

## **Chapitre I : présentation de l'ouvrage**

I.1.Introduction .....	1
I.2.Présentation de projet .....	1
I.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure .....	1
I-2-2-Données du site .....	2
I.3. Conception de la structure .....	2
I.3.1.Ossature de l'ouvrage .....	2
I.3.2.Planchers .....	2
I.3.3.Cage d'escalier .....	3
I.3.4.Les voiles .....	3
I.3.5.Maçonnerie.....	3
I.3.6.Revêtement.....	3
I.3.7.Isolation.....	4
I.3.8. Acrotère .....	4
I.4.Caractéristique mécanique des matériaux .....	4
I.4.1.Béton .....	4
I.4.1.1.Les avantages du béton .....	4
I.4.1.2.Résistance du béton.....	4
I.4.1.3.Déformations longitudinales du béton .....	5
I.4.1.4. Coefficient de poisson.....	5
I.4.1.5. contraintes limites .....	6
I.4.2.Acier de béton armé .....	7
I.4.2.1. Différent type d'acier .....	7
I.4.2.2. Contrainte limite.....	8
I.5.Actions et sollicitations .....	9
I.5.1. les actions .....	9
I.5.1.1.Combinaisons de calcul.....	10
I.5.2. Sollicitations.....	10
I.6.Hypothèses de calcul.....	10

## **Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement**

II.1.Pré-dimensionnement des planchers.....	11
II.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher .....	11
II.1.2. Pré-dimensionnement des poutrelles .....	11

II.2. Descente des charges .....	12
II.2.1. Plancher terrasse inaccessible .....	13
II.2.2. Plancher étage courante et RDC .....	13
II.2.3. Balcon .....	14
II.2.3.1. Epaisseur du balcon .....	14
II.2.4. Murs extérieurs (double paroi) .....	15
II.2.5. Murs intérieurs .....	15
II.3. Pré dimensionnement des poteaux .....	16
II.3.1. Le poteau le plus sollicité (poteau centrale) .....	16
II.3.1.1. Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) .....	18
II.3.1.2. Vérification du poteau au flambement .....	18
II.4. Pré dimensionnement des poutres .....	19
II.4.1. Définition .....	19
II.4.2. Pré dimensionnement .....	19
II.4.3. Récapitulation de pré dimensionnement .....	20
II.5. Pré dimensionnement des voiles .....	20

### **Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

II.1. Introduction .....	22
III.2. Etude du plancher .....	22
III.2.1. Plancher à corps creux .....	22
III.2.1.1. Introduction : .....	22
III.2.1.2. Calcul des charges et surcharges des poutrelles .....	22
III.2.1.3. Les types des poutrelles .....	22
III.2.1.4. Détermination des efforts internes .....	23
III.2.1.5. Résumé des sollicitations maximales pour les types des poutrelles .....	29
III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles : (flexion simple) .....	30
III.2.1.7. Vérification de la flèche : .....	35
III.2.1.7. Longueur d'ancrage : .....	35
III.2.1.8. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles : .....	37
III.2.1.9. Schéma de ferrailage des poutrelles de le RDC : .....	37
III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression .....	37
III.2.3. Dalle pleine de Balcon .....	38
III.2.3.1. Les Type des balcons: .....	38
III.2.3.2. Combinaisons d'action: .....	39

III.2.3.3. Calcule moment et effort tranchant .....	39
III.2.3.4 Calcule du ferrailage : .....	39
III.2.3.5. Calcul du contre poids : .....	42
III.2.3.6.Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon .....	42
III.3. Etude de l'acrotère .....	42
III.3.1. Evaluation des charges .....	43
III.3.2. Calcul du ferrailage .....	44
III.4. Etude des escaliers .....	46
III.4.1. Introduction .....	46
III.4.2 Dimensionnement des escaliers .....	46
III.4.3. les Types d'escaliers .....	47
III.4.4. Evaluation des charges et surcharge des escaliers .....	49
III.4.5. Evaluation des sollicitations .....	49
III.4.6. Ferrailage des escaliers .....	50
III.4.6.1. Détermination des efforts internes des escaliers .....	50
III.4.6.2. Calcul des armatures longitudinales à ELU .....	51
III.4.6.3. Choix des armatures et les espacements .....	52
III.4.7 Schéma de ferrailage .....	54
III.5. L'ascenseur .....	55
III.5.1. Introduction .....	55
III.5.2. Caractéristiques de la machine .....	56
III.5.3. Combinaisons des charges .....	56
III.5.4. Charges et surcharges supportées par la dalle .....	57
III.5.4.1. Charge et surcharge de la machine .....	57
III.5.4.2. Charge et surcharge de la dalle .....	58
III.5.5. Moments fléchissant .....	58
III.5.5.1. Sous la charge répartie .....	58
III.5.5.2. Sous la charge concentrée .....	59
III.5.5.3. Superposition des moments fléchissant .....	62
III.5.5.4. Calcul des moments fléchissant réels .....	62
III.5.6. Armatures longitudinales .....	63
III.5.6.1. Calcule du ferrailage .....	63
III.5.6.2. Choix de ferrailage .....	64
III.5.6.3. Calcul des espacements .....	64

III.5.7. Vérification à l'ELS .....	64
III.5.8. Vérification au poinçonnement .....	65
III.5.9. Vérification de la nécessité d'armatures transversales : .....	66
III.5.9.1. Calcul de la contrainte admissible .....	66
III.5.9.2. Calcul de l'effort tranchant.....	66
III.5.9.3. Superposition des efforts tranchants.....	67
III.5.9.4. La contrainte tangente .....	67

#### **Chapitre IV : Etude dynamique**

IV.1. Introduction .....	68
IV.2. Objectif de l'étude dynamique .....	68
IV.3. Les méthodes de calcul .....	68
IV.3.1.Méthode statique équivalente .....	68
IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale .....	68
IV.3.3.Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .....	68
IV.4.Modélisation de la structure .....	69
IV.5.Choix de la méthode de calcul .....	69
IV.5.1. Méthode statique équivalente .....	70
IV.5.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	73
IV.5.2.1.Disposition des voiles .....	73
IV.5.2.2. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) .....	75
IV.5.2.3.Détermination de la force sismique de chaque niveau .....	75
IV.5.2.4.Période et participation massique.....	76
IV.5.2.5. Spectre de réponse de calcul .....	76
IV.8.Vérification vis-à-vis des déformations .....	79
IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	80
IV.10.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/V2003 .....	82
IV.10.1.Vérification de la résultante des forces sismiques .....	82
IV.11. Justification de la largeur des joints sismiques .....	82

