

Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de la flexion ou de torsion

- Des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques (adhérences, remblais).

Les massifs de fondation doivent être stables c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettant la tenue de l'ouvrage, des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. L'étude géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

### VI.1.3. Différents types de fondations

Il existe trois catégories de fondations :

- **Les fondations superficielles :** Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.
- **Les fondations profondes :** Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

➤ **Les fondations semi- profond** : ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols

❖ **Les fondations surfaciques ou radier**

Il existe quatre (04) types de radiers :

- Le radier dalle pleine (le plus courant).
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteau.
- Le radier voûte.

L'emploi d'un radier se justifie lorsque :

- La contrainte admissible à la compression du sol est faible.
- Les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées.
- L'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire occupée par le bâtiment.

Les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

#### VI.1.4. Choix de type de fondation

La connaissance de la nature est absolument indispensable pour savoir à quel niveau nous disposons d'un terrain d'assise suffisamment résistant.

❖ Facteur de choix du type de fondation :

- La nature de l'ouvrage.
- La nature du terrain.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau.
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétence.
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

➤ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le chevauchement des semelles
- Le mode constructif de la structure

➤ Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

L'étude géotechnique du site a donné une contrainte admissible de 2 bar.

Pour des raisons économiques, on doit vérifier tous types de fondations superficielles, notre premier pas sera distingué à vérifier la supposition des semelles isolées.

### VI.1.5. Semelles isolées

Pour assurer la validité d'une semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité et on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec: } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

(A.B) : la surface de la semelle.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2.0 \text{ bar}$

Le Poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc S = A×B.

$N_{ser} = 779.84 \text{ KN}$ ;  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KPa}$

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \text{donc : } B = \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \sigma_{sol}}} = 2 \text{ m.}$$

#### ✓ Remarque

On constate qu'il y aura un chevauchement entre nombreuses semelles. Néanmoins, on pourra utiliser des semelles isolées pour certain poteau. Ces semelles isolées vont provoquer des problèmes surtout dans les files ou il a des voiles. Par conséquent, nous adoptons des semelles filantes pour toutes les files

### VI.1.6. Semelles filantes

La détermination du centre de gravité de la semelle et les sollicitations de calcul sera faite toute en appliquant les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n X_i \cdot A_i}{A_i}; \quad N_G = \sum_{i=1}^n N_i; \quad M_G = \sum_{i=1}^n M_i + \sum_{i=1}^n N_i \cdot d_i$$

$$d_i = X_i - X_G$$

Vu que le règlement en vigueur à l'Algérie le **RPA99** nous propose l'utilisation des combinaisons accidentelles, nous ferons mieux de prendre les résultats qui nous sont conférés par l'ETABS toute en utilisant l'option « Section Cut » qui est couramment très utile et nous donne des résultats plus ou moins exactes.

#### ❖ Dimensionnement de la semelle filante

❖ **La largeur B** : la largeur de la semelle filante doit vérifier l'inégalité suivante :

$$B \geq \frac{N_t}{L \times \sigma_{\text{sol}}} \left( 1 + \frac{3e_0}{L} \right) ; e_0 = \frac{M_G}{N_G}$$

**Avec**

- $N_t$  : l'effort normal transmis par l'ensemble des poteaux liés par la semelle.
- $B$  : Largeur de la semelle.
- $L$  : Longueur de la semelle.
- $\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

➤ **Le débord  $D$**

Nous avons prévu un débord minimum prescrit par les règlements pour des raisons techniques de réalisation.  $D \geq 20\text{cm}$

On prend le débord :  $D = 60\text{ cm}$

➤ **La hauteur utile  $h$**

$$h \geq d + 0.05\text{ m} \quad \text{avec : } d \geq \frac{B-b}{4}$$

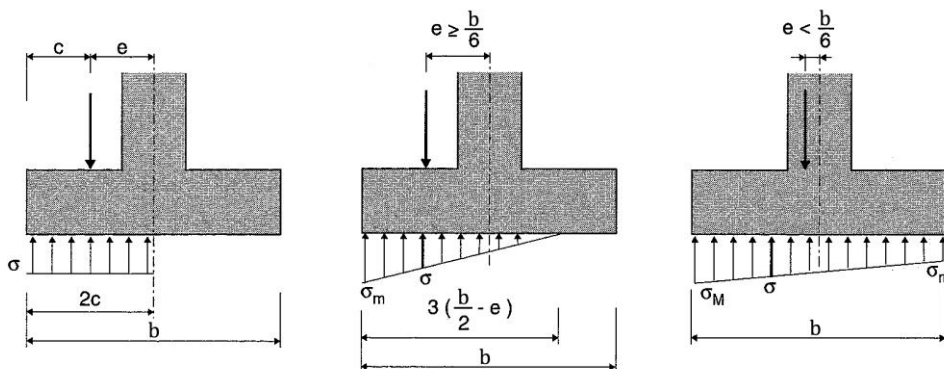
- **Avec** :  $d$  : Hauteur utile [m] et  $b$  : Cotés du poteau [m]

$$\text{D'où : } h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05\text{ m}$$

➤ **Calcul des contraintes**

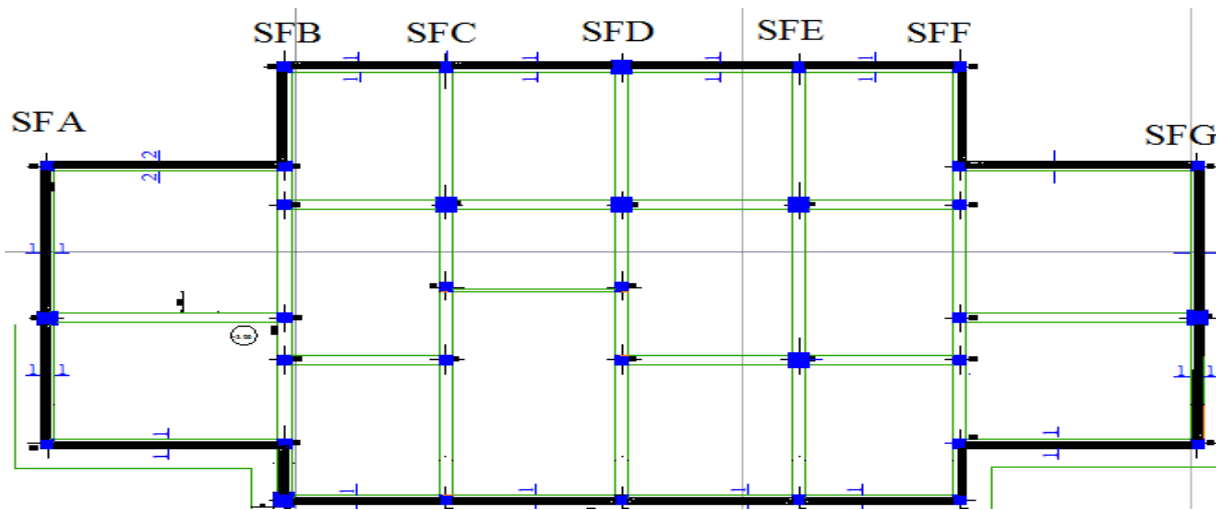
Le **DTU 13.12** permet de choisir entre un diagramme uniforme de contraintes de sol suivant la méthode de Meyerhof et un diagramme triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme retenu, la valeur de la contrainte de référence  $\sigma_{\text{moy}}$  est conventionnellement choisie au quart de la zone comprimée.

$$\sigma_{\text{moy}(3/4)} = \left( 1 + \frac{3e_0}{B} \right) \frac{P}{L \cdot B} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} ; \text{ ou bien } \sigma_{\text{moy}(3/4)} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$



**Figure.VI.1.** Différents types de répartition des contraintes.

➤ **Emplacement des semelles**

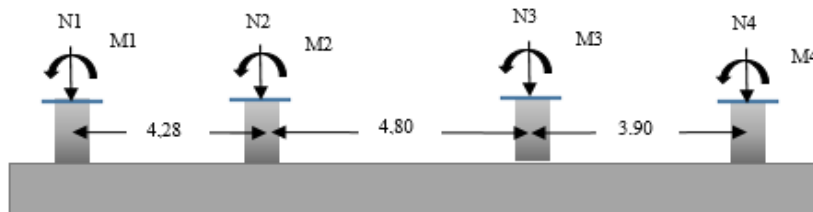


**Figure.VI.2.** Schéma d'emplacement des semelles filantes.

➤ **Exemple de calcul**

Pour justifier nos résultats, Nous présentons un exemple de calcul détaillé, Il s'agit d'une semelle filante sous poteaux, (SFE).

On suppose que les efforts normaux et les moments de la superstructure vers la semelle sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.



**Figure.VI.3.** Semelle filante sous poteaux (SFE)

**VI.1.6.1. Calcul des semelles filantes sous poteaux**

➤ **Dimensionnement de la semelle filante sous poteaux**

**Tabl.VI.1.** Sollicitations dans la semelle filante « SFE ».

Poteaux	Efforts normaux (KN)	Moments fléchissant (KN.m)
1	103.28	0.931
2	779.84	1.674
3	767.39	1.653
4	87.35	0.948

❖ **La largeur B**

- Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_G}{N_G} = \frac{5.206}{1737.86} \Rightarrow e_0 = 0.003m$$

Avec

✓  $M_G$  : Moment fléchissant au niveau du centre de gravité de la semelle.

✓  $N_G$  : Effort normale au niveau du centre de gravité de la semelle.

**La longueur totale de la semelle filante est donnée par**

$$L = L1 + L2 + L3 + 2 \times \text{débord}$$

$$L = 13.43 + 2 \times 0.6 \Rightarrow \quad \mathbf{L = 14.63m}$$

❖ **Condition de stabilité**

$$e_0 \leq \frac{L}{4} \Rightarrow \text{Le risque de renversement est écarté suivant le sens longitudinal.}$$

$$e_0 \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Pas de soulèvement.}$$

$$e_0 = \frac{M_G}{N_G} < \frac{L}{6} \Rightarrow \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{SOL}} \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{L}\right) = \frac{1737.86 \times 10^{-3}}{14.63 \times 0.2} \left(1 + \frac{3 \times 0.003}{14.63}\right) = 0.59m$$

Donc on prend : **B=1.40 m**

❖ **La hauteur h**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \Rightarrow \frac{1.40 - 0.45}{4} + 0.05 = 0.29m$$

Donc on prend : **h= 0.40 m**

Les résultats de dimensionnement des semelles filantes sont mentionnés dans le tableau suivant

**Tab.VI.2.** Dimensionnement des semelles sous poteaux.

semelles	N(KN)	M(KN.m)	L(m)	e(m)	B <sub>cal</sub> (m)	B <sub>adp</sub> (m)	h <sub>cal</sub> (m)	h <sub>adp</sub> (m)
SFB	1139.98	24.735	14.63	0.02	0.39	1.40	0.29	0.40
SFC	1700.2	11.083	14.63	0.007	0.58	1.40	0.29	0.40
SFD	1938.53	11.764	14.63	0.006	0.66	1.40	0.29	0.40
SFE	1737.86	5.206	14.63	0.003	0.59	1.40	0.29	0.40
SFF	1146.81	24.846	14.63	0.02	0.39	1.40	0.29	0.40

❖ **Dimensionnement de la poutre de rigidité et vérification de la longueur élastique**

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties. Pour cela elle, doit être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, donc on doit vérifier la longueur élastique ( $L_e$ ) tel que :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

Où

- $L_e$  : Longueur élastique.
- $E$  : Module d'élasticité du béton ( $E=32164\text{kN/m}^2$ ).
- $I$  : Moment d'inertie de la semelle ( $I=bh^3/12$ ).
- $B$  : La largeur de la bande = 1.00 m
- $L_{\max}$  : La longueur maximale de l'entre axe des poteaux.
- $K_s$  : Coefficient de raideur du sol.

Si  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow$  le calcul se fait avec une répartition linéaire et il n'y a pas lieu de faire un calcul relatif à la poutre sur un sol élastique.

Si  $L_{\max} \geq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow$  la répartition des contraintes n'est pas linéaire et le calcul se fait relativement à la théorie de la poutre sur un sol élastique.

On suppose que  $L_{\max} \Rightarrow \frac{\pi}{2} L_e$  (la semelle est rigide, le chargement est uniforme, la fondation sera calculée comme une poutre sur plusieurs appuis soumise au chargement uniforme).

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} (4EI/K_s B)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2} (Eh^3/3K_s)^{\frac{1}{4}}$$

$$h^3 \geq \frac{48K_s}{E} \left( \frac{L_{\max}}{\pi} \right)^4 = \frac{48 \times 4 \times 10^4}{3.216 \times 10^7} \left( \frac{4.80}{\pi} \right)^4 \Rightarrow h \geq 0.69\text{m}$$

✓ **Conclusion** : Les dimensions de la semelle filante SFE sont :

$$B = 1.40 \text{ m}, h = 0.40 \text{ m et } L = 14.63\text{m.}$$

Les dimensions de la poutre de rigidité sont :

$$b = 0,45 \text{ m et } h = 0.80 \text{ m}$$

Les résultats pour les autres semelles filantes sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tabl.VI.3.** Dimensionnement des poutres de rigidité.

semelles	$L_{max}$ (m)	$h_{cal}(m)$	$h_{adp}(m)$
SFB	3.50	0.45	0.80
SFC	4.28	0.59	0.80
SFD	4.28	0.59	0.80
SFE	4.80	0.69	0.80
SFF	3.50	0.45	0.80

**VI.1.6.2. Calcul des semelles liées au voile périphérique**

Vu que ces semelles sont liées au voile périphérique on les considère comme étant encastées d'où on néglige les effets des moments.

Elles ne comportent pas des poutres de rigidités parce que le voile joue leur rôle.

Les résultats sont présentés dans les tableaux si dessous :

➤ **Dimensionnement des semelles**

Les résultats des semelles filantes sous voiles périphériques sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tabl.VI.4.** Dimensionnement des semelles sous voile périphérique.

Semelles	N(KN)	M(KN.m)	L(m)	e(m)	$B_{cal}(m)$	$B_{adp}(m)$	$h_{cal}(m)$	$h_{adp}(m)$
SFA	291.38	13.117	9.05	0.045	0.16	1.20	0.24	0.40
SFG	291.07	13.09	9.05	0.04	0.15	1.20	0.24	0.40

➤ **Vérification des contraintes**❖ **Condition de résistance du sol**

Si :  $e_0 \leq \frac{L}{6}$  la contrainte située au trois quart de la semelle du côté de  $\sigma_m$ , notée  $\sigma_{3/4}$  doit être

inférieure à la contrainte admissible  $\overline{\sigma}_{sol} : \sigma_{moy(3/4)} = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{P}{L.B} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Les résultats pour toutes les semelles sont mentionnés dans le tableau suivant

**Tabl.VI.5.** Vérification des contraintes.

semelles	N(KN)	M(KN.m)	L(m)	e(m)	$B_{adp}(m)$	$\sigma_{3/4}(\text{bars})$	$\overline{\sigma}_{sol}(\text{bars})$	Obs
SFA	291.38	13.117	9.05	0.045	1.20	0.29	2	CV
SFB	1139.98	24.735	14.63	0.02	1.40	0.58	2	CV
SFC	1700.2	11.083	14.63	0.007	1.40	0.84	2	CV
SFD	1938.53	11.764	14.63	0.006	1.40	0.95	2	CV
SFE	1737.86	5.026	14.63	0.20	1.20	1.48	2	CV
SFF	1146.81	24.846	14.63	0.003	1.40	0.56	2	CNV
SFG	291.07	13.09	9.05	0.04	1.20	0.29	2	CV



➤ **Ferraillage des semelles filantes à l'ELU**

• **Les semelles filantes sous poteaux**

Pour la détermination des armatures, on a assimilé les semelles filantes à une poutre renversée appuyée sur des appuis (poteaux). Le calcul des armatures se fait en flexion simple

• **Suivant la longueur (poutre de rigidité) :**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{(3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2)}{4}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B \cdot L} \times \left(1 + \frac{6e_0}{L}\right) \quad \sigma_2 = \frac{N}{B \cdot L} \times \left(1 - \frac{6e_0}{L}\right)$$

$$M = 5.026 \text{ KN.m} \quad N = 1737.86 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = 0.003 \text{ m}$$

Les contraintes sont égales à :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B \cdot L} \times \left(1 + \frac{6e_0}{L}\right) \quad \sigma_1 = \frac{1737.86}{1.4 \times 14.63} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.003}{14.63}\right) = 84.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B \cdot L} \times \left(1 - \frac{6e_0}{L}\right) \quad \sigma_2 = \frac{1737.86}{1.4 \times 14.63} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.003}{14.63}\right) = 84.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 84.85) + 84.74}{4} = 84.90 \text{ KN/m}^2$$

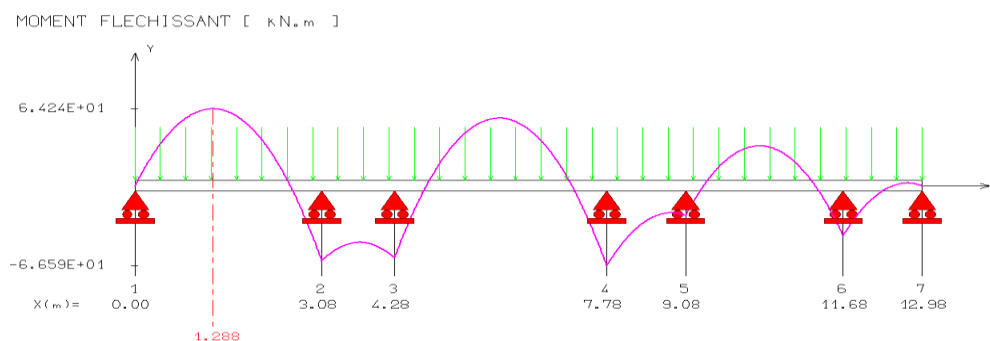
$$qu = \sigma_{\text{moy}} \times B \times 1 = 118.86 \text{ KN/ml}$$

Pour le calcul des sollicitations nous avons utilisés le logiciel RDM6

❖ **La semelle filante SFB**

$$qu = 78.24 \text{ KN/ml}$$

➤ **Diagramme des moments de flexion et des efforts tranchants**



**Figure.VI.4.** Diagramme des moments de flexion.

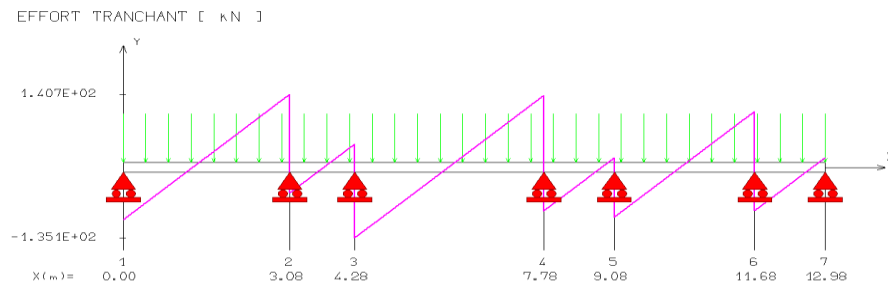


Figure.VI.5. Diagramme des efforts tranchants.