#### **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

V.1.Introduction : .....	84
V.2.Etude des poteaux :.....	84
V.2.1.Combinaisons de calcul : .....	84

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux : .....	84
V.2.3 Calcul du ferrailage : .....	86
V.2.3.1. Armatures longitudinales : .....	86
V.2.3.2. Armatures transversales : .....	92
V.2.3.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93) .....	95
V.2.4. Vérification au flambement : .....	97
V.2.5. Schéma du ferrailage : .....	98
V.3. Etude des poutres : .....	99
V.3.1. Introduction : .....	99
V.3.4. Moments fléchissant et efforts tranchants : .....	100
V.3.5. Calcul de ferrailage : .....	100
V.3.5.1. Armatures longitudinales : .....	100
V.3.6. Vérification des contraintes tangentielle .....	103
V.3.7. Tableau Récapitulatif : .....	103
V.3.8. Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement : .....	104
V.3.9. Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires : .....	105
V.3.11. Vérification des zones nodales : .....	106
V.4. Les voiles : .....	109
V.4.1. Introduction : .....	109
V.4.2. Combinaisons des charges : .....	109
V.4.3. Les recommandations du RPA99/V2003 : .....	109
V.4.3. Disposition des voiles : .....	110
V.4.4. Calcul des armatures : .....	111
V.4.4.1. Armatures verticales : .....	111
V.4.4.2. Armatures horizontales : .....	116
V.4.4.3. Choix des armatures : .....	117
V.5.1. Dimensionnement : .....	121
V.5.2. Caractéristiques du sol : .....	121
V.5.3. Evaluation des charges et surcharges : .....	122
V.5.4. Calcul des forces : .....	122
V.5.5. Combinaisons d'actions : .....	122
V.5.6. Calcul du moment : .....	122
V.5.9. Vérification de l'effort tranchant : .....	125
V.5.10. Vérification à ELS : .....	125

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :	125
VI .2.Combinaisons de calcul :	125
VI.3 Choix du type de fondation :	125
VI.4. Etude du radier général :	126
VI.4.1 Pré dimensionnement :	126
VI.5.Vérification nécessaire :	126
VI.5.1. Vérification de la contrainte du sol :	126
VI.5.2 Vérification au poinçonnement :	127
VI.5.3.Vérification de la stabilité au renversement :	128
VI.5.4.Vérification de la poussée hydrostatique :	128
VI.6. Différentes sollicitations :	128
VI.7. Calcul du ferrailage :	130
VI.7.1. Ferrailage de la dalle :	130
VI.7.1.1.Vérification de la dalle à l'ELS :	132
VI.7.1.2. Vérification au cisaillement :	133
VI.7.1.3.Calcul de l'espacement :	133
VI.7.2. Calcul de Ferrailage de la nervure :	133
VI.7.2.1.Vérification de la dalle à l'ELS :	135
VI.7.2.2.Vérification au cisaillement :	135
VI.7.2.3.Calcul de l'espacement :	136
VI.7.2.4.Ferrailage transversal :	136
VI.8.Schéma de ferrailage du radier :	137

## *Liste des figures*

Figure I.1 : plancher corps creux.....	2
Figure I.2 : dalle pleine. ....	3
Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.....	6
Figure I.4 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	7
Figure I.5 : .Diagramme de contraintes-déformation de l'acier.....	8
Figure II.1 :Coupe transversale d'une plancher a corps creux. ....	11
Figure II.2 :dimension de section en Té.....	11
Figure II.2.dimension du section de la poutrelles.....	12
Figure II.3 : Terrasse inaccessible.....	13
Figure II.4 : Plancher étage courante et RDC. ....	13
Figure II.5: Balcon (dalle pleine).....	14
Figure II.6 : Coupe transversale du mur extérieur. ....	15
Figure II.7: Coupe transversale des murs intérieurs (type 1). ....	15
Figure II.8: Coupe transversale des murs intérieurs (type 2). ....	16
Figure II.9 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité.....	16
Figure II.10: coupe de voile.....	20
Figure III.1:Les types des poutrelles. ....	23
Figure III.2: Schémas statique la poutrelle de type06 (ELU).....	24
Figure III.3: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 06.....	26
Figure III.4: Schémas statiques de type06 (ELS).....	26
Figure III.5:Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 06.....	28
Figure III.6 : D'ancrage des armatures.....	36
Figure III.7 : schéma de ferrailage des poutrelles de la RDC.....	37
Figure III.8 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	38
Figure III.9 : Schéma statique des balcons.....	38
Figure III.10 : Ferrailage du balcon.....	42
Figure III.11. Schéma statique.....	43
Figure III.12. Dimension de l'acrotère.....	43
Figure III.13 : Ferrailage de l'acrotère.....	45
Figure III.14 : Schéma d'un escalier.....	46
Figure III.15: type d'escalier.....	47
Figure III.16 : Schéma statique de la volée A.....	50
Figure III.17: Ferrailages longitudinales et de répartitions. pour l'escalier.....	54
Figure III-18 : Schéma d'un ascenseur.....	55
Figure III.19 : Zone d'impact.....	59
Figure III.20 : Dimensions de la charge concentrée.....	59
Figure III.21 : Ferrailage de la dalle machine.....	67
Figure IV.1 Modélisation de la structure.....	69
Figure IV.2 : disposition des voiles.....	74
Figure IV.3 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE). ....	77
Figure IV.4 : La largeur minimum de joint sismique. sismique. ....	83
Figure V.1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux).....	86
Figure V.2: Longueur de recouvrement. ....	91
Figure V.3 : Ferrailage des poteaux (Etage 1et 2).....	97
Figure V.4 : Ferrailage des poutres principales et secondaires. ....	104

Figure V.5. Répartition des moments dans les zones nodales. ....	106
Figure V.6 : Disposition des voiles. ....	110
Figure V.7 : Voile soumis à la flexion composée. ....	113
Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile (1,2,3,4,7,8) pour l' étage 1,2,3.....	120
Figure V.9 : Schéma statique du voile périphérique. ....	121
Figure VI.1 : Moment M11 à l'ELU .....	127
Figure VI.2 : Moment M22 à ELU .....	128
Figure VI.3 : Ferrailage de la dalle du radier suivant les deux sens (x ; y).....	135
Figure VI.4 : Ferrailage des nervures.....	136
Figure VII.1:Comportements des structures lors d'un séisme. ....	137
Figure VII.2 : Réhabilitation des structures à usa par des systèmes d'isolations. [5].....	138
Figure VII.3 : Un nouveau d'hôtel à Sotchi, protégé par 156 isolateurs [1].....	138
Figure VII.4 : La tour cristal de Kobé. ....	139
Figure VII.5 :Aquila bâtiments du quartier et le système de pendule de frottement utilisés [5]. .	139
Figure VII.6:Appuis en pendules glissants (FPS) [7]. ....	140
Figure VII.7: Coefficient de frottement en fonction de la pression (FEMA 356). ....	142
Figure VII.8 : Réponse temporelle en déplacements. ....	146
Figure VII.9 : Réponse temporelle en accélération. ....	146
Figure VII.10 : Réponse temporelle de vitesse. ....	146
Figure VII.11 : Réponse temporelle en effort tranchant à la base.....	147
Figure VII.12 : Réponse temporelle en effort normal. ....	147
Figure VII.13 : Réponse temporelle en moment fléchissant. ....	148
Figure VII.14 : Réponse temporelle en effort tranchant. ....	148
Figure VII.15 : Réponse temporelle en déplacements. ....	149
Figure VII.16 : Réponse temporelle en accélération. ....	149
Figure VII.17 : Réponse temporelle de vitesse. ....	150
Figure VII.18 : Réponse temporelle de l'effort tranchant à la base. ....	150
Figure VII.19: Réponse temporelle de l'effort normal. ....	151
Figure VII.20 : Réponse temporelle du moment fléchissant.....	151
Figure VII.21 : Réponse temporelle de l'effort tranchant. ....	152
Figure VII.22 : Déplacement inter-étage (accélérogramme Keddara). ....	153
Figure VII.23 : Déplacement inter-étage (accélérogramme sylmar).....	154

## *Liste des tableaux*

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques. ....	1
Tableau I.2 : Caractéristiques du béton et de l'acier. ....	10
Tableau II.1 : Descente des charges (terrasse inaccessible).....	13
Tableau II.2 : Descente des charges (Plancher étage courant, RDC).....	14
Tableau II.3 : Descente des charges (Balcon).....	14
Tableau II.4 : Charge permanents des murs extérieurs. ....	15
Tableau II.5 : Charge permanents des murs intérieurs (type1). ....	15
Tableau II.6 : Charge permanents des murs intérieurs (type 2). ....	16
Tableau II.7 : récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.....	20
Tableau II.8 : Dimensions des voiles contreventements. ....	21
Tableau III-1 : Evaluation des charges.....	22
Tableau III.2 : Tableau des moments et efforts tranchants type 01 .....	29
Tableau III.3 : Tableau des moments et efforts tranchants type 02 .....	29
Tableau III.4 : Tableau des moments et efforts tranchants type 03 .....	29
Tableau III.5 : Tableau des moments et efforts tranchants type 04 .....	29
Tableau III.6 : Tableau des moments et efforts tranchants type 05 .....	29
Tableau III.7 : Tableau des moments et efforts tranchants type 06 .....	30
Tableau III.8 : Tableau d'ancrage des armatures .....	36
Tableau III.9 : Tableau du ferrailage des poutrelles.....	37
Tableau III.10 : Charge et surcharge au niveau du balcon.....	39
Tableau III.11 : Charge de mur au niveau du balcon. ....	39
Tableau III.12 : Tableau de ferrailages des différences type du balcon.....	42
Tableau III.13: Dimension d'escalier.....	46
Tableau III.14: Les différents types d'escaliers .....	47
Tableau III.15 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier .....	49
Tableau III.16: Evaluation des charges et surcharges pour le paillasse.....	49
Tableau III.17: Calcul des sollicitations:.....	49
Tableau III.18 : Armateur longitudinal et espacement adopté.....	52
Tableau III.19 : Ferrailage adopté dans les différences types d'escaliers.....	55
Tableau III.20 : Charges permanentes de la machine. ....	57
Tableau III.21 : Charges et surcharge de la dalle. ....	58
Tableau III.22 : les valeurs de $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	58
Tableau III.23 : Résultats de calcul.....	61
Tableau III.24 : Moment fléchissant de la dalle pleine. ....	62
Tableau III.25 : Récapitulation des résultats de ferrailage.....	63
Tableau III.26 : Récapitulation des espacements. ....	64
Tableau III.27 : Les contraintes dans le béton.....	64
Tableau IV.1 : Coefficient $C_T$ .....	71
Tableau IV.2 : Période choisie pour le calcul du (D).....	72
Tableau IV.3 : Les critères de qualité (q) :.....	73
Tableau IV.4 : Poids des différents niveaux. ....	74
Tableau IV.5 : La force sismique de chaque niveau. ....	75
Tableau IV.6 : Période et masses modales de la structure. ....	76
Tableau IV.7 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.....	78
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -x- .....	79
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -y- .....	80