Tab.VI.6. Ferrailage de la semelle SFB.

Semelle	Niveau	Mu(KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des Barres
SFB	Appuis	66.59	2.57	3.92	6.79	6T12
	Travée	64.24	2.47	3.92	6.79	6T12

❖ La semelle filante SFC

$qu = 116.38 \text{ KN/ml}$

➤ Diagramme des moments de flexion et des efforts tranchants

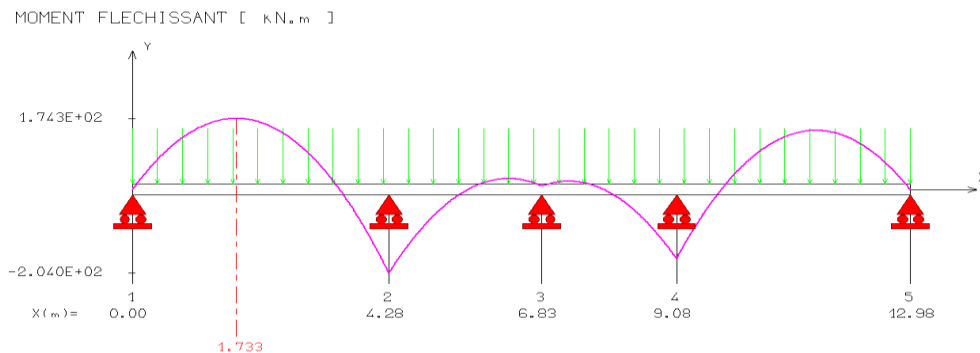


Figure.VI.6. Diagramme des moments de flexions.

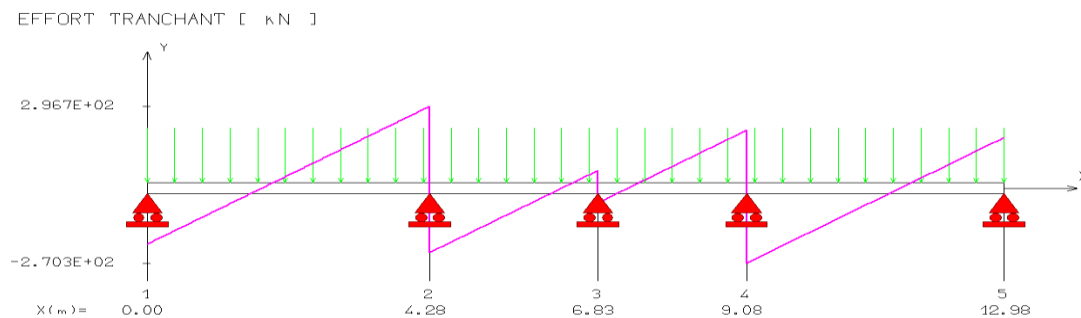


Figure.VI.7. Diagramme des efforts tranchants.

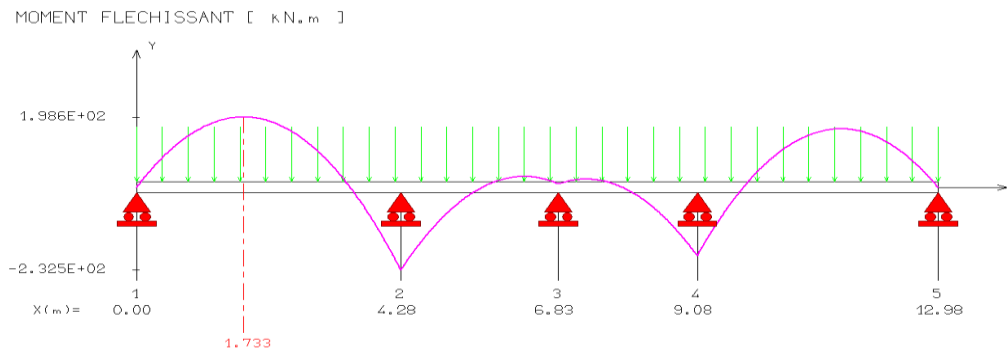
**Tab.VI.7.** Ferrailage de la semelle SFC.

semelle	Niveau	Mu(KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des Barres
SFC	Appuis	204.0	7.93	3.92	12.05	6T16
	travée	174.3	6.76	3.92	9.23	6T14

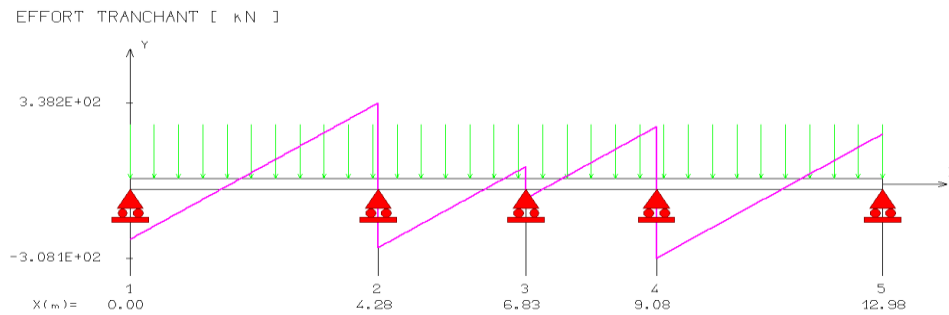
❖ La semelle filante SFD

$qu = 132.67 \text{ KN/ml}$

➤ Diagramme des moments de flexion et des efforts tranchants



**Figure.VI.8.** Diagramme des moments de flexions.



**Figure.VI.9.** Diagramme des efforts tranchants.

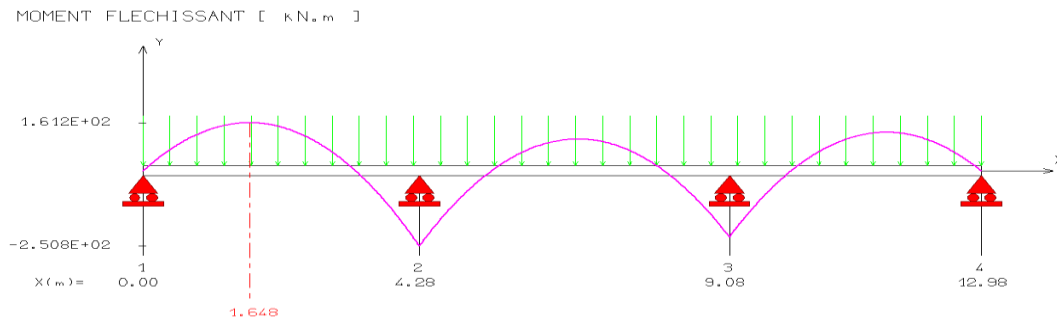
**Tab.VI.8.** Ferrailage de la semelle SFD.

semelle	Niveau	Mu(KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des Barres
SFD	Appuis	232.5	9.05	3.92	12.05	6T16
	travée	198.6	7.12	3.92	9.23	6T14

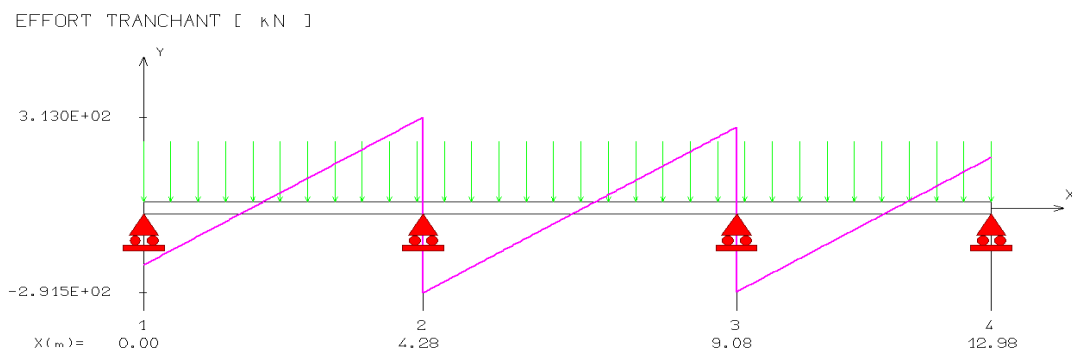
❖ La semelle filante SFE

$qu = 118.86 \text{ KN/ml}$

➤ **Diagramme des moments de flexion et des efforts tranchants**



**Figure.VI.10.** Diagramme des moments de flexions.



**Figure.VI.11.** Diagramme des efforts tranchants.

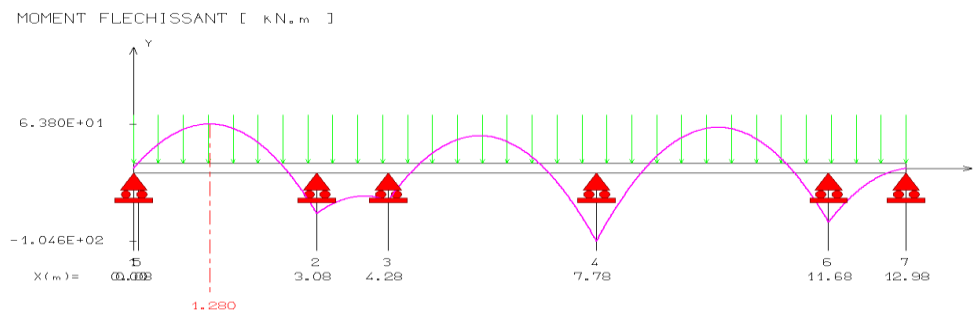
**Tab.VI.9.** Ferrailage de la semelle SFE

Appuis	Travée	$M_u(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}$	Choix des Barres
SFE	Appuis	250.8	8.79	3.92	12.05	6T16
	Travée	161.2	6.24	3.92	9.23	6T14

❖ **La semelle filante SFF**

$qu = 78.71 \text{ KN/ml}$

➤ **Diagramme des moments de flexion et des efforts tranchants**



**Figure.VI.12.** Diagramme des moments de flexions.

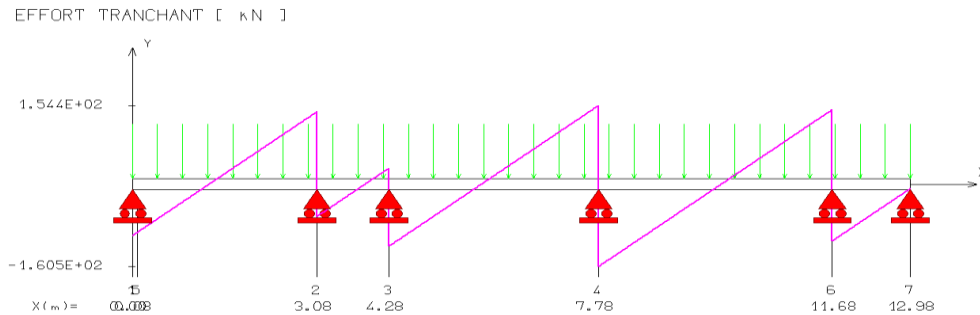


Figure.VI.13. Diagramme des efforts tranchants.

Tab.VI.10. Ferrailage de la semelle SFF

Appuis	Travée	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub>	Choix des Barres
SFF	Appuis	104.6	4.04	3.92	6.79	6T12
	Travée	63.80	2.46	3.92	6.79	6T12

• **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant

Tab.VI.11. Vérification des contraintes tangentielles.

Semelles	V <sub>U</sub> (KN)	τ (MPa)	Obs
SFB	140.7	0.43	CV
SFC	296.71	0.91	CV
SFD	338.2	1.04	CV
SFE	313	0.96	CV
SFF	160.5	0.5	CV

❖ **Armatures transversales de la poutre de rigidité**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{\min}\right\} = 25 \text{ On prend des armatures transversales égale à } \Phi_t = 10\text{mm}$$

On adopte (cadre + cadre) soit A<sub>t</sub> = 3,14cm<sup>2</sup>

D'après les recommandations du RPA 99/2003:

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

On adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2.$$

$A_t > A_{t \min}$ .....Condition vérifiée.

Chois des barres : 2 cadres T10      **(4T10=6.28cm<sup>2</sup>)**

• **Suivant la largeur de la semelle (console)**

Le ferrailage sera fait pour une bande de 1 mètre linéaire (SFE)

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = 0.003 \text{ m}$$

Les contraintes sont égales à :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B.L} \times \left(1 + \frac{6e_0}{L}\right) \quad \sigma_1 = \frac{1737.86}{1.4 \times 14.63} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.003}{14.63}\right) = 84.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B.L} \times \left(1 - \frac{6e_0}{L}\right) \quad \sigma_2 = \frac{1737.86}{1.4 \times 14.63} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.003}{14.63}\right) = 84.74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{(3 \times 84.85) + 84.74}{4} = 84.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma(x) = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{B} X + \sigma_2$$

$$\frac{B+b}{2} = \frac{1.40+0.45}{2} = 0.93 \text{ m} \Rightarrow \sigma(x) = \frac{84.95 - 84.74}{1.4} \times 0.93 + 84.74 \Rightarrow \sigma(x) = 84.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{B-b}{2} = \frac{1.40-0.45}{2} = 0.47 \text{ m}$$

$$M = M_1 + M_2$$

$$M_1 = (\sigma(x) \times 0.47^2) / 2 = 9.37 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \frac{(\sigma_1 - \sigma(x)) \times 0.47^2 \times 2}{6} \Rightarrow M_2 = 0.005 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M = 9.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b \times d \times f_{bu}} = 0.0007$$

Les résultats des autres semelles sont groupés dans les tableaux suivants

**Tab.VI.12.** Les armatures transversales.

Semelle	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma(x)$ (KN.m)	M (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
SFB	56.11	55.20	55.88	55.80	6.18	0.24	3.92	4.52	4T12
SFC	83.24	82.77	83.12	83.08	9.18	0.35	3.92	4.52	4T12
SFD	94.87	94.41	94.76	94.72	10.47	0.40	3.92	4.52	4T12
SFE	84.95	84.74	84.90	84.88	9.38	0.36	3.92	4.52	4T12
SFF	56.45	55.53	56.22	56.14	6.22	0.24	3.92	4.52	4T12

➤ **Calcul des armatures de répartition**

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4}$$

**Tab.VI.13.** Les armatures de répartition.

semelles	A <sub>Sadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)	Choix	A <sub>radp</sub> (cm <sup>2</sup> )
SFB	4.52	1.59	20	6T10	4.71
SFC	4.52	1.59	20	6T10	4.71
SFD	4.52	1.59	20	6T10	4.71
SFE	4.52	1.59	20	6T10	4.71
SFF	4.52	1.59	20	6T10	4.71

➤ **Ferrailage transversale des semelles filantes sous voile périphérique à ELU**

**Tab.VI.14.** Les armatures transversales de voile périphérique.

Semelle	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma(x)$ (KN.m)	M (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
SFA	27.63	26.03	27.23	27.27	3.03	0.12	3.92	4.52	4T12
SFB	27.51	26.09	27.15	27.19	3.02	0.12	3.92	4.52	4T12

➤ **Calcul des armatures de répartition**

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4}$$

Tab.VI.15. Les armatures de réparation.

semelles	$A_{s_{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	Choix	$A_{r_{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )
SFA	4.52	1.37	20	6T10	4.71
SFG	4.52	1.37	20	6T10	4.71

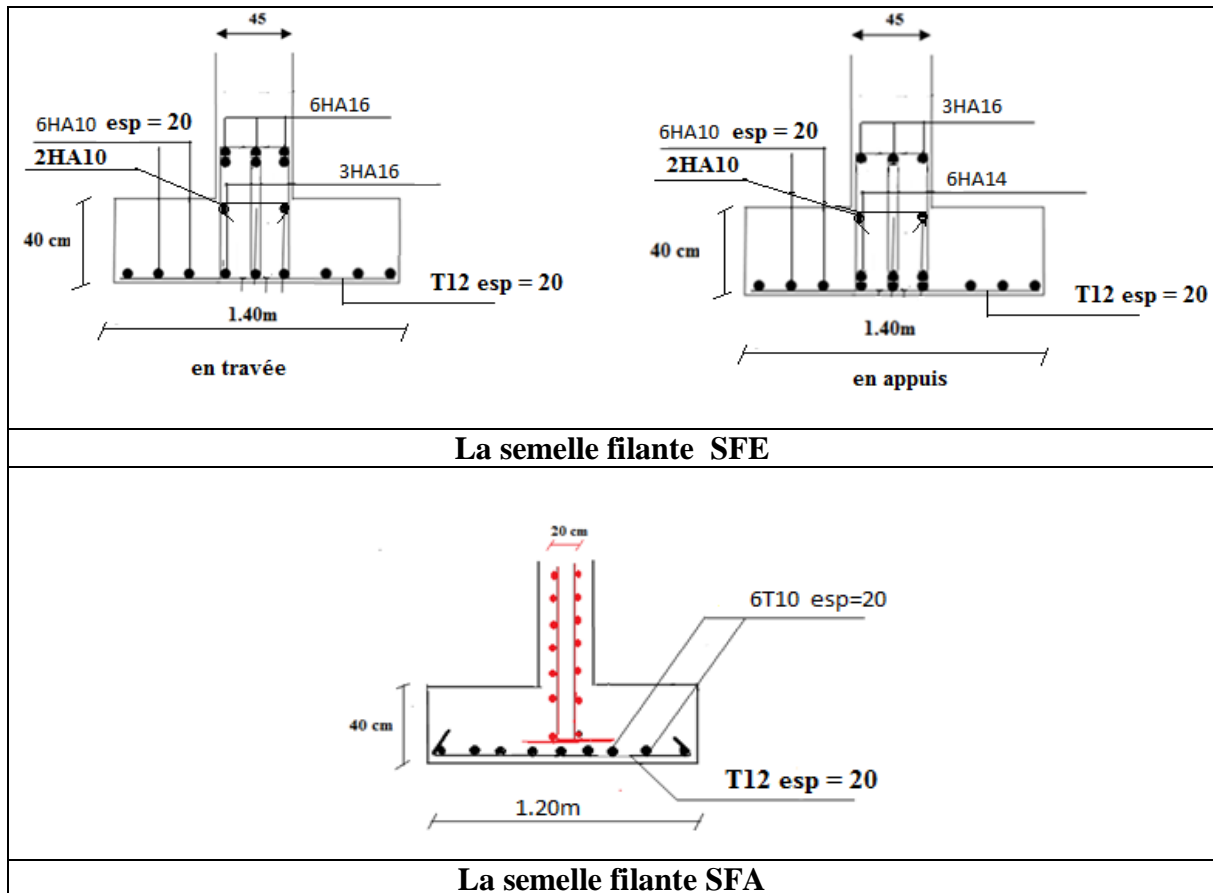


Figure.VI.14. Schéma de ferrailage des semelles filantes

### VI.1.7. Calcul des longrines

Les longrines sont des poutres situées à la base de l'ouvrage, elles servent à enchaîner les semelles dans les deux sens, les empêcher de se déplacer les unes par rapport aux autres et de rigidifier l'infrastructure.

#### a. Pré-dimensionnement

D'après le règlement RPA 2003 (Art 10.1.1) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- (25×30) cm<sup>2</sup>: site de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>
- (30×30) cm<sup>2</sup> : site de catégorie S<sub>4</sub>

Dans notre cas nous, adapterons les dimensions suivantes : **(30×40) cm**



### ➤ Armatures longitudinales

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N_u^{\max}}{\alpha} > 20 \text{ KN} \quad (\text{RPA 2003 Art 10.1.1})$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas  $\alpha = 10$  (Site de catégorie  $S_3$  ; Zone III) ..RPA2003 (Tab 10.1)

$N_u^{\max}$  : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_u^{\max} = 1075.45 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1075.84}{10} = 107.55 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{107.55 \times 10^{-3}}{348} = 3.09 \text{ cm}^2$$

Le RPA 2003 préconise une section minimale d'armatures longitudinales de l'ordre de:

$$0,6\% b.h = \frac{0,6}{100} .40.30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend une section de :  $3T14+3T14=9,24 \text{ cm}^2$

### ➤ Armatures transversales

Elles doivent être telles que :  $\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L \right) = 11.4 \Rightarrow$  on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera un cadre et une épingle en ( $\phi 8$ ).

L'espacement entre les armatures transversales est :

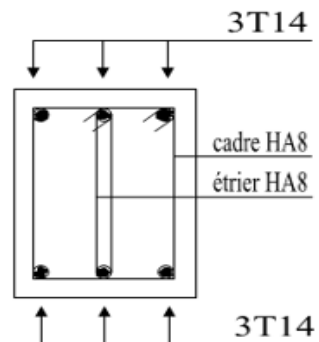
$$S_t \leq (20 \text{ cm}, 15\phi_t) = \min (20 \text{ cm}, 21 \text{ cm})$$

On adoptera :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

D'après les recommandations du RPA2003 on a :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S_t \times b \Rightarrow A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend un cadre  $\phi 8+1$  épingle ; soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ .



**Figure.VI.15.** Schéma de ferrailage des longrines.

## VI.2 Etude du voile périphérique

### VI.2.1. Introduction

D'après le RPA 99/2003 [Art 10.1.2], Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.2.2. Dimensionnement des voiles

- Hauteur  $h=3.06$  m
- Longueur  $L_x = 4.7$  m
- $L_y = 5.3$  m
- Épaisseur  $e = 20$  cm

### VI.2.3. Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique  $\gamma = 20$  KN/m<sup>3</sup>.
- L'angle de frottement  $\phi = 22^\circ$ .
- La cohésion  $c = 4.3$  KN/m<sup>2</sup>

### VI.2.4. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à

#### a. La poussé des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = 3.06 \times 20 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) \Rightarrow G = 22.04 \text{ kN/m}^2$$

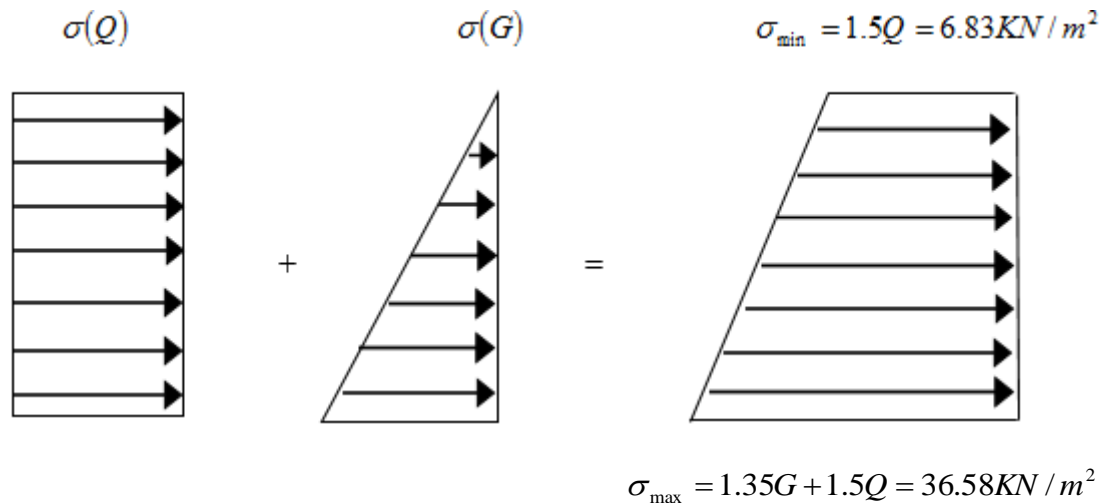
#### b. Surcharge accidentelle : $q = 10$ KN/m<sup>2</sup>

$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{22}{2} \right) \Rightarrow Q = 4.55 \text{ KN/m}^2.$$

### VI.2.5. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- **Calcul à l'ELU** :  $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 36.58$  KN/m.



**Figure.VI.16.** Diagramme des contraintes.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 36.58 + 6.83}{4} = 29.14 \text{ KN/m}^2$$

$$qu = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 29.14 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$L_x = 4.7 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; L_y = 5.3 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.7}{5.3} \Rightarrow \alpha = 0.89$$

$\alpha > 0.4$  Donc Le voile porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0.91 \Rightarrow ELU \rightarrow \begin{aligned} \mu_x &= 0.0466 \\ \mu_y &= 0.7635 \end{aligned}$$

❖ **Calcul des moments à ELU :  $\nu = 0$**

➤ **Moment isostatique**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0466 \times 29.14 \times 5.3^2 = 38.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.7635 \times 38.14 = 29.12 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 32.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 24.75 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appui**

$$M_{ax} = 0.3 M_{0x} = 0.3 \times 38.14 = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3M_{0y} = 0.3 \times 29.40 = 8.74 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage**

Avec :  $A_{\min} = 0.1\% b \cdot h$  .....condition exigée par le RPA.

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times e) = (100 \times 20) \text{ cm}^2$

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

**Tabl.VI.16.** Ferrailage du voile périphérique.

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_l =$ 0.392	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Z (mm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{adopté}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	St (cm)
X-X	Appuis	11.44	0.025	$\mu < \mu_l$	0	177.3	1.85	2.17	4HA10 3.14 $\text{cm}^2$	25
	Travée	32.42	0.070	$\mu < \mu_l$	0	172.44	5.40	2.17	5HA14 7.70 $\text{cm}^2$	20
Y-Y	Appuis	8.74	0.019	$\mu < \mu_l$	0	177.95	1.41	2.17	4HA10 3.14 $\text{cm}^2$	25
	Travée	24.75	0.054	$\mu < \mu_l$	0	174.17	4.08	2.17	5HA14 7.70 $\text{cm}^2$	20

➤ **Vérifications**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$v_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{29.14 \times 5.3}{2} = 77.22 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{77.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.43 \text{ Mpa}$$

Donc  $\tau = 0.43 < \bar{\tau} = 2.5$  .....Condition vérifiée.

➤ **Vérifications à ELS :  $\nu = 0.2$**

$$\alpha = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times Q = 4.55 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times G = 22.04 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 22.04 + 4.55}{4} = 17.67 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$qs = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 14.67 \text{ KN} / \text{ml}$$

➤ **Moment isostatique**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0537 \times 14.67 \times 5.3^2 = 22.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8358 \times 22.12 = 18.49 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 18.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 15.72 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appui**

$$M_{ax} = 0.3M_{0x} = 0.3 \times 22.12 = 6.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3M_{0y} = 0.3 \times 29.40 = 5.58 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

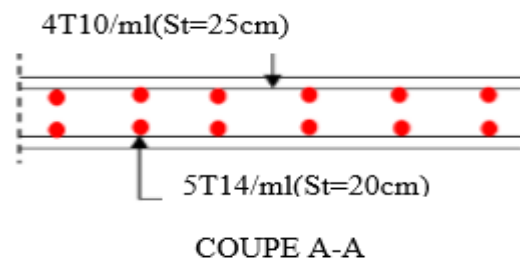
$$\text{Dans l'acier : } \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tab.VI.17.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Obs	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ MPa	Obs
X-X	Appuis	6.64	3.14	3.67	11319.63	2.15 < 15	C.V	126.08 < 201.63	C.V
	Travée	18.80	7.70	5.40	23585.58	4.30 < 15	C.V	150.65 < 201.63	C.V
Y-Y	Appuis	5.58	3.14	3.67	11319.63	1.81 < 15	C.V	105.96 < 201.63	C.V
	Travée	15.72	7.70	5.40	23585.58	3.60 < 15	C.V	125.97 < 201.63	C.V

❖ **Schéma de ferrailage de voile périphérique**



**Figure.VI.17.** Schéma de ferrailage de voile périphérique.

## **I.1. Introduction**

Suite à l'augmentation des énergies dans le monde et la diminution des ressources naturelle de cette dernière, Ainsi que la sensibilisation sur les effets négatifs causés par les usines industrielles. Alors que la pollution de l'environnement atteint des seuils critiques. Il est nécessaire de rationaliser sa consommation dans l'habitat.

Ceci fait appel à une sérieuse intervention pour les pertes et le gaspillage d'énergies, Il est indispensable avant de construire un bâtiment d'étudier ses échanges thermiques avec le milieu extérieur et aussi afin d'assurer le confort thermique à ses occupants.

Le terme « Développement Durable » apparaît comme une solution qu'il faut la maîtriser pour protéger l'avenir de notre Planète.

## **I.2. Historique**

### **I.2.1. La nation développement durable**

Le mot de développement durable apparaît au début des années 1970 et 1980 dans des écrits scientifiques. L'un des premiers textes référencés faisant usage de ce concept dans le sens actuel est le Rapport du Club de Rome « Halte à la croissance », mais on en trouve des occurrences dans d'autres textes de la même époque dans des disciplines diverses.

Ce rapport publié en 1972 et écrit par deux scientifiques du « MIT » tentait de questionner notre modèle de développement économique basé sur la croissance économique infinie dans un monde aux ressources finies. Il montrait alors les limites écologiques de notre modèle.

### **I.2.2. Les cause et l'émergence de concept**

L'émergence de l'idée du développement durable est concomitante avec celle de la société industrielle. A partir de la deuxième moitié du 19<sup>ème</sup> siècle, les sociétés occidentales commencent à constater que leurs activités notamment économiques et industrielles ont un impact significatif sur l'environnement et sur l'équilibre social. Plusieurs crises écologiques et sociales vont avoir lieu dans le monde et vont faire prendre conscience qu'il faut un modèle plus durable.

❖ **Voici quelques exemples des crises qui ont secoué le monde au XX<sup>ème</sup> siècle**

#### **a. Crises économiques et sociale**

- 1907 : crise bancaire américain.
- 1923 ; crise de l'hyperinflation américain.
- 1929 : la crise financière des années 1930 commence.
- 1973 et 1979 : chocs pétroliers.

### b. Crises écologiques

- 1954 : retombée nucléaire de Rongelap.
- 1956 : crise de mercure de minamata.
- 1976 : catastrophe Seveso.
- 1986 : catastrophe de nucléaire de Tchernobyl.

Aussi ; le réchauffement climatique, la pollution de l'aire et la question de la couche d'ozone.

### I.2.3. La prise en compte internationale du développement durable

Progressivement, les autorités publiques vont donc inscrire ces problématiques dans leur agenda politique, notamment avec :

- 1971 : création du Ministère de l'Environnement en France.
- 1972 : premier Sommet de la Terre à Stockholm.
- 1974 : premier candidat écologiste à la Présidence de la République en France (Hervé Dumont).
- 1987 : Commission Mondiale sur l'Environnement et le Développement de l'ONU et publication du Rapport Brundtland sur le développement durable.
- 1982 : Deuxième Sommet de la Terre à Nairobi.
- 1992 : Sommet de la Terre à Rio 2002 : Sommet de la Terre à Johannesburg.
- 2012 : Sommet de la Terre Rio +20.

### I.3. La définition de l'expression « développement durable »

À l'origine, le développement durable est un développement qui respecte à la fois les besoins économiques, les besoins sociaux et l'environnement.

Une analyse sémantique donne ce qui suit ;

- a. **Développement** : processus qui comprend le potentiel décisionnel de l'être humain, tant du point de vue qualitatif que quantitatif.
- b. **Durable** : de nature a duré longtemps qui présente une certaine stabilité et une certaine résistance.

Définition Le développement durable est « un développement qui répond aux besoins du présent sans compromettre la capacité des générations futures à répondre aux leurs », citation de Mme Gro Harlem Brundtland, Premier Ministre norvégien (1987).

#### I.4. Condition nécessaire au développement durable

Pour avoir le développement durable il est nécessaire de vérifier que certaine condition soit respectée et parmi celles proposées par des nombreuses chercheurs, nous retrouvons par suite :

- ❖ Le rythme d'utilisation des ressources naturelles renouvelables n'excède pas celui de leur régénération.
- ❖ Le rythme d'épuisement des ressources non renouvelable ne dépasse pas le rythme de développement de substituts renouvelables.
- ❖ La quantité de pollution et de déchets ne dépasse pas celle que peut absorber l'environnement.

#### I.5. Les objectifs du développement durable

- ❖ Egalement nommés objectifs mondiaux, sont un appel mondial à agir pour éradiquer la pauvreté, protéger la planète et faire en sorte que tous les êtres humains vivent dans la paix et la prospérité.
- ❖ Ainsi offre la vision d'un monde plus juste et plus prospère, pacifique et durable, dans lequel personne n'est laissé pour compte.
- ❖ Les aliments la façon dont ils sont cultivés, produit, consommé, échanger, transporter, stocker, et commercialiser-sont au cours du lien fondamental entre les personnes et la planète et des processus pour parvenir à une croissance économique inclusive et durable.
- ❖ Actuellement, les besoins fondamentaux de millions d'hommes et de femmes dans le monde ne sont pas satisfaits : le besoin de se nourrir, de se loger, de se vêtir, de travailler, de vivre dans un environnement salubre... Ce nouveau modèle de développement doit permettre de satisfaire ces besoins essentiels et de tendre vers une **amélioration du niveau de vie** de tous les hommes, aujourd'hui et demain « L'homme » est au centre de ce nouveau modèle de développement qui repose sur une plus grande solidarité.

#### I.6. Les raisons lesquelles on a intégré la notion « DD » dans le cadre de bâtiment

Le secteur du bâtiment et de la construction est l'un des secteurs les plus concernés par les enjeux du développement durable car les bâtiments en générale sont les gros consommateurs d'énergie et les plus producteurs de la pollution. Il représente environ 40 % des émissions de CO<sub>2</sub> des pays développés, 37% de la consommation d'énergie et 40% des déchets produits.



La consommation d'énergie est loin d'être le seul impact environnemental du bâtiment.

Le cadre bâti mobilise la moitié des matériaux tirés de la croûte terrestre et produit plus d'un quart du volume total de déchets, dont seule une petite partie est aujourd'hui valorisée. De plus, le bâtiment est au cœur du cycle de l'eau : gros consommateur d'eau, il est aussi un Producteur d'eaux usées. Il modifie en outre la nature des sols.

### **I.7. L'importance de développement durable dans la structure**

Il faut que nos actions d'aujourd'hui et de demain puissent préserver les ressources pour l'avenir de l'humanité, l'avenir de notre planète. Il est fondé sur trois piliers, trois composantes interdépendantes : Environnement, Sociale et Economie. Chacun de ces piliers comprend de multiples aspects qu'il conviendra de préciser, selon le domaine considéré.

La construction a une relation directe et très importante avec la notion même de développement durable, en effet:

#### **I.7.1 En termes de société**

L'environnement construit et constitue un des piliers du développement économique et social.

La qualité intérieure des bâtiments, en particulier la qualité de l'air, a un impact direct sur le bien-être et la santé des occupants.

#### **I.7.2 En termes d'économie**

La construction est un facteur important : elle représente de 10 à 12% du PNB, dans les pays industrialisés, et même de 20 à 30% du PNB, dans les pays en développement. La construction joue également un rôle majeur en terme d'emploi: pour la seule Union européenne, la construction génère 30 millions de postes de travail.

#### **I.7.3 En termes d'environnement**

La construction des bâtiments, leur entretien et leur exploitation englobent le 40% de la consommation totale d'énergie de l'Union européenne avec, pour corollaire, le 30% des émissions de CO<sub>2</sub>.

La construction demande, annuellement et par habitant, de 3 à 4 tonnes de matériaux, par suite, elle génère un peu plus d'une tonne de déchets.

Enfin, selon sa situation, une construction induit des déplacements et des transports dont l'impact environnemental peut être plus important que celui de la construction elle-même.

### **I.8. Qu'ce que ça veut dire le terme « bâtiment vert » ?**

C'est un bâtiment qui tient en ligne de compte tant dans sa conception, sa réalisation, dans sa Gestion et tant dans le cadre environnemental le supportant les éléments d'un développement Durable de la planète. Et toute construction ou rénovation qui, tout en assurant la qualité de vie des occupants, maîtrise ses impacts sur l'environnement et assure une performance énergétique optimale, en utilisant autant que possible les énergies renouvelables et les ressources naturelles et locales. On parle aussi d'écoconstruction.

À l'heure où les citoyens ont de plus en plus conscience de leur environnement et de sa nécessaire préservation, il est impératif que l'habitat prenne en compte ces dimensions. Loin de constituer un effet de mode, les enjeux sont considérables. Réaliser et promouvoir un habitat différent, économe en énergie et respectueux de l'environnement, et une préoccupation majeure que les entreprises de bâtiment intègrent de plus en plus dans leurs pratiques.