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-)	81
Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-)	81
Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces.	82
Tableau V.1 Sollicitations maximales à ELU :	84
Tableau V.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E) :	85
Tableau V.3 : Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E) :	85
Tableau V.4 : Sollicitations maximales à ELS :	85
Tableau V.5 : La longueur de la zone nodale pour les poutres	87
Tableau V.6 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux	87
Tableau V.7 : les sollicitations des poteaux ( $N_{max}$ , $M_{cor}$ )	87
Tableau V.8: les sollicitations des poteaux ( $M_{max}$ , $N_{cor}$ )	88
Tableau V.9: Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.	89
Tableau V.10 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003	90
Tableau V.11 : Ferrailages longitudinales adopté pour les poteaux.	90
Tableau V.12 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.	91
Tableau V.13 : Vérification spécifique sous sollicitations normales	92
Tableau V.14 : Les armatures transversales des poteaux.	94
Tableau V.15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers	95
Tableau V.16 : Vérification du flambement pour les poteaux.	97
Tableau V.17 : Sollicitations maximales dans les poutres principales.	99
Tableau V.18 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaire.	99
Tableau V.19 : Vérification des contraintes en travée.	100
Tableau V.20 : vérification des contraintes en travée	101
Tableau V.21 : Vérification des contraintes tangentielles.	102
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres principales.	102
Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires.	103
Tableau V.24 : Tableau d'ancrage des armatures.	103
Tableau V.25 : Les valeurs des flèches des poutres sont résumées dans le tableau suivant : ...	105
Tableau V.26 : Moments résistant dans les poteaux.	106
Tableau V.27 : Moment résistant dans les poutres	107
Tableau V.28 : Vérification de la zone nodale	107
Tableau V.29 : Sollicitations maximales des voiles (1,2,3,4,7,8).	110
Tableau V.30 : Sollicitations maximales des voiles (1,2,3,4,7,8)	111
Tableau V.31 : Sollicitations maximales du voile (6)	111
Tableau V.32 : Sollicitations maximales des voiles (10,12)	111
Tableau V.33 : Sollicitations maximales des voiles (9,11).	112
Tableau V.34 : Sollicitations maximales des voiles (5-1,5-3).	112
Tableau V.35 : Vérification des voiles au cisaillement.	115
Tableau V.36 : Ferrailage des Voiles (1,2,3,4,7,8).	117
Tableau V.37 : Ferrailage des Voiles (5-2).	117
Tableau V.38 : Ferrailage des Voiles (6).	118
Tableau V.39 : Ferrailage des Voiles (10,12)	118
Tableau V.40 : Ferrailage des Voiles(9,11)	119
Tableau V.41 : Ferrailage des Voiles(5-1,5-3)	119
Tableau VI.1 : Sollicitations maximales au niveau des dalles.	128
Tableau VI.2 : Sollicitations maximales au niveau des nervures.	128
Tableau VI.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.	131
Tableau VI.4 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.	134
Tableau VI.5 : Ferrailage de la nervure et la dalle du radier	135
Tableau VII.1 : Facteurs d'amortissement $B_D$	141

Tableau VII.2 : Facteurs de la zone sismique. ....	142
Tableau VII.3 : Coefficient de la proximité de la faille active. ....	142
Tableau VII.4 : coefficient caractérisant le type de sol (S). ....	142
Tableau VII.5: Les caractéristiques d'isolateur pendule à friction (FPS). ....	143
Tableau VII.6 : Période et facteur de contribution modal. ....	144
Tableau VII.7 : Réponse maximale (accélérogramme Keddara et Sylmar). ....	145
Tableau VII.8 : Déplacement inter étage (accélérogramme Keddara). ....	153
Tableau VII.9 : Déplacement inter étage (accélérogramme sylmar). ....	154

## Liste des NOTATION :

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton.

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

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

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

$\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul.

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

$f_{tj}$  : Résistance à la traction.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique a 28jours.

$E_{ij}$  : Déformations instantanées.

$E_{vi}$  : Déformations différées.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

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

$A_r$  : Armature de répartition.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton.

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

$\theta$  : Coefficient d'application.

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

$I_x, I_y$  : Moment d'inertie.

$i_y, i_x$  : Rayon de giration.

$\mu_u$  : Moment ultime réduite

$\alpha$  : Position relative de la fibre neutre

$z$  : Bras de levier

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

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

$C_p$  : Facteur de force horizontal

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal.

$\lambda$  : L'élancement mécanique des poteaux.

$Br$  : Section réduite  
 $Mu$  : Moment fléchissant à l'état limite ultime  
 $Ms$  : Moment fléchissant à l'état limite service  
 $Mt$  : Moment en travée  
 $Ma$  : Moment en appuis  
 $V$  : Effort tranchant  
 $N$  : Effort normal  
 $A$  : Coefficient d'accélération de zone  
 $D$  : Facteur d'amplification dynamique  
 $R$  : Coefficient de comportement global de la structure  
 $Q$  : Facteur de qualité  
 $W$  : Poids total de la structure  
 $Wi$  : Poids sismique au niveau « i »  
 $Ct$  : Coefficient de période  
 $\beta$  : Coefficient de pondération  
 $Fe$  : Limite d'élasticité de l'acier.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $f$  : Flèche admissible.  
 $f$  : Flèche.  
 $\emptyset_l$  : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal  
 $\emptyset_t$  : Diamètre d'une barre d'acier transversale  
 $St$  : Espacement.  
 $ELU$  : Etat limite ultime.  
 $ELS$  : Etat limite service.  
 $K$  : Coefficient de raideur du sol.

## Introduction général

La ville de Tlemcen a connu ces dernières années, une croissance démographique importante, ceci a conduit vers la faible disponibilité de terrain de construction. Dans ce cadre, afin de réduire l'effet de cette croissance, les constructions en élévation sont privilégiées, pour économiser la surface occupée au sol, malgré les difficultés de la réalisation, et le coût de la réalisation élevé.

L'étude de ce projet, a pour but d'assurer la stabilité et la sécurité de la structure en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, Poutres, Voile) aux différentes sollicitations (compression, flexion, cisaillement)

Pour faire un bon fonctionnement de l'ouvrage, l'ingénieur doit suivre et appliquer le règlement dans l'analyse et le dimensionnement de la structure.

Le site, la hauteur, l'usage de la construction et les contraintes architecturales sont des considérations très nécessaires pour le choix du système de contreventement.

Le présent travail est une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, (habitation et commerce). Ce bâtiment est composé d'un sous-sol à usage de parking, un rez de chaussé composé de 6 locaux commerciaux et les huit autres étages sont à usage d'habitation.

Le projet est implanté à Tlemcen, classé dans la zone I par le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003), c'est une zone de faible sismicité.

Pour cette étude de bâtiment, on a suivi les règlements et recommandations en vigueur (BAEL91, RPA99 V2003) et aussi le document technique réglementaire D.T.R.B.C2.2.

Et on a utilisé le SAP2000 pour l'analyse dynamique et l'AUTO CAD pour la réalisation des plans de ferrailages. Ces outils informatiques sont très nécessaires pour le traitement des études de bâtiments.

Pour cela, nous allons suivre un plan de travail qui est structuré comme suite :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le 2<sup>eme</sup> chapitre portera sur le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

- Dans le 3<sup>eme</sup> chapitre, on trouve le calcul des éléments secondaires (tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur).
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel SAP2000.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est l'objet du cinquième chapitre.
- Pour l'avant dernier chapitre, on trouve l'étude des fondations.
- On a ajouté un dernier chapitre qui traite la technique d'isolation à la base. Un système de dissipation à la base de la structure a été appliqué en remplaçant le contreventement. Enfin, une comparaison entre le système de dissipation et le contreventement par les voiles a été effectuée.