### **I.9. Critères de durabilité**

#### **I.9.1. Établir les critères de gestion du bâtiment vert**

- Établir un programme de formation continu aux usagers et personnel d'entretien pour les tenir au courant de la charte du bâtiment.
- Établir un mode de gestion pour maintenir le bâtiment sain au moindre coût.
- Prévoir une grille d'entretien sain et préventif.
- Établir un programme de gestion d'eau incluant l'eau chaude domestique, pour chaque groupe d'usagers.
- Établir un programme incitant les usagers au transport en commun, au covoiturage, au cyclisme, lorsque possible.

#### **I.9.2. L'aménagement des abords du bâtiment devrait tenir compte des critères suivant**

- Le lieu devrait être psychologiquement accueillant et physiquement sécuritaire et accessible.
- L'aménagement paysager devrait permettre de disposer une partie ou l'ensemble des eaux grises générées par le bâtiment (contrôle possible de la quantité de l'eau grise généré par le locataire).
- L'aménagement paysager lui-même devrait être fait à partir de plantes locales, ne demandant qu'un entretien minime comme arrosage (autre qu'eau grises) d'insecticide, et d'engrais.
- Prévoir la rétention des eaux d'orage et de grosses pluies sur place.

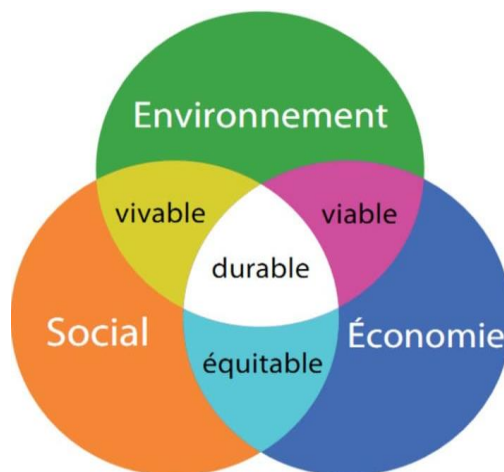
➤ **Autres critères**

Les critères pour les bâtiments devraient inclure le plus d'éléments suivants :

- Utiliser des matériaux non-toxiques, limitation des C.O.V.
- Utiliser des matériaux à bas coût énergétique : énergie intrinsèque et cycle de vie ; le meilleur ratio énergie intrinsèque et cycle de vie.
- Prévoir de l'air neuf en quantité suffisante, pour obtenir une qualité d'air parfaite.
- Prévoir les économies d'eau neuve et utiliser si possible les eaux de pluie. Réduire la mécanique du bâtiment en utilisant le plus possible des éléments robotisés, maximisant l'éclairage naturel, la ventilation naturelle, le free-cooling et le confort par la ventilation locale par temps chaud.
- Réduire les gains solaires par des éléments extérieurs de protection.
- Réduire les pertes thermiques en tenant compte des gains énergétiques internes sur toute la longueur de vie utile du bâtiment. Cette réduction de chaleur perdue peut venir des cuisines, de la machinerie tant du bâtiment que celles des locataires, des eaux usées...etc.
- Canaliser et utiliser, sans causer d'inconfort aux usagers, les gains solaires d'hiver.
- Incorporer par le design, l'éclairage naturel (Prévoir l'utilisation de l'éclairage artificiel que pour compenser le manque temporel d'éclairage naturel).
- Prévoir l'élimination de matières toxiques sur le site : radon, plomb, amiante, etc.
- Prévoir les mouvements d'air avant d'établir toute ouverture dans l'enveloppe afin d'éviter l'engouffrement des vents et /ou la contamination entre les rejets d'air vicié et les ouvertures ou les sources d'air extérieur.
- Prévoir le remplacement éventuel (lorsque nécessaires) des verres et vitrages par ceux les plus efficaces selon l'orientation et la hauteur de l'édifice.
- Établir l'entretien et le cycle de vie pour les matériaux apparents, les luminaires et appareils de mécanique.
- Prévoir le recyclage de tous les matériaux de rénovation et déchet pendant l'utilisation du bâtiment afin d'obtenir un bâtiment à déchet zéro.
- Les matériaux auront un contenu de matériaux recyclés dans la mesure où ils sont durables.

### I.10. Les démarches du développement durable dans le secteur du bâtiment

Une démarche Développement durable doit prendre en compte trois piliers : l'économie, L'environnement et le social.



**Figure.I.1.** Pilier du développement durable.

Le souci de prendre en compte et de protéger l'environnement, les ressources naturelles et de lutter contre la pollution amène à un nouveau comportement : garantir le bien être sans compromettre celui des générations futures.

Toutes les étapes du cycle de vie doivent être considérées : le choix d'équipements et de gros œuvre ainsi que le comportement des usagers ont une part similaire et tout aussi importante dans le succès de la démarche.

Les bénéfices d'une telle démarche sont identifiés en premier lieu dans les bâtiments à grand nombre d'utilisateurs. Par exemple, lors de la rénovation d'un bâtiment ancien, il est possible de mettre en place un système de récupération d'eau de pluie. La quantité d'eau de réseau publique économisée dépend du nombre d'utilisateurs de l'ouvrage.

#### **a. Conception**

C'est à l'étape de conception que s'identifient les leviers d'amélioration de la performance y compris pour la réduction des impacts environnementaux. Il est recommandé de prendre en compte, à cette étape, le coût global de l'ouvrage. Il s'agit d'intégrer les différents coûts et sources de revenus de toutes les étapes du cycle de vie du produit y compris les étapes d'utilisation et de déconstruction de l'ouvrage. Cette idée est plus simple à mettre en œuvre si le donneur d'ordre est aussi le gestionnaire de l'ouvrage.

#### **b. Formation**

Le comportement des utilisateurs conditionne les performances environnementales de l'ouvrage. Ils doivent être sensibilisés par exemple à travers des campagnes d'informations.

### **c. Réglementations**

La réglementation relative aux bâtiments est de plus en plus exigeante. La réalisation d'ouvrage ayant une performance environnementale supérieure à celles des bâtiments classiques peut faire objet d'un argument de vente. En effet, un tel bâtiment peut rester conforme aux réglementations futures. Il ne nécessiterait pas de travaux de rénovations obligatoires.

## **I.11. Solutions envisagée pour ce projet**

### **I.11.1. Conception architecturale**

La philosophie de l'architecture durable se concrétise à travers différentes pratiques qui ont pour objectifs de réduire l'impact négatif d'un bâtiment sur son environnement et de prendre soin la qualité de vie des utilisateurs et des communautés riveraines. La mise en œuvre d'une architecture durable se manifeste par un ensemble de choix de techniques, des méthodes de gestion, la sélection des matériaux employés et l'organisation interne des fonctions et des espaces, afin de maîtriser, en particulier, la consommation d'énergie et l'aménagement du cadre de vie des utilisateurs. la maitresse d'énergie 1 : l'enjeu clé de l'architecture durable.

Pour cela on veillera à :

- L'isolation thermique.
- Le plus efficace et le moins couteux.
- Une isolation efficace réduit la dissipation de chaleur en hiver et inversement, l'entrée de chaleur en été.
- Réduire les déperditions par les vitrages
- L'utilisation des apports gratuits doit tenir compte des apports internes et de l'utilisation passive du soleil avec stockage dans les masses.

### **I.11.2. Orientation du bâtiment**

La conception judicieuse d'un bâtiment en fonction des conditions du terrain (ensoleillement, présence de zones boisées, surfaces exposées aux vents...) permet de maximiser les apports d'énergies naturels et de minimiser les pertes d'énergies.

### I.11.3. Murs et Cloisons

Les parois verticales devront avoir la plus faible inertie possible, ceci afin de permettre d'obtenir une température intérieure proche de celle de l'extérieur. Une faible inertie permettra d'avoir à chaque instant une température intérieure proche de celle extérieure.

Les structures légères s'avèrent être un choix judicieux. Néanmoins, une structure lourde peut être choisie si celle-ci est isolée intérieurement afin de ne pas restituer, la nuit, la chaleur accumulée pendant la journée.

Afin de limiter les apports par rayonnement solaire, les parois exposées directement au soleil devront être de couleurs claires.

### I.11.4. Vitrage

Le simple vitrage n'est plus utilisé sur des façades pour des raisons d'ordre thermique. Mais d'un point de vue acoustique, le double vitrage n'est pas nécessairement meilleur. Il se comporte comme un système masse-ressort-masse. En particulier dans le cas d'un double vitrage symétrique, c'est-à-dire avec des feuilles de verre d'épaisseurs égales (par exemple 4/12/4 ou 6/12/6), l'isolation acoustique chute sensiblement autour de la fréquence de résonance de ce système.

Le double vitrage affiche des performances relativement faibles aux basses et moyennes fréquences. L'isolation acoustique aux moyennes et hautes fréquences s'affaiblit également dans le cas du double vitrage symétrique.

Pour cette raison, il est conseillé de toujours choisir du double vitrage asymétrique, par exemple « 4/12/6 », y compris dans un environnement calme, et offrant de meilleures performances thermiques et énergétiques.

- Limitation des déperditions thermiques.
- Diminution de la condensation.
- Meilleure isolation acoustique.

Le modèle de protection solaire adéquate dépend de plusieurs critères tels que :

- Latitude du site concerné.
- Orientation des baies.
- Résistance mécanique.

### I.11.5. Matériaux

On va définir les différents matériaux susceptibles d'être utilisés dans notre bâtiment. Il existe de nombreux matériaux de construction aux caractéristiques très diverses qu'il faut

prendre en compte afin de réaliser une construction durable, économique du point de vue de la consommation d'énergie et respectueuse de son environnement depuis sa construction jusqu'à sa destruction, et en plus ils ont un impact direct sur la qualité de réalisation, le cout global de l'ouvrage, la sante des occupants et l'environnement pour cela on doit choisir soigneusement nos matériaux. On doit prendre en considération la possibilité de recyclage des déchets engendres par le bâtiment surtout dans la période de construction et à la fin de sa durée de vie.

#### a) Le béton et l'acier

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, et au règlement RPA99 en vigueur en Algérie pour la structure classique.

#### b) Les cloisons et murs extérieurs

**Les murs intérieurs :** on utilisera des cloisons en brique creuse.

**Les murs extérieurs :** Les murs extérieurs ont un rôle déterminant pour notre maison. Non seulement ils supportent les charges du bâtiment, mais assurent également son étanchéité vis-à-vis des éléments extérieurs (pluie, air, neige, etc.) tout en offrant des solutions en termes d'isolation (thermique ou phonique).

Pour les murs extérieurs on étudiera quatre variantes. On prendra en compte le fait que le Matériau soit écologique et moins cher.

##### - Terre cuite

La brique en terre cuite est une brique naturelle, issue de procédés de conception très anciens. Une brique en terre cuite sera généralement conçue à base d'argile et de sable. C'est la couleur de l'argile qui va donner une teinte à la brique, qui sera souvent une brique rouge ou jaune.

Les briques en terre cuite sont des briques de conception artisanale, cuites dans un four à 1200°. Cela en fait un matériau de construction nettement plus authentique que le parpaing. (Faites chiffrer gratuitement vos travaux par des professionnels de votre région).

##### ❖ **Avantage**

- **Une bonne isolation :** la brique en terre cuite est naturellement isolante. Associée à des isolants de qualité, elle vous offrira une maison très agréable à vivre !
- **Un matériau naturel :** contrairement à d'autres briques, la brique en terre cuite est artisanale et écologique. Sa production est en effet très peu polluante. Il s'agit d'ailleurs d'un matériau sain et respirant.

- **Un matériau naturel** : contrairement à d'autres briques, la brique en terre cuite est artisanale et écologique. Sa production est en effet très peu polluante. Il s'agit d'ailleurs d'un matériau sain et respirant.
- **Un matériau esthétique** : enfin, la brique en terre cuite offre un côté naturel et très esthétique à n'importe quelle maison. Sans compter qu'elle n'a pas besoin d'un enduit ! Les briques peuvent prendre différentes formes en fonction de leur destination, en voici quelques exemples parmi les plus usités : creuse et parallélépipédique, avec ou sans gorge, pour bâtir des murs de maisons, d'édifices, etc. ; profil en U pour le chaînage ; creuse et plate pour monter des cloisons ; petit parallélépipède plein utilisé en encadrement de fenêtres, parement ; petit parallélépipède perforé pour murs porteurs et cloisons ; petit parallélépipède plein réfractaire pour les foyers de cheminées.
- **Bloc béton ou parpaing (de granulats courants ou de granulats légers)**

➤ **Bloc béton**

Matériaux qui fait de la résistance le bloc de béton, également appelé parpaing ou moellon, est un matériau de construction fabriqué à base de ciment. Il est couramment employé pour la construction de murs et de cloison.

Blocs de parpaings standards compositions le bloc béton est constitué de :

- granulats (gravier, sable, et pierre), pour environ 86 pourcent ciment (mélange de calcaire et d'argile), pour environ 7 pourcent dans le cas d'un bloc plein.

D'eau, pour le reliquat on distingue deux catégories de granulats :

- a. **Les granulats courants** : lorsque leur masse volumique est supérieure à  $2t/m^3$ . Les blocs béton de granulats courants sont réputés pour leur résistance mécanique.
- b. **Les granulats légers** : de masse volumique inférieurs à  $2t/m^3$ . Les blocs béton de granulats légers se distinguent par leur performance thermique élevée.

❖ **Avantage**

- **Une grande longévité** : les parpaings sont particulièrement résistants à l'usure et aux intempéries, si bien qu'ils offrent une excellente longévité aux bâtiments qui en sont composés.
- **Un prix abordable** : le parpaing se situe parmi les matériaux de construction les moins coûteux pour ériger une maison, grâce à un prix parpaing très abordable.
- **Un matériau incombustible** : le parpaing résiste particulièrement aux incendies. Il est fréquent qu'une maison en parpaing incendiée n'ait pas à être détruite.



- **Un matériau solide** : le parpaing est un matériau solide, et sa construction le rend plus résistant aux tremblements de terre ou aux fortes tempêtes que d'autres structures.
- **Une pose facile** : autre avantage indéniable, le parpaing est facile à poser par tout maçon qui se respecte. Il facilite donc grandement la plupart des travaux.

❖ **Inconvénients**

- **Une mauvaise isolation** : inutile d'espérer poser un mur de parpaing sans ajouter un doublage isolant. L'isolation thermique et sonore du parpaing est quasiment nulle !
- **Une structure rigide** : le parpaing ayant une forme particulière, il ne permettra pas toutes les fantaisies architecturales.



**Figure.I.2.** Les différents parpaings.

**c. Les blocs en terre comprimée**

Les blocs de terre comprimée non cuits sont des blocs de construction uniformes, comprimés à partir de terre argileuse et susceptibles d'être utilisés pour les murs porteurs et non porteurs, les murs accumulateurs de chaleur, les murs chauffants. Une construction de terre entoure l'utilisateur comme une troisième peau et génère une ambiance chaleureuse et reposante.



**Figure.I.3.** Bloc en terre comprimée.

**❖ Avantage de briques de terre compressée :**

- La BTC est un matériau écologique : composée essentiellement d'argile, sable et gravillons et d'un peu de ciment, fabriquée sans cuisson.
- La BTC procure un confort thermique et phonique excellent : de par son inertie thermique et sa masse, un mur en BTC apporte confort thermique et isolation phonique
- La BTC offre une grande résistance : la résistance à la compression d'une BTC dépasse les 60 bars (60kg/cm<sup>2</sup>)
- La BTC présente un intérêt architectural et esthétique : en cloison, en mur porteur, la BTC permet une richesse de formes, et de motifs variés dans son utilisation.
- La BTC est simple à mettre en œuvre : la BTC se monte avec un mortier de terre amendé. Les règles de construction sont simples à suivre.

**❖ Avantage pour la santé**

De terre régule naturellement le climat dans la maison. Les blocs de terre comprimée ne sont pas cuits pour que ses propriétés uniques de régulation de l'humidité et d'accumulation de la chaleur soient conservées. Le mur absorbe l'humidité par temps humide et la rend quand l'air est sec.

Le cubage des blocs de terre comprimée permet au mur de terre de stocker pas mal de chaleur et de la rendre à nouveau de sorte que les fluctuations de température sont minimisées.

De terre n'émet pas de substances ou de gaz dangereux dans l'atmosphère intérieure et neutralise en outre la fumée de cigarettes, par exemple. L'humidité relative constante d'env. 50 % d'un climat intérieur de terre empêche la formation de moisissure. C'est pourquoi une maison de terre est une "bouffée d'air frais", en particulier pour les personnes ayant des problèmes de voies respiratoires.

**❖ Avantages économiques**

- La terre non cuite est souvent comparable en prix, et même plus économique, que les technologies concurrentielles. Elle ne nécessite aucun coût majeur de transport grâce à sa légère infrastructure de fabrication.
- Elle ne nécessite qu'un mode de fabrication simple et des outils qui sont accessibles à un large groupe de maçons et de bâtisseurs individuels.

- Elle appartient à l'héritage architectural traditionnel de nombreux pays tout en utilisant des matériaux locaux, et permet aux populations de prendre en charge la production de leur environnement et de contrôler leur habitat.

### **I.11.6. Energie solaire**

L'énergie solaire est une source d'énergie qui dépend du soleil. Cette énergie permet de fabriquer de l'électricité à partir de panneaux photovoltaïques ou des centrales solaires thermiques, grâce à la lumière du soleil captée par des panneaux solaires.

#### **➤ Production d'électricité photovoltaïque**

Les panneaux photovoltaïques produisent de l'électricité que nous pouvons revendre. Nous bénéficions alors d'un revenu solaire correspondant à notre production d'électricité. Cette production dépend de plusieurs facteurs : l'ensoleillement dans notre région, l'exposition du toit par rapport au soleil ou encore la puissance de l'installation photovoltaïque.

Les conséquences sur l'environnement direct seraient :

- Une réduction des importations de combustibles fossiles
- Une amélioration du confort et du cadre de vie des usagers
- L'émergence de filières industrielles locales créatrices d'emplois locaux et contribuant au développement économique.

#### **I.11.6.1. Panneaux solaires**

Panneau solaire ou un capteur solaire ou panneau solaire est un élément d'une installation solaire destiné à recueillir l'énergie solaire pour le convertir en énergie thermique et le transférer à un fluide caloporteur (air, eau) ou en énergie électrique. On distingue donc deux types de capteur solaire : le capteur solaire thermique et le capteur solaire photovoltaïque.

Le capteur solaire à plan vitré est le type de capteur solaire thermique le plus répandu. Il utilise l'effet de serre pour capter l'énergie thermique du soleil. Les capteurs solaires à plan vitré sont généralement composés d'un châssis sous forme de coffre, d'un isolant en fond, d'un absorbeur de couleur noire en tubes de cuivre munis d'ailettes dans lequel circule le fluide caloporteur et d'une vitre.

#### **En distingue 3 type de capteurs plans solaire**

- Les capteurs plans autovidangeables.
- Les capteurs plans sous pression à circulation forcée.
- Les capteurs plans à circulation d'air.

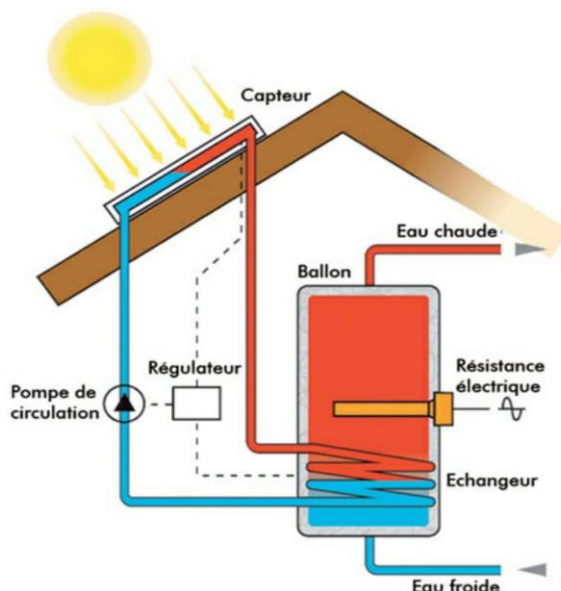
### I.11.6.2. Orientation des panneaux solaires

Pour installer vos panneaux solaires, ne laissez rien au hasard. Nous assurons notamment de bien capter l'énergie du soleil (c'est l'objectif après tout !). Pour y parvenir, commencez par bien déterminer l'orientation de nos panneaux solaires photovoltaïques. En effet, si le soleil se lève à l'est et se couche à l'ouest, ce sera toujours au sud que nous capturerons le maximum de lumière. Bien sûr, cette affirmation n'est vraie que si nous nous situons dans l'hémisphère nord, ce qui est le cas de la France. Dans l'hémisphère sud, en toute logique, l'orientation idéale sera plein nord.

#### a. Chauffe-eau solaire

Un chauffe-eau solaire comporte deux éléments principaux. En premier lieu, on trouve les panneaux solaires ou capteurs solaires, qui vont alimenter l'installation en énergie. En second lieu, il y a bien sûr le ballon de stockage de l'eau. L'installation que nous recommandons inclut également un circulateur (ou pompe) et un boîtier de commande électronique, qui permettent de réaliser l'échange thermique entre le capteur solaire et le ballon d'eau. Un vase d'expansion à air libre permet quant à lui la dilatation du liquide caloporteur.

- Le schéma suivant donne une vue d'ensemble de notre système :



**Figure.I.4.** Principe-chauffe-eau solaire.

#### ➤ Fonctionnement du chauffe-eau solaire

Grâce à l'énergie solaire, le capteur chauffe le liquide caloporteur. Quand la température dans le panneau solaire est supérieure à celle de l'eau dans le ballon, le circulateur s'active.

L'énergie calorifique se transmet par diffusion à l'eau contenue dans le ballon. Une fois refroidi, le liquide caloporteur est renvoyé au panneau solaire pour être réchauffé.

### **I.11.7. Eclairage naturel**

La lumière naturelle n'est infixe, ni toujours égale dans sa qualité et son intensité. Elle dépend d'abord de la localisation choisie, c'est-à-dire de la latitude et de l'altitude du site considéré ainsi que de la pollution de l'air à cet endroit. Pour un bâtiment d'implantation déterminée, la quantité de lumière naturelle disponible est fonction :

- Du type de ciel
- Du moment de l'année,
- De l'heure
- De l'orientation de l'ouverture
- De l'inclinaison de l'ouverture
- De l'environnement physique de l'édifice : bâtiments voisins, type de sol, végétation, ...etc.

#### **I.11.7.1. Puits de lumière**

Le puits de lumière est la solution pour toutes les pièces dépourvues d'ouverture garantissant l'isolation thermique et phonique.

La toiture vitrée vous permet de réduire les coûts de consommation électrique en profitant au maximum de cette luminosité naturelle. Elle est idéale pour diffuser la lumière dans les pièces sombres ou mal exposées.



**Figure I.5.** Puits de lumière.

### **I.11.8. Recommandations en phase de construction**

Un système de gestion de l'énergie permet de minimiser la consommation d'énergie tout en optimisant le confort dans un bâtiment. En procédant par régulation et programmation, ce dispositif réduit les coûts et les émissions polluantes.

## II.1. Introduction

L'augmentation des prix de l'énergie depuis 1985 a nécessité de rationaliser la consommation de cette dernière dans l'habitat, et ceci fait appel à une sérieuse intervention pour dire stop au gaspillage d'énergie, on fait appliquer des différentes méthodes de calcul, certaines concernent le calcul des pertes de combustible utilisé pour le chauffage des constructions, d'autres pour le calcul des déperditions calorifiques à travers les parois (comme dans notre cas) par l'application de la réglementation thermique (D.T.R.C.3-2).

## II.2. Qu'est-ce qu'une étude thermique ?

Une étude thermique est une analyse du niveau de la performance énergétique de notre projet de construction. Concrètement. Le but est de déterminer les potentielles consommations d'énergie du futur, selon les matériaux et équipements choisis.

L'étude thermique est donc effectuée à partir des plans de notre construction. Car il permet d'avoir une idée précise de la configuration des parois, des surfaces et des apports solaires. Réalisée en phase de conception du projet elle se fait par un bureau d'études thermiques. Celui-ci accompagne donc les maîtres d'ouvrage ainsi que les professionnels du bâtiment (architecte, entreprise).

## II.3. Objectif de l'isolation thermique

L'utilisation d'une isolation thermique peut servir de multiples objectifs. Parfois cumulatifs, tel que la réduction des pertes de chaleur à travers une paroi, le confinement de la chaleur pour limiter les risques de brûlures sur une paroi, ou encore le maintien d'un produit dans des conditions contrôlées aussi bien en température qu'en pression.

- Conserver l'énergie thermique.
- Contrôler les températures de service.
- Protéger contre le gel, le givre ou la condensation.
- Protéger les personnes.
- Protéger contre les incendies.
- Limiter les bruits.

La pérennité du bâtiment et des équipements (par rapport aux problèmes de condensation, de mise hors gel).

- Détermination des déperditions calorifiques des bâtiments
- Vérification de la conformité des bâtiments à la réglementation thermique ;

- Dimensionnement des installations de chauffage des bâtiments.
- Conception thermique des bâtiments.

#### **II.4. Généralités et définitions des lois d'échanges thermiques**

L'énergie thermique a la propriété de se déplacer dans l'espace. Lorsque le trajet de ce déplacement traverse une surface déterminée on dit qu'il y a flux de chaleur à travers cette surface

Les transferts de chaleur font partie des modes les plus communs d'échange d'énergie. Ils interviennent naturellement à l'intérieur d'un système dont toutes les régions ne sont pas à la même température, ou entre 2 systèmes dès qu'il existe entre eux une différence de température, et cela quel que soit le milieu qui les sépare (même le vide).

Il existe 3 moyens fondamentaux de transfert de température :

##### **1. La conduction thermique**

Est spécifique aux solides (bois, métaux, etc.), elle est un transfert direct au sein d'un milieu matériel, qui se fait par propagation de proche en proche de la chaleur. Le mouvement d'agitation thermique (flux de chaleur) va toujours des zones chaudes vers les zones froides. Les mauvais conducteurs (gaz, laine de verre ou polystyrène) sont appelés isolants.

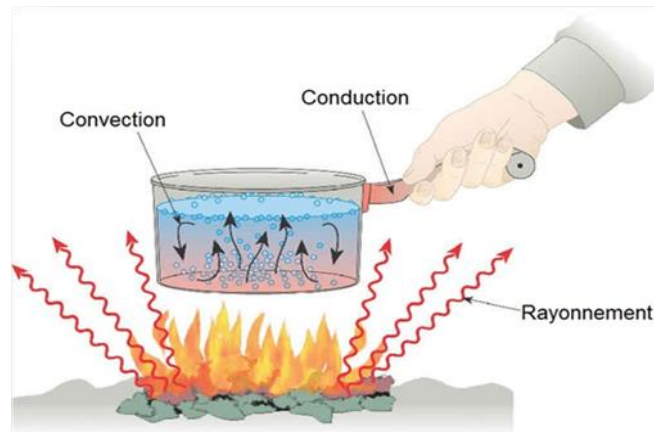
##### **2. La convection thermique**

Est spécifique aux fluides (liquide, gaz, air), ainsi qu'aux éléments déformables (comme les roches à hautes pressions dans le manteau terrestre), elle est liée au mouvement du fluide, donc à un transport de matière. L'état fluide regroupe l'état gazeux et l'état liquide qui ont la faculté d'être déformables. Ils s'adaptent à la forme du récipient offert, et peuvent s'écouler.

##### **3. Le rayonnement thermique**

Est une émission de rayonnement électromagnétique par un corps chaud, le rayonnement a la particularité de se déplacer dans le vide (rayonnement solaire). L'énergie électromagnétique reçue par le système est absorbée et convertie en énergie thermique (chaleur).

Le meilleur exemple regroupant ces trois modes de transfert thermique est celui de la casserole pleine d'eau qui chauffe, comme le montre le schéma ci-dessous :



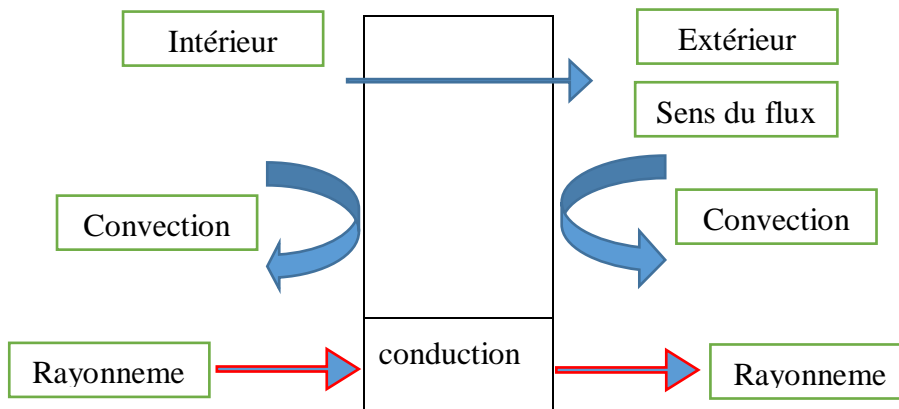
**Figure.II.1 :** Les trois modes de transfert thermique.

**II.4.1. Echange de chaleur entre deux ambiances séparées par une paroi**

Le phénomène de l'échange de chaleur entre deux ambiances (extérieure et intérieure) de température différente ( $T_i > T_0$ ), séparées par une paroi, s'effectue par la façon suivante :

La chaleur issue du milieu intérieur est transmise par rayonnement et convection. Elle traverse la paroi par conduction, puis elle est restituée au milieu extérieur par rayonnement et convection.

A l'intérieur de la paroi la température n'est pas uniforme.



**Figure.II.2.** L'échange de la chaleur entre deux ambiances séparées par une paroi.

❖ **Flux de chaleur**

Le flux de chaleur (symbole  $\Phi$ ) est la quantité de chaleur ( $Q$ ) échangée par unité de temps ( $t$ ).

$$\Phi = Q/t \dots\dots\dots[W]$$



Il exprime une énergie par unité de temps, c'est-à-dire une puissance, et se mesure en watts [W].

Il est commode, pour le calcul des déperditions de chaleur dans le bâtiment, de rapporter le flux à unité de surface **A**. Ce rapport s'appelle densité de flux (symbole  $\varphi$ ) :

$$\varphi = \Phi / A$$

Elle se mesure en watts par mètre carré : [W/ m<sup>2</sup>].

#### II.4.2. Coefficient de conductivité thermique $\lambda$

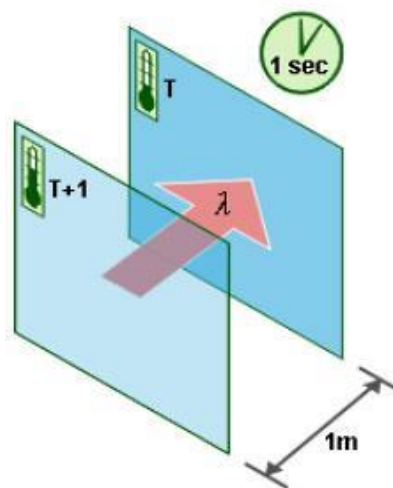
Appelé **Lambda** (symbole  $\lambda$ ), le coefficient de conductivité thermique exprime la **faculté** d'un matériau à **conduire la chaleur**.

La conductivité thermique d'un matériau est fonction de :

- Sa **densité**, plus il est léger, plus il est isolant.
- Sa **température**, plus il est « chaud », plus il est conducteur.
- Sa teneur en eau ou **humidité**, plus il est humide, plus il est conducteur.

La conductivité thermique d'un corps est par définition la densité de flux le traversant pour une différence de 1°C entre les deux faces séparées par un mètre d'épaisseur.

Elle s'exprime en : [W/m<sup>2</sup> °C].



**Figure.II.3.** Conductivité thermique.

#### II.4.3. Résistance thermique

On parle de résistance thermique **R** pour désigner la capacité d'un matériau ou d'une paroi à éviter la transmission de la chaleur.

Cette unité de mesure est exprimée en mètres carrés et Kelvins par Watt ( $m^2 \cdot K/W$ ).

La résistance thermique d'une paroi va dépendre de la conductivité thermique d'un isolant, mais aussi de son épaisseur.

$$R = e / \lambda \dots\dots\dots [m^2 \cdot ^\circ C / W].$$

Avec : e (épaisseur du matériau) est exprimée en mètre.

#### II.4.4 Coefficient de transmission surfacique K

Dans le cas d'un mur séparant deux ambiances internes le coefficient **K** est donné par la formule suivante :

$$\frac{1}{K} = \sum R + \frac{1}{h_e} + \frac{1}{h_i} \dots\dots\dots [m^2 \cdot ^\circ C / W].$$

Où

- R (en  $m^2 \cdot ^\circ C / W$ ) représente la somme des résistances thermiques des différentes couches des matériaux constituant la paroi.
- La somme  $1/h_e + 1/h_i$  (en  $m^2 \cdot ^\circ C / W$ ) représente la somme des coefficients d'échanges superficielle.

#### II.4.5 Les déperditions calorifiques

Elles sont égales au flux de chaleur sortant d'un local, ou d'un groupe de locaux, par transmission de chaleur à travers les parois et par renouvellement d'air, pour un degré d'écart de température entre l'intérieur et l'extérieur. Elles sont exprimées en  $[W/^\circ C]$ .

#### II.4.6 Les déperditions calorifiques de base

Elles sont égales au flux de chaleur sortant d'un local, ou d'un groupe de locaux, par transmission de chaleur à travers les parois et par renouvellement d'air, dans les conditions intérieures et extérieures de base. Elles s'expriment en watt  $[W]$ .

#### ✓ Remarques

Un logement peut être considéré comme un local unique ou un groupe de locaux.

Les déperditions calorifiques sont calculées en régime stationnaire et indépendant du système de chauffage.

Les apports de chaleur dus à l'inertie thermique des parois et du mobilier, et ceux dus à l'occupation des locaux ne sont pas pris en compte.

## II.5 La réglementation Algérienne

Depuis mars 1998, par arrêté du Ministre de l'Habitat, il est fait obligation aux constructions neuves d'être conformes au [DTR C 3-2] relatif aux règles de calcul des déperditions calorifiques.

Ce DTR oblige les constructions à usage d'habitation à avoir une enveloppe suffisamment isolante pour que les déperditions totales de chaque logement restent inférieures à un niveau de référence fixé réglementairement.

### II.5.1 Présentation du document technique algérienne

Le document technique réglementaire D.T.R (C3-2) apporte une première réponse aux problèmes liés à la thermique des bâtiments. Il met à la disposition des professionnels des méthodes d'évaluations thermique des logements pour le problème d'hiver.

L'exigence réglementaire sur laquelle s'appuie ce DTR consiste à limiter les déperditions calorifiques des logements en fixant un seuil à ne pas dépasser (appelé déperditions de référence).

Le respect de ce seuil permet une économie de 20 à 30% sur la consommation d'énergie pour le chauffage des logements, sans pour autant se réaliser au détriment du confort des utilisateurs. Le D.T.R (C.3-2) s'applique exclusivement aux bâtiments à usage d'habitation.

### II.5.2 Objet de D.T.R.C3-2 et domaine d'application

#### ❖ **Objet de D.T.R.C3-2**

Le présent Document Technique Réglementaire (DTR) a pour objet de fixer les méthodes de :

- Détermination des déperditions calorifiques des bâtiments.
- Vérification de la conformité des bâtiments à la réglementation thermique.
- Dimensionnement des installations de chauffage des bâtiments ; on introduit alors la notion de déperditions calorifiques de "base".
- Conception thermique des bâtiments.

#### ❖ **Domaine d'application**

Le présent **DTR** s'applique exclusivement aux bâtiments à usage d'habitation.

## II.6. Conventions

### II.6.1. Conventions de température

Les conductivités thermiques des matériaux et résistances thermiques des éléments de construction sont définies pour une température de 10<sup>0</sup> C.

On admet que la conductivité thermique des matériaux varie peu pour la plage de température rencontrée de l'environnement du bâtiment.

### II.6.2. Conventions d'humidité des matériaux

On définit un taux d'humidité utile, qui est le taux d'humidité le plus probable du matériau en œuvre.

Les valeurs de conductivité thermique, des résistances thermiques et des coefficient **K** correspondent à ces taux d'humidité.

Les taux d'humidité sont définis par rapport à la teneur en eau par volume. Les valeurs retenues sont :

Terre cuite.....	0,5 à 1%
Béton.....	2 à 5 %
Enduits de mortier.....	3 %
Joints de mortier.....	4 %




Pour un isolant, le taux d'humidité utile est le taux d'humidité d'équilibre de ce matériau placé dans une ambiance à 20°C et 65% d'humidité relative.

### II.6.3. Conventions d'échanges superficiels

Par convection et rayonnement, une paroi échange de la chaleur avec les deux milieux séparés par la paroi. (Voir fig.II.1.). Cet échange est pris en compte dans les calculs grâce à un coefficient d'échange dit superficiel noté « h ». Ce coefficient s'exprime en [W/m<sup>2</sup>. °C].