Ce travail a été achevé par une conclusion générale.

# Chapitre I :

## PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

### I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, traction, flexion) dont la résistance de ces éléments est en fonction (type des matériaux utilisés, caractéristique et leurs dimensions).

Le calcul des structures en béton doit être conforme aux règles générales données dans (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement des éléments résistants de la structure.

### I.2.Présentation de projet :

Le projet étudié consiste à un bâtiment à usage commerciale et d'habitation, composé d'un sous-sol, rez de chaussée plus huit étages. Cette réalisation sera implantée dans la Wilaya de Tlemcen a la commun de Oudjlida , qui est une zone de faible sismicité « zone I » d'après les Règle Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003).

Ce projet contient 3 blocs séparés par un joint parasismique et il se compose de 81 logements, un sous-sol comme parking et RDC de 13 locaux commerciaux.

Cette étude concerne le bloc **-B-** qui est composé de :

- Un sous-sol est destiné comme parking sous-terrain (15 places).
- Un Rez-de-chaussée à usage commercial (5 locaux).
- Niveau 1 jusqu'aux niveaux 6 sont à usage d'habitation avec quatre logement (F3).
- Le septième et le huitième étage sont à usage d'habitation avec deux logements (F4).

#### I.2.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques de la structure sont présentées dans le tableau ci-après :

**Tableau I.1 :** Caractéristiques géométriques.

Longueur totale du bâtiment	25,10 m
Largeur totale du bâtiment	20,27 m
Hauteur totale du bâtiment	33,76 m
Hauteur du sous-sol	2,88 m
Hauteur du RDC	3,57 m
Hauteur des étages courants	3,06 m

### I.2.2. Données du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme site ferme (S2)
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}=2,2$  bar
- L'ancrage minimal des fondations :  $D=2$  m

### I.3. Conception de la structure:

#### I.3.1. Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction (portiques- voiles), pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

#### I.3.2. Planchers :

Dans notre cas nous avons utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux : pour le RDC et les étages courant

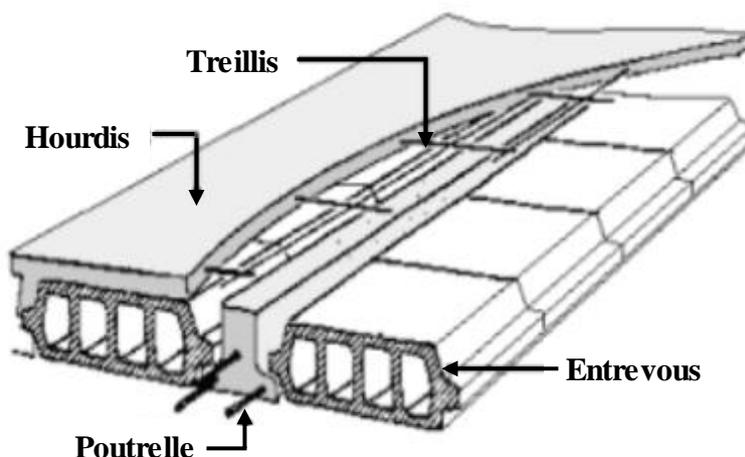


Figure I.1 : plancher corps creux.

- Dalle pleine : pour les balcons.

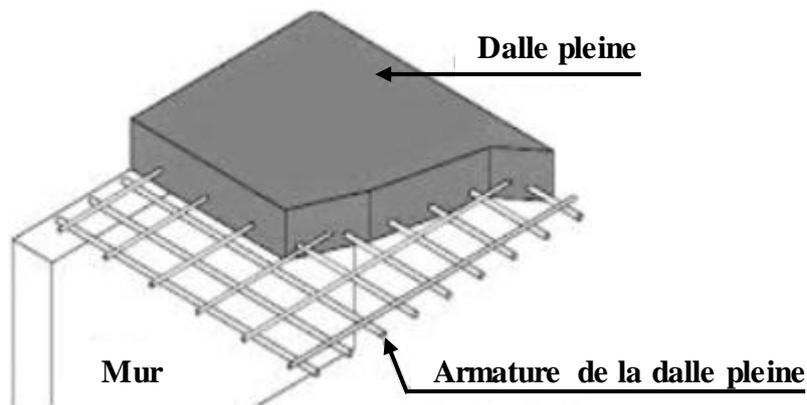


Figure I.2 : dalle pleine.

### I.3.3.Cage d'escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier réalisé en béton armé coulé sur place.

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers :

- Un escalier à deux volées droites et un palier intermédiaire pour : les étages courants.
- Un escalier à trois volées pour : RDC.

### I.3.4.Les voiles :

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 20 cm.

### I.3.5.Maçonnerie :

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

- Murs extérieurs : Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses il compose de :
  - Brique creuse de 15 cm.
  - L'âme d'air de 5 cm.
  - Brique creuse de 10 cm.
- Murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs de séparation : Les murs de séparation entre logement sont réalisés en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.

### I.3.6.Revêtement :

Le revêtement de bâtiment est constitué par :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

### I.3.7. Isolation :

- L'isolation acoustique : est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.
- L'isolation thermique : est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.
- Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois.

### I.3.8. Acrotère :

Dans cette structure, la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

### I.4. Caractéristique mécanique des matériaux :

Les matériaux choisis pour construire notre structure sont : Béton et Aciers.

#### I.4.1. Béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de : ciment, sable, gravier et eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

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

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable  $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons  $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage.

#### I.4.1.1. Les avantages du béton :

Le béton armé a plusieurs avantages tel que :

- ❖ **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- ❖ **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

#### I.4.1.2. Résistance du béton :

##### a. Résistance du béton à la compression:

Le projet doit être élaboré à partir d'une classe de résistance du béton correspondant à une valeur spécifiée de résistance caractéristique en compression.

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Elle est notée  $f_{c28}$ .

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

### b. Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée  $f_{tj}$  est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement défini par la relation :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{cases}$$

Pour :  $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$ .

### I.4.1.3. Déformations longitudinales du béton:

✓ Le module de déformation longitudinale instantané :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$  Pour le calcul sous charges de courte durée  $\rightarrow E_{ij} = 32164,195\text{MPa}$ .