Les résistances thermique d'échange superficiel intérieur,  $r_i = 1/h_i$ , et extérieur  $r_e = 1/h_e$  sont donnée dans le tableau suivant :

**Tab.II.1.** Les résistances d'échanges superficiels.

$\frac{1}{h}$ En [m <sup>2</sup> . °C/W]	Pari en contact avec :			Pari en contact avec :		
	1/h <sub>i</sub>	1/h <sub>e</sub>	1/h <sub>i</sub> + 1/h <sub>e</sub>	1/h <sub>i</sub>	1/h <sub>e</sub>	1/h <sub>i</sub> + 1/h <sub>e</sub>
$\alpha > 60^\circ$ Latéral (mur) 	0.11	0.06	0.17	0.11	0.11	0.22
$\alpha < 60^\circ$ Ascendant (toiture) 	0.09	0.05	0.14	0.09	0.09	0.18
$\alpha < 60^\circ$ Descendant (Planche) 	0.17	0.05	0.22	0.17	0.17	0.34

## II.7. Méthodologie

Sur la base du dossier technique, le concepteur doit effectuer les opérations suivantes :

- Définir les volumes thermiques.
- Calcul pour chaque volume thermique les pertes par transmission et les pertes par renouvellement d'aire.
- Vérifier que les déperditions par transmissions du logement sont inférieurs aux déperdition de référence.
- Calculer éventuellement les déperditions de base qui expriment les besoins de chauffage.

## II.8 Expressions générales des déperditions

### II.8.1. Déperditions totales d'un logement

Les déperditions totales D pour un logement, contenant plusieurs volumes thermiques, sont données par :

$$D = \Sigma D_i \dots\dots\dots[W/^\circ C].$$

Où D<sub>i</sub> (en W/°C) représente les déperditions totales du volume i.

### II.8.2. Déperditions totales d'un volume

Les déperditions totales  $D_i$  d'un volume  $i$  sont données par :

$$D_i = (D_T)_i + (D_R)_i \dots\dots\dots [W/^\circ C].$$

-  $(D_T)_i$  (en  $W/^\circ C$ ) représente les déperditions par transmission du volume  $i$ .

-  $(D_R)_i$  (en  $W/^\circ C$ ) représente les déperditions par renouvellement du volume  $i$ .

### II.8.3. Déperditions par transmission d'un volume

Les déperditions par transmission  $(D_T)_i$  d'un volume  $i$  sont données par :

$$(D_T)_i = (D_s)_i + (D_{Li})_i + (D_{SOL})_i + (D_{Lnc})_i \dots\dots\dots [W/^\circ C].$$

-  $(D_s)_i$  en  $(W/^\circ C)$  représente les déperditions surfaciques à travers les parties courantes des parois en contact avec l'extérieur.

-  $(D_{Li})_i$  en  $(W/^\circ C)$  représente les déperditions à travers les liaisons.

-  $(D_{Sol})_i$  en  $(W/^\circ C)$  représente les déperditions à travers les parois en contact avec le sol.

-  $(D_{Lnc})_i$  en  $(W/^\circ C)$  représente les déperditions à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés.

### II.8.4. Déperditions par renouvellement d'air d'un volume

Les déperditions par renouvellement d'air d'un volume  $i$   $(D_R)_i$ , sont données par :

$$(D_R)_i = (D_{Rv})_i + (D_{Rs})_i \dots\dots\dots [W/^\circ C].$$

-  $(D_{Rv})_i$  en  $(W/^\circ C)$  représente les déperditions dues au fonctionnement normal des dispositifs de ventilation.

-  $(D_{Rs})_i$  en  $(W/^\circ C)$  représente les déperditions supplémentaires dues au vent.

### II.8.5. Relation entre les déperditions du logement et les déperditions des volumes

- Les déperditions par transmission  $D_T$  en  $(W/^\circ C)$  du logement sont égales à la somme des déperditions par transmission des différents volumes  $i$ , soit :

$$D_T = \sum D_{Ti} \dots\dots\dots [W/^\circ C].$$

- Les déperditions par renouvellement d'air  $D_R$  (en  $W/^\circ C$ ) du logement sont égales à la somme des déperditions par renouvellement d'air des différents volumes  $i$ , soit :

$$D_R = \sum D_{Ri} \dots\dots\dots [W/^\circ C].$$

## II.9. Vérification des déperditions de référence

### II.9.1 Vérification réglementaire

Les déperditions par transmission  $D_T$  du logement doivent vérifier :

$$D_T = 1.05 \times D_{\text{Réf}} \dots\dots\dots [W / ^\circ C].$$

Où :  $D_T$  (en  $W/^\circ C$ ) : représente les déperditions par transmission du logement.

$D_{\text{Réf}}$  (en  $W/^\circ C$ ) : représente les déperditions de référence.

### II.9.2 Calcul des déperditions de référence.

Les déperditions de référence  $D_{\text{réf}}$  sont calculées par la formule suivante :

$$D_{\text{réf}} = a \times S_1 + b \times S_2 + c \times S_3 + d \times S_4 + e \times S_5 \dots\dots\dots [W / ^\circ C].$$

Où : les  $S_i$  en ( $m^2$ ) représentent les surfaces des parois en contact avec l'extérieur, un comble, un vide sanitaire, un local non chauffé ou le sol. Elles concernent respectivement S la toiture, S le plancher bas, y compris les planchers bas sur locaux non chauffés, S3 les murs, S4 les portes, S5 les fenêtres et les porte-fenêtre. S1, S2, S3 sont comptées de l'intérieur des locaux, S4 et S5 sont comptées en prenant les dimensions du pourtour de l'ouverture dans le mur.

-les coefficients a, b, c, d et e, (en  $W/m^2 \cdot ^\circ C$ ), sont donnés dans le tableau II.2. Ils dépendent de la nature du logement et de la zone climatique.

**Tab.II.2.** Coefficient de déperdition de référence.

ZONE	Logement individuel					Logement en immeuble collectif				
	a	b	C	d	e	a	b	c	d	e
A	1.10	2.40	1.40	3.50	4.50	1.10	2.40	1.20	3.50	4.50
B	1.10	2.40	1.20	3.50	4.50	0.90	2.40	1.20	3.50	4.50
B'	1.10	2.40	1.20	3.50	4.50	0.90	2.40	1.20	3.50	4.50
C	1.10	2.40	1.20	3.50	4.50	0.85	2.40	1.20	3.50	4.50
D	2.40	3.40	1.40	3.50	4.50	2.40	3.40	1.40	3.50	4.50
D'	2.40	3.40	1.40	3.50	4.50	2.40	3.40	1.40	3.50	4.50

Pour le calcul des déperditions de référence, n'ont pas été pris en compte les déperditions de référence par renouvellement d'air

Les coefficients a, b, c, d et e correspondent en fait à des coefficients K globaux, ils ne représentent pas chacun une valeur limite intrinsèque à ne pas dépasser puisque seul le total de l'addition est caractéristique et que des compensations sont possibles. Cependant, au stade

de l'avant-projet, il y a lieu de se tenir en dessous de ces valeurs indicatives chaque fois que cela est possible.

## II.10. Calcul des déperditions de base

### a. Exigence réglementaire

Le calcul de la puissance de chauffage d'un logement doit comporter le calcul des déperditions de base selon la méthode décrite dans le **DTR**. Pour cela, on doit prendre en compte un écart de température entre les ambiances intérieure et extérieure, dit écart de température de base.

### b. Déperditions de base totales

Les déperditions de base totales  $D$  pour un local, contenant plusieurs volumes thermiques, ont pour expression :

$$D_b = \sum (D_b)_i \dots\dots\dots [W]$$

-( $D_b$ ) $_i$  (en w) représente les déperditions de base pour chaque volume thermique  $i$ .

### c. Déperditions de base pour un volume

Les déperditions de base pour un volume thermique ( $D_b$ ) $_i$  ont pour expression

$$(D_b)_i = D_i \times (t_{bi} - t_{be}) \dots\dots\dots [W]$$

-  $D_i$  (en w/°C) représente les déperditions totales du volume thermique  $i$ .

-  $t_{bi}$  (en °C) est la température intérieure de base du volume considéré.

-  $t_{be}$  (en °C) est la température extérieure de base du lieu d'implantation de la construction.

### d. Température intérieure de base

La température intérieure de base est la température de l'air que l'on désire obtenir au centre de la pièce en absence de tout apport de chaleur autre que celui fourni par l'installation de chauffage. Sauf spécifications particulières, on prendra les valeurs suivantes de la température intérieure de base :

- Immeuble d'habitation, maison individuelle Pièce principale, pièce de service 21°C.
- Cage d'escalier chauffée, circulation chauffée en continu I 8°C.
- Bureau chauffé en continu 21°C.
- Magasin chauffé en continu 21°C.
- Local artisanal chauffé en continu 21°C.



En effet, par souci d'économie, une installation de chauffage n'est jamais calculée pour assurer le confort optimal pour la température la plus basse de tous les minimas annuels. Le D.T.R C3-2) introduit une température extérieure de référence, dite température de base. Dans le cas où des locaux ne sont pas chauffés en continu, ils doivent être considérés comme des locaux non chauffés.

#### e. Température extérieure de base

La température extérieure de base est une température telle que les températures minimales quotidiennes ne lui sont inférieures que cinq jours par an.

La température extérieure de base est fonction de l'altitude et de la zone climatique où est implanté le projet.

L'annexe I donne la zone climatique à considérer pour le projet.

Le tableau suivant fixe les valeurs de la température extérieure de base :

**Tableau II.3** Les valeurs de la température extérieure de base.

ZONE	Altitude (m)	T <sub>be</sub> (°C)	ZONE	Altitude (m)	T <sub>be</sub> (°C)
A	<300	6	C	500 à 1000≥1000	-2 -4
	300 à 500	3			
	500 à 1000	1			
	≥1000	-1			
B	<500	2	D	<1000 ≥1000	5 4
	500 à 1000	1			
	≥1000	-1			
B'	<500 ≥300	0 voire zone B	D'	<1000	4

### II.11. Les isolants thermiques

L'isolation permet de réduire les consommations énergétiques d'un bâtiment. L'isolation thermique d'un bâtiment sera performante si celle-ci couvre l'ensemble du bâtiment : Isolation des murs, de la toiture, sols et par sa mise en œuvre.

En effet, il est primordial d'observer les points suivants :

- Utiliser des isolants performants, agréés et certifiés par les normes en vigueur, ils doivent également offrir une résistance thermique adaptée.
- L'étanchéité à l'air est importante pour réduire au maximum les déperditions thermiques.

- Une ventilation adaptée est cependant requise pour votre logement sain.
- Une pose de qualité est très importante car elle permettra d'éviter les ponts thermiques, les sources de courant d'air qui sont sources d'inconfort et de déperditions thermiques.

Il existe de nombreux matériaux isolants, certains ont déjà fait leurs preuves depuis longue date mais de nouveaux matériaux écologiques prennent peu à peu la relève. Cette rubrique est destinée à vous les présenter et les comparer. Afin de faire le bon choix il est important de connaître leurs caractéristiques pour de bien les utiliser. Mise à part le fait que chaque isolant possède une plus ou moins bonne conductivité thermique  $\lambda$  (exprimée en W/m°C [watts par mètre et par degré Celsius])

✓ **Remarque**

Il est important de retenir : Plus le  $\lambda$  d'un isolant est faible plus le matériau est performant.

Les matériaux isolants possèdent également d'autres caractéristiques qu'il faut également prendre en compte :

- Effets sur la santé, par exemple les poussières irritantes émises par la laine de verre lors de la pose, la ouate de cellulose peut être allergisante pour certaines personnes, les isolants à base de polystyrène peuvent émaner des polluants.
- Le prix au m<sup>2</sup>
- Les qualités mécaniques
- Souplesse ou rigidité du produit
- Conditionnement

Certains isolants sont disponibles en rouleaux, ce format est habituellement utilisé pour l'isolation des plafonds. Le format en panneaux est habituellement utilisé pour l'isolation des murs et cloisons. Le format en panneaux semi rigide est habituellement utilisé pour l'isolation des sous pentes de toitures. En sac, à épandre manuellement ou par soufflage pour l'isolation des combles ou endroits difficiles d'accès.

- Inertie du matériau, certains isolants tels que la brique ont une forte inertie alors que celle de la laine de verre est plus faible.
- Isolation phonique

Les caractéristiques acoustiques sont mentionnées en dB (décibels), plus l'indice est grand plus le matériau est isolant au bruit.

- Longévité et durée de vie, résistance aux inondations, au feu, à l'agression des rongeurs.
- Perméabilité à la vapeur d'eau

Les isolants tels que le polystyrène ou les films minces sont imperméables à la vapeur d'eau, des moyens d'aération & ventilation devront être mis en œuvre pour l'évacuer afin d'éviter condensation et humidité.

## II.12. Les familles d'isolants

On peut considérer qu'il existe 4 familles d'isolants :

- Les isolants d'origine minérale
- Les isolants d'origine végétale et animale
- Les isolants d'origine synthétique
- Les isolants minces / réfléchissants

### II.12.1. Isolants en laine à base de minéraux

La laine de verre et la laine de roche sont des isolants beaucoup utilisés dans le secteur du bâtiment. Ils sont constitués avec des matières premières naturelles telles que le sable, roche volcanique et du verre recyclé : le calcin Ces isolants ont un très bon comportement lorsqu'ils sont exposés au feu, ils stables et résistants en panneaux rigides et semi rigides.

- **La laine de roche**



**Figure.II.4.** La laine de roche.

- Perméable à la vapeur d'eau
- Non capillaire

- Perméable à l'air
- Difficilement combustible
- Compressible
- Difficilement recyclable

➤ **La laine de verre.**



**Figure.II.5.** La laine de verre.

- Perméable à l'air et la vapeur d'eau
- Non capillaire
- Difficilement combustible
- Isolant phonique
- Compressible
- Difficilement recyclable

**II.12.2. Les isolants d'origine animal**



**Figure.II.6.** Les isolants d'origine animale.

➤ **La laine de mouton**

La laine de mouton, par exemple, est un bon isolant thermique de par sa consistance, elle emprisonne près de 80% d'air dans son propre poids.

La laine absorbe naturellement l'humidité (1 kg de laine peut absorber jusqu'à 300g d'eau, soit 30% de son poids)

Cet isolant est fréquemment choisi dans le cadre d'une construction d'un habitat écologique.

Existe en rouleaux souples et vrac.

- Léger
- Perméable à la vapeur d'eau
- Compressible
- Perméable à l'air
- Difficilement combustible
- Retient la chaleur l'été, est particulièrement efficace en hiver
- Produit naturel et écologique

### II.13. Les Eco Matériaux

Les éco matériaux sont des produits manufacturés qui correspondent à des critères du développement durable,

Ces matériaux écologiques donnent pleine satisfaction dans les projets dit à "Qualité Environnementale", ils sont performants ils peuvent être recyclés.

#### ➤ Laine de bois



**Figure.II.7.** Laine de bois / fibres de bois.

- Perméable à la vapeur d'eau
- Permet d'accroître l'inertie thermique
- Isolant phonique
- Difficilement combustible
- Compressible
- Grande longévité

#### ➤ Fibres de coton



**Figure.II.8.** Fibre de textiles / fibres de coton.

- Abondance (textiles recyclés)
  - Isolant phonique
  - Perméabilité de l'air
  - Retient la chaleur l'été
  - Economique
- **Ouate de cellulose**
- Abondance (issue de papiers recyclés)
  - Isolant phonique
  - Difficilement inflammable
  - Perméabilité de l'air
  - Retient la chaleur l'été
- **Liège**



**Figure.II.9.** Liège.

- Perméable à la vapeur d'eau
- Non capillaire
- Difficilement combustible
- Très bon isolant phonique
- Recyclable
- Perméabilité de l'air

- Faible épaisseur
- Résiste à l'humidité
- Grande longévité
- Ecologique et naturel

➤ **La laine de lin**



**Figure.II.10.** La laine de lin.

- Perméable à la vapeur d'eau
- Résiste bien à l'humidité
- Compressible
- Isolant phonique
- Conception écologique
- Pose facile et saine (non nocif, pas d'irritations lors de la pose)
- Recyclable



**Figure.II.11.** Laine de chanvre.

- Isolant phonique
- Difficilement inflammable
- Perméabilité de l'air
- Recyclable
- Retient la chaleur l'été

- Perméable à la vapeur d'eau

#### II.14. Isolants synthétiques

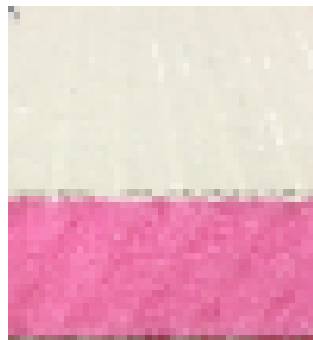
Les produits d'isolation alvéolaires sont d'origine organique. Ils regroupent plusieurs familles de produits isolants à cellules fermées.

Ils ne sont pas traités contre les rongeurs, dégagent des émissions de particules nocives en cas d'incendie avec une forte consommation d'énergie grise.



**Figure.II.12.** Polystyrène expansé.

- Facilement inflammable
- Perméabilité de l'air
- Incompressible
- Isolant phonique



**Figure.II.13.** Polyuréthane.

- Isolant phonique
- Dégradation de son pouvoir isolant dans le temps
- Mauvaise efficacité en été
- Incompressible
- Perméabilité de l'air





**Figure.II.14.** Polystyrène extrudé.

- Facilement inflammable
- Bonne perméabilité de l'air
- Très résistant à la compression
- Isolant phonique

### **II.15. Les isolants minces**



**Figure.II.15.** Isolants mince.

- Perméable à la vapeur d'eau
- Perméable à l'air
- Très fin, multicouches.
- Facile à poser
- Habituellement disponible en rouleaux, pour l'isolation des combles / toitures

**Tab.II.4.** Les conductivités thermiques des isolants.

Type des matériaux	Conductivité thermiques	Epaisseur requise [mm]	Résistance au feu
Laine de verre	0.035	130	Forte
Laine de roche	0.037	140	Forte
Laine de lin	0.039	145	Faible
Laine de chanvre	0.042	160	Faible
Ouate de cellulose	0.038	145	Moyenne
Polystyrène expansée	0.032	120	Moyenne
Plume de canard	0.038	145	Faible
Laine de mouton	0.040	150	Faible
Liège expansée	0.041	160	Moyenne

### III.1. Application de la méthodologie de D.T.R.C3-2

#### a. Calcul des déperditions de référence :(Dréf)

**Tab.III.1.** Les surfaces des parois

Surface	Désignation	Valeur de calcul [m <sup>2</sup> ]
S1	La terrasse	120.96
S2	Plancher bas (y compris plancher sur locaux non chauffés)	-
S3	Les murs	91.68
S4	Les portes	6.93
S5	Les fenêtres	3.78

$$D_{\text{réf}} = a \times S1 + b \times S2 + c \times S3 + d \times S4 + e \times S5$$

Notre projet sera implanté à BOUMERDES, donc dans la zone climatique A. Notre étude pour l'optimisation thermique concerne en premier lieu le logement ou L'appartement

Le plus sensible aux changements climatique. C'est le dernier niveau.