✓ Le module de déformation longitudinale différé :

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$  Pour le calcul sous charges de longue durée  $\rightarrow E_{vj} = 10818,86\text{MPa}$

### I.4.1.4. Coefficient de poisson:

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la

déformation longitudinale.  $\nu = \frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/l)}$

Avec :  $\Delta a$ : Déformation relative transversale.

$\Delta l$ : Déformation relative longitudinale.

D'après le C.B.A.93, il est pris égale à :

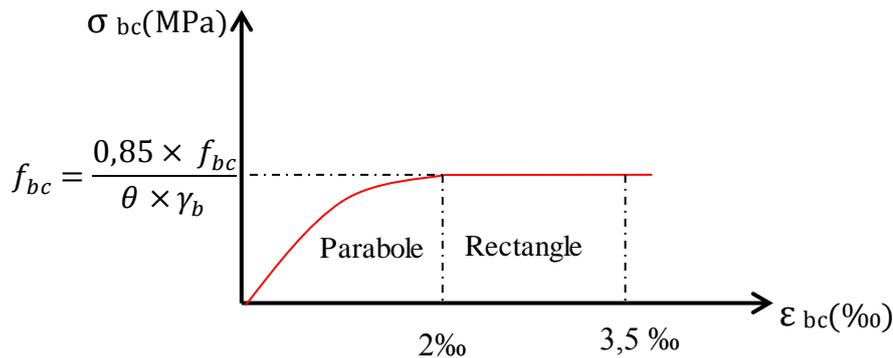
$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).} \\ \nu = 0,2 & \text{dans le calcul des déformations à l'ELS.} \end{cases}$$

**I.4.1.5. contraintes limites :**

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

- **Etat limite ultime :**

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole-rectangle » Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'actions dont on retient les plus défavorables.



**Figure I.3 :** Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU

$f_{bc}$  = Contrainte ultime du béton en compression Pour  $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\%$ .

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité : ( $\gamma_b = 1,5$  cas général) et ( $\gamma_b = 1,15$  cas accidentel).

$\theta = 1$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions est  $> 24$  h.

$\theta = 0,9$  lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0,85$  lorsque cette durée est inférieure à 1 h.

Le coefficient de minoration 0,85 : pour prennent en compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

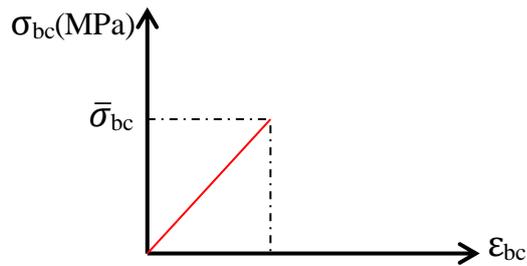
D'où la contrainte  $\sigma_{bc}$  est en fonction de son raccourcissement :

$$0 < \epsilon_{bc} < 2 \text{ ‰} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc} \times \left[ 1 - \left( \frac{2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰} \quad \rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

- **Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.



**Figure I.2 :** Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

- **Contrainte limite de cisaillement:**

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

$V_u$ : L'effort tranchant ultime.

$b_0$ : Largeur de la section.

$d$ : Hauteur utile.

On vérifie par la c'est condition:

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{si la fissuration est peu préjudiciables.}$$

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,50 \text{ Mpa} \rightarrow \text{si la fissuration est préjudiciable ou trèspréjudiciable.}$$

#### **I.4.2. Acier de béton armé :**

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .

##### **I.4.2.1. Différent type d'acier :**

On utilise en construction les nuances d'acier suivantes :

###### **a) Les ronds lisses (R.L) :**

- Fe E 215 MPA
- Fe E 235 MPA

**b) Les hautes adhérences (H.A) :**

- Fe E 400 MPA
- Fe E 500 MPA

**c) Les treillis soudés (T.S) :**

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 3,5$  mm
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 5$  mm

**I.4.2.2. Contrainte limite :**

❖ **ELU :**

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité ( $\gamma_s$ ) qui a les valeurs suivantes :

( $\gamma_s = 1,15$  Cas général) ; ( $\gamma_s = 1,00$  Cas des combinaisons accidentelles).

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivantes :

Fe = 400 MPa → Pour les armatures longitudinales.

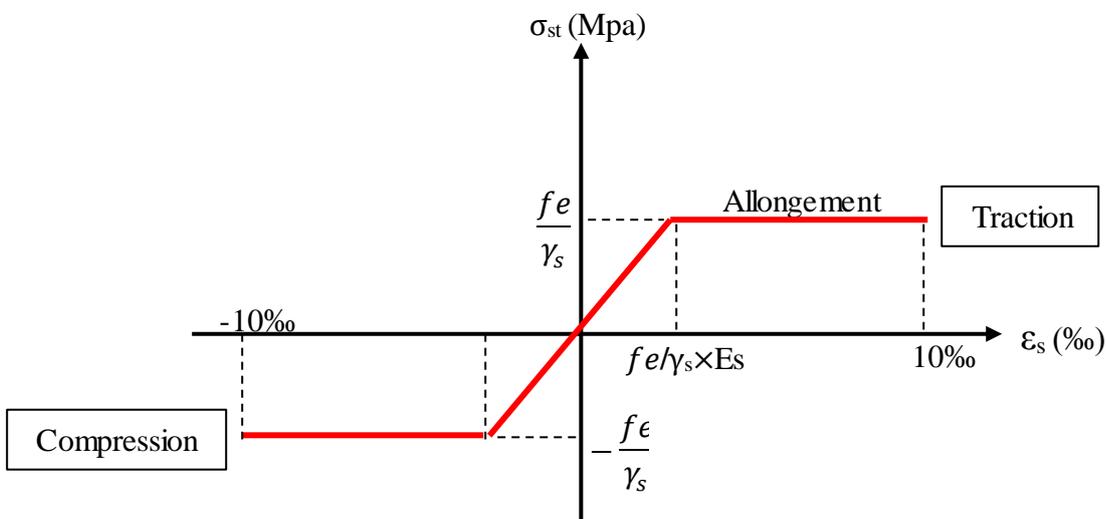
Fe = 235 MPa → Pour les armatures transversales.