D'où :

**Tab.III.2** Les coefficients de la zone climatique.

Zone	a	b	c	d	e
A	1.10	2.40	1.20	3.5	4.50

A.N:

$$D_{\text{réf}} = (a \times S1) + (b \times S2) + (c \times S3) + (d \times S4) + (e \times S5)$$

$$D_{\text{réf}} = 2347.25 \text{ [W /}^\circ\text{C]}$$

#### b. Calcul des pertes par transmission

##### ❖ Coefficient de conductance K pour le plancher étage vers l'extérieur

**Tab.III.3.** Les coefficient K pour le plancher terrasse.

Eléments constitutifs	Epaisseur e [m]	Conductivité thermique $\lambda$ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Protection en gravillons roulés 8/15	0.05	1.2	0.042
-Etanchéité multicouches	0.02	0.23	0.086
Forme de pente	0.1	1.75	0.057
Polystyrène expansé	0.04	0.046	0.86
Plancher en corps creux	(20+4)	-	0.16
Enduit en plâtre	0.02	0.35	0.057
résistance d'échange superficielle	-	-	0.22
Somme	/	/	$\Sigma R = 1.482$

$$\Sigma R = 1.482 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 0.67 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

### III.2. Etude des variantes proposées pour les murs avec des isolants

#### III.2.1. Variante 1 : Double cloison sans remplis des isolants avec un l'âme d'aire de 5 cm

- Double cloison brique.
- 2 cm enduit plâtre à l'intérieur.
- 2 cm enduit ciment à l'extérieur.

#### ❖ Calcul de la conductance K

##### a. Partie courante du mur de façade

Tab.III.4. Calcul de la résistance R d'un mur de façade.

Eléments constitutifs	Epaisseur [m]	Conductivité thermique $\lambda$ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Brique creuse (intérieure)	0.15	-	0.30
Lame d'air	0.05	-	0.16
Brique creuse (extérieure)	0.10	-	0.20
Enduit plâtre à l'intérieur	0.02	0.35	0.057
Mortier ciment à l'extérieur	0.02	-	0.013
Résistance d'échange thermique	-	-	0.17
Somme	/	/	$\Sigma R = 0.90$

$$\Sigma R = 0.901 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 1.10 \text{ [w/m}^2 \text{°C]}$$

##### b. Partie courante du mur de séparation entre les appartements

Tab.III.5. Calcul de la résistance R d'un mur de séparation.

Eléments constitutifs	Epaisseur [m]	Conductivité thermique $\lambda$ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Brique creuse	0.10	-	0.30
Enduit plâtre à l'intérieur	0.02	0.35	0.057
Enduit ciment a l'extérieur	0.02	1.15	0.017
Résistance d'échange thermique	-	-	0.22
Somme	/	/	$\Sigma R = 0.591$

$$\Sigma R = 0.591 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 1.69 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

##### c. Au niveau de la retombée de poutres secondaire, ou au niveau des poteaux du mur de façade (extérieur)

**Tab.III.6.** Calcul de la résistance de la retombée d'une poutre secondaire ou d'un poteau.

Éléments constitutifs	Épaisseur [m]	Conductivité thermique $\lambda$ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Mortier	0.02	1.15	0.017
Béton Armé	0.15	1.75	0.085
Enduit Plâtre	0.04	0.35	0.057
Résistance Superficielle	-	-	0.170
Somme	/	/	$\Sigma R=0.331$

$$\Sigma R=0.331 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =3.02 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

**d. Au niveau des poteaux du mur en contact du mur de séparation (local non chauffé)**

$$R = [(0.331 - 0.17) + 0.22] = 0.381 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =2.62 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

**e. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contact du milieu extérieur**

**Tab.III.7.** Calcul de la résistance de la retombée d'une poutre principale.

Éléments constitutifs	Épaisseur [m]	Conductivité thermique $\lambda$ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Mortier	0.02	1.15	0.017
Béton Armé	0.25	1.75	0.14
Enduit Plâtre	0.02	0.35	0.057
Enduit Ciment	0.02	-	0.013
Résistance Superficielle	-	-	0.170
Somme	/	/	$\Sigma R=0.412$

$$\Sigma R=0.412 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =2.42 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

**f. Mur de façade en voile**

**Tab.III.8.** Calcul de la résistance R d'un mur en voile.

Éléments constitutifs	Épaisseur [m]	Conductivité thermique $\lambda$ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Mortier	0.02	1.15	0.017
Béton Armé	0.15	1.75	0.08
Enduit Plâtre	0.02	0.35	0.057
Résistance Superficielle	-	-	0.170
Somme	/	/	$\Sigma R=0.324$

$$\Sigma R=0.324 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =3.08 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**g. Mur de séparation en voile****Tab.III.9.** Calcul de la résistance R d'un mur en voile.

Eléments constitutifs	Epaisseur [m]	Conductivité thermique $\lambda$ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Mortier	0.02	1.15	0.017
Béton Armé	0.15	1.75	0.08
Enduit Plâtre	0.02	0.35	0.057
Résistance Superficielle	-	-	0.22
Somme	/	/	$\Sigma R=0.374$

$$\Sigma R=0.374[\text{m}^2. \text{°C/W}] ;$$

$$\text{Donc : } K=1/R =2.673 [\text{w/m}^2\text{°C}]$$

➤ **Coefficient de conductance K pour les ouvrants**

- Porte vitrée en bois donnant vers l'extérieur :  $K=4.5 [\text{w/m}^2\text{°C}]$
- Porte opaque de bois donnant vers un local :  $K=2 [\text{w/m}^2\text{°C}]$
- Parois avec occultation :  $R_{\text{occ}} = 0.16+ (e_{\text{occ}} / \lambda_{\text{occ}}) (\text{m}^2. \text{°C/W})$
- Parois vitrées nues :  $K_{\text{vn}} =5 [\text{w/m}^2\text{°C}]$
- Pour une fenêtre :  $\frac{1}{K_f} = \frac{1}{K_{\text{vn}}} + R_{\text{v}}+ R_{\text{rid}}+ R_{\text{occ}}$

$$\text{Avec : } R_{\text{occ}} = 0.16+ (e_{\text{occ}} / \lambda_{\text{occ}}) = 0.16 + (0.01 / 0.15) = 0.22 (\text{m}^2. \text{°C/W})$$

$$R_{\text{rid}}=0.030 (\text{m}^2. \text{°C/W})$$

$$R_{\text{v}}=0.025 (\text{m}^2. \text{°C/W})$$

$$K_{\text{vn}} =5(\text{vitrage simple, en bois})$$

$$K_f = 1/0.481=2.10 [\text{w/m}^2\text{°C}].$$

Pour une porte-fenêtre

$$\frac{1}{K_{\text{pf}}} = \frac{1}{K_{\text{vn}}} + R_{\text{v}}+ R_{\text{rid}}+ R_{\text{occ}}$$

Avec :

$$R_{\text{occ}} = 0.16+ (e_{\text{occ}} / \lambda_{\text{occ}}) = 0.16 + (0.01 / 0.15) = 0.22 (\text{m}^2. \text{°C/W})$$

$$R_{\text{rid}}=0.030 (\text{m}^2. \text{°C/W})$$

$$R_{\text{v}}=0.025 (\text{m}^2. \text{°C/W})$$

$$K_{\text{vn}}=4.5 (\text{vitrage simple, en bois})$$

$$K_f = 1/0.481=2.01 [\text{w/m}^2\text{°C}].$$

❖ **Calcul des déperditions**

**a. Déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur [surfaiques] (Ds)**

**Tab.III.10.** Calcul des déperditions surfaciques vers l'extérieur.

Pari		Ai (ext)	Ki	Ai.Ki
Murs	Façade Extérieure	62.89	1.10	69.17
	Voile Extérieur	14.67	3.08	45.18
Porte Extérieure		2.0	2	4
Fenêtre		1.38	2.07	2.87
Porte Fenêtre		2.52	2	5.04
Poutres Principales		4.75	2.42	11.50
Poutres Secondaire		9.86	3.02	29.77
Poteaux		11.03	3.02	33.31

$K_i$  : (en  $w/m^2°C$ ) est le coefficient de transmission surfacique de chaque partie,

$A_i$  (ext) : (en  $m^2$ ) est la surface intérieure de chaque partie surfacique, en contact l'extérieur)

$$D_s = \sum K_i \cdot A_i = 200.84 [w/°C]$$

#### b. Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés ( $D_{inc}$ )

Un local non chauffé est un local pour lequel le chauffage n'existe pas ou risque

D'être interrompu pendant de longues périodes, ainsi tout local chauffé par intermittence.

Les déperditions  $D_{inc}$  par transmission par degré d'écart à travers une paroi en contact avec un local non chauffé sont données par la formule suivante :

$$D_{inc} = \tau [\sum K_{inc} \cdot A_{inc}] \dots \dots \dots [w/°C]$$

➤  $K_{inc}$  (en  $w/m^2°C$ ) est le coefficient de transmission surfacique de chaque partie,

➤  $A_{inc}$  : (en  $m^2$ ) est la surface intérieure de chaque partie surfacique, du local non

Chauffé),

➤  $K_l$  (en  $w/m°C$ ) est le coefficient de transmission linéique de chaque liaison

$L$  (en  $m$ ) est la longueur intérieure de chaque liaison,

-  $\tau$  est le coefficient de réduction de température ; il est soit :

- Calculé dans le cas général,

- Déterminé forfaitairement,

- Fixé par les pièces du marché

**Tab.III.11.** Calcul des déperditions surfaciques vers les locaux non chauffés.

Pari	Tau	Ai	Ki	Ki . Ai
Mur De Séparation	0.35	11.24	1.1	12.56
Voile De Séparation	0.35	3.372	2.67	9.01
Poteaux	0.35	0.98	2.62	2.56
Porte	0.35	2	2	4
Retombées	0.35	0.75	2.42	1.82
Résultat	-	18.34	-	29.95

Avec :

$Tau = 0.35$  (valeur forfaitaire : cas de circulation ouvrant directement vers l'extérieur)

$$D_{inc} = Tau. [\sum K_{inc}. A_{inc}] \dots \dots \dots [W/^{\circ}C]$$

$$D_{inc} = 0.35 \times 29.95 = 10.48 [w/^{\circ}C]$$

### c. Déperdition à travers les liaisons ( $D_{li}$ )

Les déperditions par pont thermique pour tout le logement peuvent être évaluées à 20% des pertes surfacique par transmission à travers les parois du logement, soit :

$$D_{li} = 0.2 \sum K_{li}. A_{li} = 0.20 (\sum (K_x . A_{ext}) + Tau \sum K_{inc}. A_{inc}) [w/^{\circ}C]$$

$$D_{li} = 0.20 ((200.84) + 0.35 \times 10.48) = 40.90 [w/^{\circ}C]$$

### d. Déperdition à travers les parois en contact avec le sol ( $D_{sol}$ )

Notre étude concerne un appartement du dernier niveau. Avec l'hypothèse que tous les appartements sont chauffés à la même température, donc le flux de chaleur est nul entre les logements.

D'où :

$$D_{sol} = 0 [w/^{\circ}C]$$

### ❖ Vérification réglementaire

Selon le D.T.R. (C3-2) la vérification se fait comme suit

$$D_t \leq 1.05 \times D_{ref} \dots \dots \dots [W/^{\circ}C] \text{ (équation 9)}$$

$$\text{On a: } D_{ref} = 260.16 [W/^{\circ}C]$$

$$(D_T)_i = (D_S)_i + (D_{li})_i + (D_{sol})_i + (D_{inc})_i \dots \dots \dots [W/^{\circ}C]$$

$$(D_T)_I = (\sum (K_x A_{ext}) + Tau \sum K_{inc}. A_{inc}) + 0.20 (\sum (K_x A_{ext}) + Tau \sum K_{inc}. A_{inc}) [W/^{\circ}C]$$

$$(D_T)_I = 1.2 (\sum (K \times A_{ext}) + Tau \sum K_{inc}. A_{inc}) = 1.2 (200.84 + 0.35 \times 10.48) [W/^{\circ}C]$$

$$(D_T)_I = 245.41 [W/^{\circ}C] \leq 1.05 \times 262.68 = 273.814 [W/^{\circ}C] \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

### III.2.2. Variante 2 : Double cloison remplis par de liège

- Double cloison brique.
- 2 cm enduit plâtre à l'intérieur.
- 2 cm enduit ciment à l'extérieur.
- 5 cm liège.

### ❖ Calcul de la conductance K

#### a. Partie courante du mur de façade



**Tab.III.12.** Calcul de la résistance R d'un mur de façade pour la variante 2.

Eléments constitutifs	Epaisseur [m]	Conductivité thermique $\lambda$ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Brique Creuse	0.15	-	0.30
Liège	0.05	0.056	0.89
Brique Creuse	0.10	-	0.20
Enduit Plâtre A L'intérieur	0.02	1.15	0.017
Mortier Bâtard, A, L'extérieur	0.02	-	0.013
Résistance D'échange Thermique	-	-	0.17
Somme	/	/	$\Sigma R=1.59$

$$\Sigma R=1.59 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

Donc :

$$K=1/R =0.62 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

**b. Partie courante du mur de séparation entre les appartements**

$$R= [(1.59-0.17) +0.22] = 1.64 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =0.60 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

**c. Au niveau de la retombée de poutres secondaire, ou au niveau des poteaux du mur de façade**

$$R= 0.464 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =2.40 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

**d. Au niveau des poteaux du mur en contact du mur de séparation (local non chauffé).**

$$R= [(0.464 -0.17) +0.22] = 0.514 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =2.20 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

**e. Au niveau de la retombée d'une poutre principale.**

$$\Sigma R=0.524 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =1.90 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

**f. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contacte du local non chauffé**

$$R= [(0.524 -0.17) +0.22] = 0.574 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =1.74 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

**g. Mur de façade en voile**

$$\Sigma R=0.264 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =3.08 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

**h. Mur de séparation en voile**

$$\Sigma R = 0.374 [\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{W}]$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 2.673 [\text{w}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}]$$

**❖ Calcul des déperditions****a. Déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur [surfaiques](Ds)****Tab.III.13.** Calcul des déperditions surfaiques de la variante 2.

Paroi		$A_i$ (ext)	$K_i$	$A_i \cdot K_i$
Murs	Façade Extérieure	62.89	0.59	37.10
	Voile Extérieur	14.67	3.08	45.18
Porte Extérieure		2.0	2.0	2
Fenêtre		1.38	1.38	2.07
Porte Fenêtre		2.52	2.52	2
Poutres Principales		4.754	4.75	11.50
Poutres Secondaire		12.25	9.86	29.77
Poteaux		12.58	11.03	33.31

$K_i$  : (en  $\text{w}/\text{m}^2\text{ }^\circ\text{C}$ ) est le coefficient de transmission surfaique de chaque partie,

$A_i$  (ext) : (en  $\text{m}^2$ ) est la surface intérieure de chaque partie surfaique, en contact du L'extérieur)

$$D_s = \sum K_i \cdot A_i = 162.94 [\text{w}/\text{ }^\circ\text{C}].$$

**b. Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés ( $D_{\text{inc}}$ )**

$$D_{\text{inc}} = \text{Tau} \cdot \left[ \sum K_{\text{inc}} \cdot A_{\text{inc}} \right] [\text{w}/\text{ }^\circ\text{C}]$$

$$D_{\text{inc}} = 0.35 \times 21.12 = 7.39 [\text{w}/\text{ }^\circ\text{C}]$$

**c. Déperdition à travers les liaisons ( $D_{\text{li}}$ )**

$$D_{\text{li}} = 0.2 \sum K_{\text{li}} \cdot A_{\text{li}} = 0.20 \left( \sum (K_x \cdot A_{\text{ext}}) + \text{Tau} \sum K_{\text{inc}} \cdot A_{\text{inc}} \right) [\text{w}/\text{ }^\circ\text{C}]$$

$$D_{\text{li}} = 0.20 (162.93) + 0.35 \times 10.48 = 33.31 [\text{w}/\text{ }^\circ\text{C}]$$

**d. Déperdition à travers les parois en contact avec le sol ( $D_{\text{sol}}$ )**

$$D_{\text{sol}} = 0 [\text{w}/\text{ }^\circ\text{C}]$$

**❖ Vérification réglementaire**

Selon le D.T.R. (C3-2) la vérification se fait comme suit :

$$D_t \leq 1.05 \times D_{\text{réf}} [\text{W } ^\circ\text{C}] \text{ (équation 9)}$$

$$\text{On a: } D_{\text{réf}} = 260.16 [\text{W } ^\circ\text{C}]$$

$$(DT)_I = 1.2 \left( \sum (K_x \cdot A_{\text{ext}}) + \text{Tau} \sum K_{\text{inc}} \cdot A_{\text{inc}} \right) = 1.2 (162.94 + 0.35 \times 10.48) [\text{W } ^\circ\text{C}]$$

$$(DT)_I = 199.92 [\text{W } ^\circ\text{C}] < 1.05 \times 262.68 = 275.814 [\text{W } ^\circ\text{C}] \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Cette deuxième variante est vérifiée de justesse

### III.2.3. Variante 3 : double cloisant remplis avec le polystyrène

- Double cloison brique
- 2 cm enduit plâtre à l'intérieur
- 2 cm enduit ciment à l'extérieur
- 5 cm polystyrène

#### ❖ Calcul de la conductance K

##### a. Partie courante du mur de façade

Tab.III.14. Calcul de la résistance R d'un mur de façade de la variante3.