• **Cas général :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Contrainte dans les aciers}). \\ (\varepsilon_{st}) = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{348}{200000} = 1,73 \text{ ‰} \quad (\text{Déformation dans les aciers}). \end{array} \right.$$

• **Cas accidentel :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Contrainte dans les aciers}). \\ (\varepsilon_{st}) = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2,00 \text{ ‰} \quad (\text{Déformation dans les aciers}). \end{array} \right.$$



**Figure I.3 :** .Diagramme de contraintes-déformation de l'acier

### ❖ ELS :

Dans l'état limite de service, la contrainte  $\sigma_{st}$  sera limitée uniquement pour l'ouverture des fissures :

-Fissuration non (peu) préjudiciable :  $\sigma_{st}$  pas de limite

-Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

-Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

Avec :

$\eta$ : Coefficient de fissuration :  $\rightarrow \begin{cases} n = 1 & \text{pour les RL} \\ n = 1,6 & \text{pour les HA} \end{cases}$

### I.5.Actions et sollicitations :

#### I.5.1. les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

##### ➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

##### ➤ Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

##### ➤ Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

### I.5.1.1. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables  $\begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$

### I.5.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des forces et des moments produits par les actions dans les éléments d'une construction et on compte :

- Effort Normal N.
- Effort Tranchant V.
- Moment Fléchissant Mf.
- Couple de Torsion T.

### I.6. Hypothèses de calcul :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

**Tableau I.2 : Caractéristiques du béton et de l'acier.**

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
<b>béton</b>	La résistance du béton à la compression à 28 jours ( $f_{c28}$ )	25
	La résistance du béton à la traction à 28 jours ( $f_{t28}$ )	2,1
	Contrainte dans le béton à l'accidentel ( $f_{bc}$ )	18,48
	Le module d'élasticité instantané ( $E_{ij}$ )	32164,195
	Le module d'élasticité différé ( $E_{vj}$ )	10721,39
	Contrainte dans le béton à ELU ( $f_{bc}$ )	14,17
	Contrainte dans le béton à ELS ( $\overline{\sigma}_{bc}$ )	15
<b>Acier</b>	La limite élastique des armatures longitudinales (Fe)	400
	La limite élastique des armatures transversales (Fe)	235
	La limite élastique des treillis soudés (Fe)	500
	Module d'élasticité (E)	200000

# Chapitre II :

DESCENTE DE CHARGES

ET

PRÉ DIMENSIONNEMENT

### II.1. Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux. Il transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Dans ce projet, on utilise des planchers à corps creux en partie courante.

#### II.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher :

D'après le BAEL (article B.6.8.4.2.4) l'épaisseur du plancher  $h_t$  doit vérifier la condition de

flèche suivante : 
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec :

$L$  : la portée max d'une poutrelle,  $L_{\max} = 4,00 \text{ m} \rightarrow h_t \geq \frac{400}{22,5} = 17,77 \text{ cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de  $(16 + 5) = 21 \text{ cm}$ .

- Hauteur de corps creux = 16 cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 5 cm.

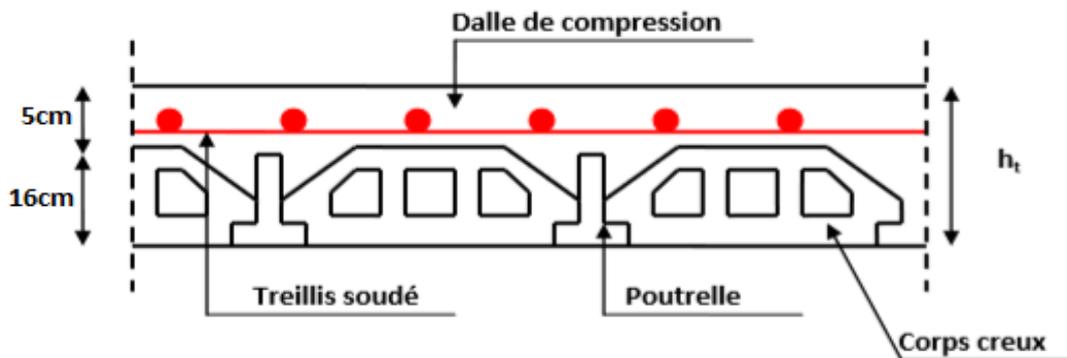


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

#### II.1.2. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Leur pré-dimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en "Té" (voir figure II-2)

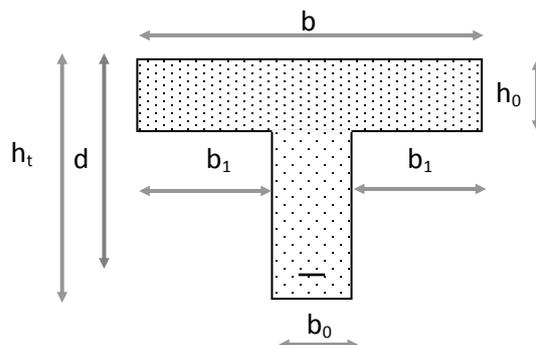


Figure II.2 : Dimension de section en Té.

$b$  : la largeur de la table de compression.

$h_0$  : l'épaisseur de la table de compression.

$b_0$  : la largeur de l'âme (la nervure).

$h_t$  : L'épaisseur du plancher

➤ La largeur de la table de compression est définie par :

$$0,4 \times h_t \leq b_0 \leq 0,8 \times h_t \rightarrow 0,4 \times 21 \leq b_0 \leq 0,8 \times 21 \rightarrow 8,40 \leq b_0 \leq 16,80$$

Soit :  $b_0 = 12$  cm

$$b_1 \geq \min \left( \frac{L_1}{10} ; \frac{L_2}{2} \right)$$

Avec :

$L_1$  : longueur de la petite portée ( $L_1 = 4,00$  m ).

$L_2$  : distance entre nus de deux nervure voisine.

$$L_2 = 65 - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min \left( \frac{400}{10} ; \frac{53}{2} \right)$$

En prend :  $b_1 = 26,5$  cm

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Danc:  $b = 65$  cm.