Eléments constitutifs	Epaisseur [m]	Conductivité thermique $\lambda$ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Brique Creuse	0.15	-	0.30
Polystyrène	0.05	0.05	1.00
Brique Creuse	0.10	-	0.20
Enduit Plâtre A L'intérieur	0.02	1.15	0.017
Mortier Bâtard, A, L'extérieur	0.02	-	0.013
Résistance D'échange Thermique	-	-	0.17
Somme	/	/	$\Sigma R=1.72$

$$\Sigma R=1.72 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =0.58 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

##### b. Partie courante du mur de séparation entre les appartements

$$R= [(0.54-0.17) +0.22] = 0.590 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =1.69 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$$

##### c. Au niveau de la retombée de poutres secondaire, ou au niveau des poteaux du mur de façade

$$\Sigma R=0.415 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W].}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =2.40 \text{ [w/m}^2\text{°C].}$$

##### d. Au niveau des poteaux du mur en contact du mur de séparation (local non chauffé)

$$R= [(0.464-0.17) +0.22] = 0.494 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W].}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =2.02 \text{ [w/m}^2\text{°C].}$$

##### e. Au niveau de la retombée d'une poutre principale

$$\Sigma R=0.524 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W].}$$

$$\text{Donc : } K=1/R =1.90 \text{ [w/m}^2\text{°C].}$$

##### f. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contacte du local non Chauffé

$$\Sigma R=0.574 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W].}$$

Donc :  $K=1/R = 1.74 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$ .

**g. Mur de façade en voile**

$\Sigma R=0.264 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$ .

Donc :  $K=1/R = 3.08 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$ .

**h. Mur de séparation en voile**

$\Sigma R=0.374 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}$ .

Donc :  $K=1/R = 2.673 \text{ [w/m}^2\text{°C]}$ .

❖ **Calcul des déperditions**

**a. Déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur [surfaiques]( $D_s$ )**

**Tab.III.15.** Calcul des déperditions surfaiques de la variante 3.

Paroi		$A_i \text{ (ext)}$	$K_i$	$A_i \cdot K_i$
Murs	Façade Extérieure	62.89	0.58	36.48
	Voile Extérieur	14.67	3.08	45.18
Porte Extérieure		2.0	2.0	2
Fenêtre		1.38	1.38	2.07
Porte Fenêtre		2.52	2.52	2
Poutres Principales		4.754	4.75	11.50
Poutres Secondaire		12.25	9.86	29.77
Poteaux		12.58	11.03	33.31

$D_s = \Sigma K_i \cdot A_i = 162.38 \text{ [w/°C]}$

**b. Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés ( $D_{Inc}$ )**

$D_{Inc} = 0.35 \times 29.95 = 10.48 \text{ [w /°C]}$

**c. Déperdition à travers les liaisons ( $D_{li}$ )**

$D_{li} = 0.2 \Sigma K_{li} \cdot A_{li} = 0.20 (\Sigma (K \times A_{ext}) + \text{Tau} \Sigma K_{Inc} \cdot A_{Inc}) \text{ [w/°C]}$ .

$D_{li} = 0.20 (162.38) + 0.35 \times 10.48 = 33.20 \text{ [w/°C]}$ .

**d. Déperdition à travers les parois en contact avec le sol ( $D_{sol}$ )**

$(DT)_I = 1.2 (\Sigma (K \times A_{ext}) + \text{Tau} \Sigma K_{Inc} \cdot A_{Inc}) = 1.2 (162.38 + 0.35 \times 10.48) \text{ [W /°C]}$ .

$(DT)_I = 199.25 \text{ [W /°C]} \leq 1.05 \times 262.68 = 275.814 \text{ [W /°C]} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

**III.2. 4. Variante 4 : Double cloison avec laine verre**

- Double cloison brique.
- 2 cm enduit plâtre à l'intérieur.
- 2 cm enduit ciment à l'extérieur.
- 5 cm Laine verre.

❖ **Calcul de la conductance K**

**a. Partie courante du mur de façade**

**Tab.III.16.** Calcul de la résistance R d'un mur de façade.

Eléments constitutifs	Epaisseur [m]	Conductivité thermique $\lambda$ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Brique Creuse	0.15	-	0.30
Laine Verre	0.05	0.046	1.09
Brique Creuse	0.10	-	0.20
Enduit Plâtre A L'intérieur	0.02	1.15	0.017
Mortier Bâtard, A, L'extérieur	0.02	-	0.013
Résistance D'échange Thermique	-	-	0.17
Somme	/	/	$\Sigma R=1.790$

$$K=1/R =0.56 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**b. Partie courante du mur de séparation entre les appartements.**

$$K=1/R =1.69 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**c. Au niveau de la retombée de poutres secondaire, ou au niveau des poteaux du mur de façade (extérieur)**

$$K=1/R =2.40 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**d. Au niveau des poteaux du mur en contact du mur de séparation (local non Chauffé)**

$$K=1/R =2.20 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**e. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contacte du milieu extérieur**

$$K=1/R =1.90 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**f. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contacte du local non chauffé.**

$$K=1/R =1.74 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**g. Mur de façade en voile**

$$\Sigma R=0.264[\text{m}^2. \text{°C/W}].$$

$$\text{Donc : } K=1/R =3.08 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**h. Mur de séparation en voile.**

$$\Sigma R=0.374[\text{m}^2. \text{°C/W}].$$

$$\text{Donc : } K=1/R =2.673 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**❖ Calcul des déperditions****a. Déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur [surfaiques] (Ds)**

**Tab.III.17.** Calcul des déperditions surfaciques vers l'extérieur.

Paroi		A <sub>i</sub> (ext)	K <sub>i</sub>	A <sub>i</sub> .K <sub>i</sub>
Murs	Façade extérieure	62.89	0.56	35.21
	Voile extérieur	14.67	3.08	45.18
Porte extérieure		2.0	2.0	2
Fenêtre		1.38	1.38	2.07
Porte fenêtre		2.52	2.52	2
Poutres principales		4.754	4.75	11.50
Poutres secondaire		12.25	9.86	29.77
Poteaux		12.58	11.03	33.31

$$D_s = \sum K_i \cdot A_i = 161.04 \text{ [w/}^\circ\text{C]}.$$

**b. Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés D<sub>inc</sub>.**

$$D_{inc} = 0.35 \times 29.95 = 10.48 \text{ [w /}^\circ\text{C]}.$$

**c. Déperdition à travers les liaisons (D<sub>li</sub>)**

$$D_{li} = 0.20 (164.04) + 0.35 \times 10.48 = 32.94 \text{ [w/}^\circ\text{C]}.$$

**d. Déperdition à travers les parois en contact avec le sol (D<sub>sol</sub>) : D<sub>sol</sub> = 0 [w/}^\circ\text{C]}.**

❖ **Vérification réglementaire**

$$D_{réf} = 260.16 \text{ [W /}^\circ\text{C]}.$$

$$(D_T) C_I = 1.2 (\sum (K_X A_{ext}) + \tau \sum K_{inc} \cdot A_{inc}) = 197.65 \text{ [W /}^\circ\text{C]} \leq 275.814$$

hh[W°/].....vérifiée

### III.3. Etude des variantes proposées pour les murs avec le changement d'épaisseur

#### Variante1 : double cloisant avec un vide de 10 cm

- Double cloison brique. ;2 cm enduit plâtre à l'intérieur ;2 cm enduit ciment à l'extérieur.

❖ **Calcul de la conductance K**

**a. Partie courante du mur de façade**

**Tab.III.18.** Calcul de la résistance R d'un mur de façade.

Eléments constitutifs	Epaisseur [m]	Conductivité thermique λ [W/m. °C]	Résistance thermique R [m <sup>2</sup> . °C/W]
Brique Creuse (Intérieure)	0.15	-	0.30
Lame D'air	0.10	-	0.16
Brique Creuse (Extérieure)	0.10	-	0.20
Enduit Plâtre A L'intérieur	0.02	0.35	0.057
Mortier Bâtard, A, L'extérieur	0.02	-	0.013
Résistance D'échange Thermique	-	-	0.17
Somme	/	/	ΣR=0.901

$$\Sigma R = 0.901 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}.$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 1.10 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**b. Partie courante du mur de séparation entre les appartements.**

$$K = 1/R = 1.74 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**c. Au niveau de la retombée de poutres secondaire, ou au niveau des poteaux du mur de façade (extérieur)**

$$K = 1/R = 2.15 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**d. Au niveau des poteaux du mur en contact du mur de séparation (local non Chauffé)**

$$K = 1/R = 1.94 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**e. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contacte du milieu extérieur**

$$K = 1/R = 1.90 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**f. Au niveau de la retombée d'une poutre principale en contacte du local non Chauffé**

$$K = 1/R = 1.74 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**g. Mur de façade en voile**

$$\Sigma R = 0.264 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}.$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 3.08 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

**h. Mur de séparation en voile**

$$\Sigma R = 0.374 \text{ [m}^2 \cdot \text{°C/W]}.$$

$$\text{Donc : } K = 1/R = 2.673 \text{ [w/m}^2\text{°C]}.$$

❖ **Calcul des déperditions**

**a. Déperdition à travers les parois en contact avec l'extérieur [surfaiques] ( $D_s$ )**

**Tab.III.19.** Calcul des déperditions surfaiques de la variante 5.

Paroi		$A_i$ (ext)	$K_i$	$A_i \cdot K_i$
Murs	Façade extérieure	62.89	1.10	69.17
	Voile extérieur	14.67	3.08	45.18
Porte extérieure		2.0	2	4
Fenêtre		1.38	2.07	2.87
Porte fenêtre		2.52	2	5.04
Poutres principales		4.75	2.42	11.50
Poutres secondaire		9.86	3.02	29.77
Poteaux		11.03	3.02	33.31

$$D_s = \sum K_i \cdot A_i = 200.84 \text{ [w/°C]}.$$

**b. Déperdition à travers les parois en contact avec les locaux non chauffés ( $D_{lnc}$ )**

$$D_{lnc} = 0.35 \times 29.95 = 10.48 \text{ [w /°C]}.$$

**c. Déperdition à travers les liaisons (D<sub>li</sub>)**

$$D_{li} = 0.2 \sum K_{li} \cdot A_{li} = 0.20 \left( \sum (K \times A_{ext}) + \tau \sum K_{inc} \cdot A_{inc} \right) [w/°C].$$

$$D_{li} = 0.20 (200.84) + 0.35 \times 10.48 = 40.90 [w/°C].$$

**d. Déperdition à travers les parois en contact avec le sol (D<sub>sol</sub>)**

$$D_{sol} = 0 [w/°C].$$

**❖ Vérification réglementaire**

Selon le D.T.R. (C3-2) la vérification se fait comme suit :

$$D_t \leq 1.05 \times D_{réf} [W /°C] \text{ (équation 9).}$$

$$\text{On a: } D_{réf} = 260.16 [W /°C].$$

$$(D_T)_I = 1.2 \left( \sum (K \times A_{ext}) + \tau \sum K_{inc} \cdot A_{inc} \right) = 1.2 (200.84 + 0.35 \times 10.48) [W /°C].$$

$$(D_T)_I = 245.4 [W /°C] \leq 1.05 \times 262.68 = 275.814 [W /°C] \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III.4. Calcul des déperditions par renouvellement d'air**

Les déperditions par renouvellement d'air doivent être prises en compte seulement lors du dimensionnement des installations de chauffage des locaux d'habitation. La vérification thermique réglementaire ne tient pas compte des déperditions par renouvellement d'air. Les déperditions par renouvellement d'air tiennent compte des déperditions dues au fonctionnement des dispositifs de ventilation ; ainsi que les déperditions supplémentaires par infiltrations dues à l'effet du vent.

D'où les déperditions pour renouvellement d'air pour un logement ont pour expression :

$$D_R = 0.34 \times (Q_v + Q_s) \dots \dots \dots [w]$$

Où

- 0.34 (en W.h/m<sup>3</sup>°C) est la chaleur volumique de l'air
- Q<sub>v</sub> (m<sup>3</sup>/h) : est le débit spécifique de ventilation
- Q<sub>s</sub> : est le débit supplémentaire par infiltrations dues au vent

**III.4.1. Calcul du débit spécifique de ventilation Q<sub>v</sub>**

$$Q_v = \text{Max} (0.6 \times V_h ; Q_{v\text{réf}}) [m^3/h].$$

Où :

V<sub>h</sub> (en m<sup>3</sup>) désigne le volume habitable.

Tel que :

$$V_h = h_e \times S = 3.06 \times 120.96 = 370.13 \text{ m}^3 \text{ (locaux chauffés)} \implies 0.6 \times V_h = 222.08 \text{ m}^3.$$

- Q<sub>v<sub>réf</sub></sub> : (en m<sup>3</sup>/h) le débit extrait de référence.

- $Q_{v\text{réf}} = \left( \frac{5 \times Q_{v\text{min}} + Q_{v\text{max}}}{6} \right) [m^3/h]$



- $Q_{vmin} = 100 \text{ m}^3/\text{h}$  (Nombre de pièces principale=04 pièces).
- $Q_{vmax} = 120+30 = 150 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Alors :

$$\text{Calcule Alors : } Q_{vref} = \left( \frac{5 \times 100 + 150}{6} \right) = 108.34 \text{ [m}^3/\text{h]}$$

$$Q_v = \text{Max} (220.08 ; 108.34) = 220.08 \text{ [m}^3/\text{h]}$$

### III.4.2. Calcul du débit supplémentaire par infiltrations dues au vent $Q_s$

Le débit supplémentaire par infiltrations dues au vent  $Q_s$  pour un logement est donné

Par la formule :

$$Q_s = \sum (P_{pi} \times e_{vi}) \text{ [m}^3/\text{h]}$$

Où :

$P_{pi}$  (en  $\text{m}^3/\text{h}$  sous  $\Delta P = 1 \text{ pa}$ ) est la perméabilité à l'air de la paroi  $i$ .

$E_{vi}$  (sans dimension) est le coefficient d'exposition au vent affecté à la paroi  $i$ .

$$P_{pi} = \sum (P_{oj} \times A_j) \text{ [en m}^3/\text{h sous } \Delta P = 1 \text{ pa]}$$

Où :

$P_{oj}$  [en  $\text{m}^3/\text{h}$  sous  $\Delta P = 1 \text{ pa}$ ] est la perméabilité surfacique à l'air de l'ouvrant  $j$ .

$A_j$  (en  $\text{m}^2$ ) est la surface de l'ouvrant.

**Tab.III.20.** Calcul de  $Q_s$ .

Parois	$A_j$ [m <sup>2</sup> ]	$H_i$ [m]	Tau	Classe de rugosité	$E_{vi}$	$P_{oj}$	$P_{pi}$	$Q_{si}$
Porte d'entrées	1.89	29.61	0.4	IV	4.80	6	11.34	54.43
Fenêtres x(50)	2.76	30.11	1	IV	5.78	4	6.25	36.13
Portes fenêtres.	5.04	29.61	1	IV	4.80	6	20.16	96.77

$$Q_s = \sum Q_{si} = 187.33 \text{ [m}^3/\text{h]}$$

$$DR = 0.34 \times (Q_v + Q_s) = 0.34 \times (220.08 + 187.33) \text{ [w/}^\circ\text{C]}$$

$$\text{A.N : } D_r = 138.52 \text{ [w].}$$

### III.5. Calcul des déperditions de base (DB)

Les déperditions de base sont données par la formule

$$D_B = D_i \times (t_{bi} - t_{be}) \text{ [w]}$$

$D_i$  (en  $\text{w/}^\circ\text{C}$ ) déperdition totales ( $D_i = D_t + D_r$ )

$t_{bi}$  : [°C] est la température intérieur de base = 21°C.

$t_{be}$  : [°C] est la température extérieur de base = 6°C.

Ces températures sont données par le D.T.R (C3-2).

### III.6. Calcul de la puissance de chauffage $Q$

Cette puissance est donnée par la formule :

$$Q = (t_{bi} - t_{be}) \times \left[ [1 + \max(c_r; c_{in}) \times D_t] + [(1 + c_r) \times D_R] \right]$$

Où :

-  $c_{in}$  (sans dimension) représente un coefficient de surpuissance = 0.10 (chauffage Continu)

-  $c_r$  : (sans dimension) est le ratio estimé des pertes calorifiques dues au réseau de Tuyauteries éventuel = 0.10

$$D'où : Q = (15^\circ C) \times \left[ [(1 + 0.10) \times D_t] + [(1 + 0.10) \times D_R] \right]$$

### III.6.1. Calcul de la puissance de chauffage Q pour les variantes

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab.III.21.** Puissance de chauffage Q pour les cinq variantes.

Variante	$D_t$ [W/°C]	$D_R$ [W/°C]	Q [W]
1	245.41	115	5946.771
2	199.92	115	5196.184
3	199.25	115	5185.125
4	197.65	115	5158.725
5	245.40	115	5946.771

### III.7. Conclusion du chapitre

Après avoir fait une comparaison entre les variantes, on peut conclure que :

- La variante 4, avec une puissance de chauffage  $Q = 5158.725$  [W], donne la meilleure isolation thermique, et donc la plus grande économie de chauffage par rapport aux autres variantes. C'est-à-dire que les constituants de cette variante ont des caractéristiques thermiques qui permettent de minimiser les déperditions calorifiques.
- Cette solution est plus coûteuse du fait de l'utilisation de la laine de verre.
- Ensuite vient la variante 3, avec une puissance de chauffage de  $Q = 5185.125$  [W], qui est un compromis pour le coût.
- La variante 2, vient en troisième position, cette variante a donné une grande puissance de chauffage  $Q = 5196.184$  [W]. Elle vérifie aussi la condition réglementaire, mais elle induit à un surcoût d'exploitation de 7.88% par rapport à la variante 4, et de 17 % par rapport à la variante 3. Ce surcoût semble raisonnable, au vu des gains réalisés sur le coût de la construction.
- Et pour les variantes 1 et 5 on déduit que l'épaisseur n'influe pas vraiment sur l'isolation thermique.

## CONCLUSION GENERALE

Ce projet, nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure.

Après la réalisation des deux parties « étude technique » et « optimisation thermique » qui constituent notre mémoire de projet de fin d'études, et à la lumière des résultats on peut conclure que :

- ✓ La forme irrégulière du bâtiment a été un facteur négatif qui a augmenté la complexité de son comportement ; et rendant nécessaire l'analyse tridimensionnelle avec l'outil Informatique.
- ✓ Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan de notre structure. Celle-ci était dictée par des contraintes d'urbanisme.
- ✓ Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été essayés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts.
- ✓ La quantité de voile n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure, c'est au disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier.
- ✓ Dans notre étude sur l'optimisation de l'isolation thermique, nous avons pu souligner les exigences de la réglementation, et les tendances futures vers l'économie d'énergie dans l'intérêt des habitas, à travers le calcul des variantes sur les murs. L'adjonction des isolants tel que le polystyrène expansé et la laine de verre dans les murs apporte une économie d'énergie de chauffage très importante par rapport à une double cloison en brique. Les variantes composées des isolants donnent des résultats acceptables dans le point de vue thermique.
- ✓ L'objectif primordial, pour l'ingénieur est la meilleure maîtrise du rapport coût/sécurité, par une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales.
- ✓ Il est intéressant que l'étude soit complétée par une optimisation économique (coût) pour les variantes de mur.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.