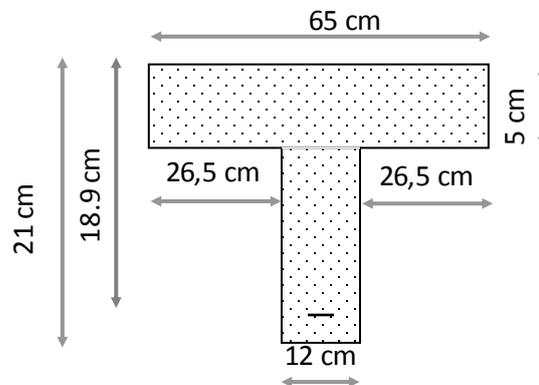


Figure II.2 : Dimension du section de la poutrelles.

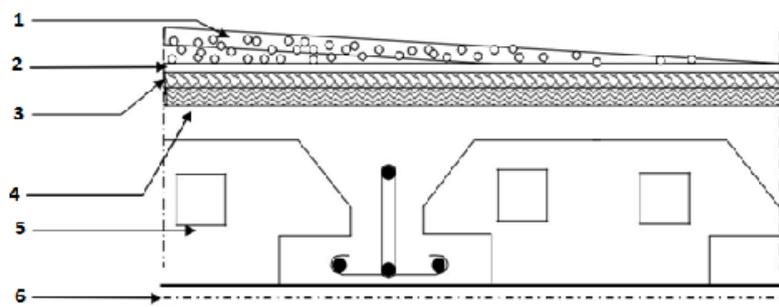
### II.2. Descente des charges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges appliquée aux éléments porteurs au niveau de chaque plancher.

Les charges qui sont définies par le D.T.R sont les suivantes :

- **G** : La charge permanente représente le poids mort.
- **Q** : La charge d'exploitation ou la surcharge.

**II.2.1. Plancher terrasse inaccessible :**



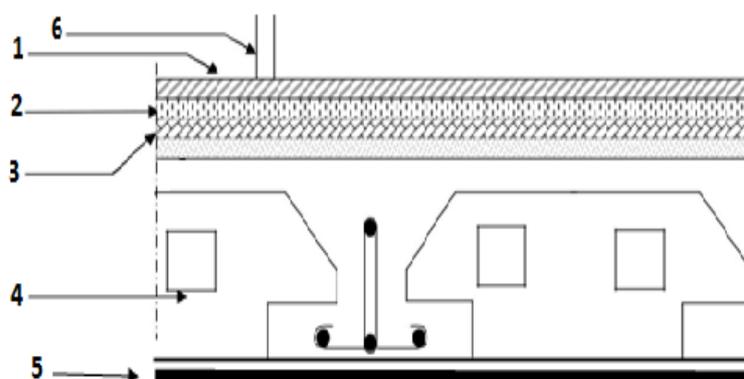
**Figure II.3 :** Terrasse inaccessible.

**Tableau II.1 :** Descente des charges (terrasse inaccessible)

N	Désignation	$E_p$ (cm)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	4	17	0,68
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,20
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Plancher corps creux	16+5	-	2,85
6	Enduit en plâtre sous plafond	2	10	0,20
				<b><math>\Sigma = 6,21</math></b>

Charges permanentes (G)	<b>6,21 KN/m<sup>2</sup>.</b>
charges d'exploitation (Q)	<b>1,00 KN/m<sup>2</sup>.</b>

**II.2.2. Plancher étage courante et RDC :**



**Figure II.4 :** Plancher étage courante et RDC.

**Tableau II.2 :** Descente des charges (Plancher étage courant, RDC)

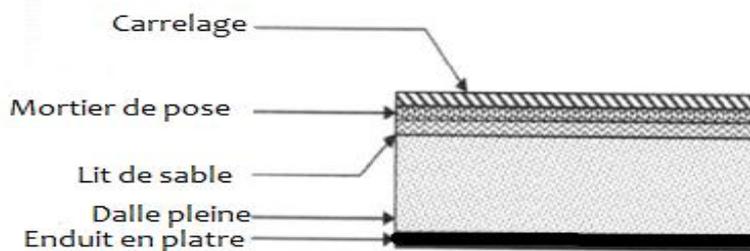
N	Désignation	E <sub>p</sub> (cm)	Masse volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de ciment	2	20	0,4
3	Mortier de pose (sable fin)	2	17,5	0,35
4	Revêtement en carrelage	16+5	-	2,85
5	Enduit en plâtre	2	10	0,2
6	Cloisons	1	-	0,9
				<b>Σ = 5,14</b>

Charges permanentes (G)	<b>5,14 KN/m<sup>2</sup></b>
charges d'exploitation (Q)	<b>5 KN/m<sup>2</sup></b> plancher de RDC : commerce
	<b>1,5 KN/m<sup>2</sup></b> plancher de (niveau 1-8) : logement

### II.2.3. Balcon :

#### II.2.3.1. Epaisseur du balcon:

$$e > \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14,5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$



**Figure II.5:** Balcon (dalle pleine)

**Tableau II.3 :** Descente des charges (Balcon).

N	Désignation	E <sub>p</sub> (cm)	Masse volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	17,5	0,35
4	Dalle en Béton armé	15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	2	10	0,20
				<b>Σ = 5,14</b>

Charges permanentes (G)	<b>5,14 KN/m<sup>2</sup>.</b>
charges d'exploitation (Q)	<b>3,50 KN/m<sup>2</sup>.</b>

### II.2.4. Murs extérieurs (double paroi) :

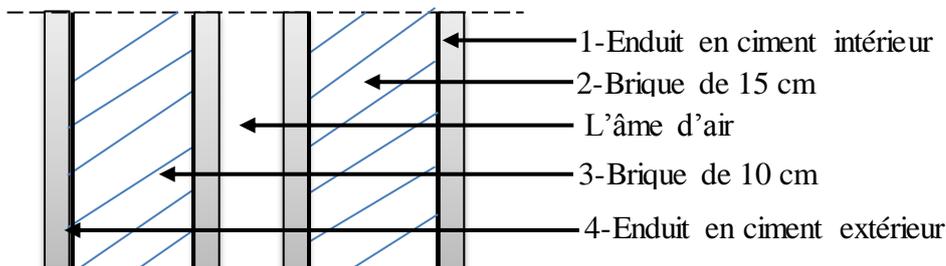


Figure II.6 : Coupe transversale du mur extérieur.

Tableau II.4 : Charge permanents des murs extérieurs.

N	Désignation	E <sub>p</sub> (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
2	Brique creuse	0,15	1,35
3	Brique creuse	0,10	0,9
4	Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
			<b>Σ= 2,97</b>

### II.2.5. Murs intérieurs :

- **Type 1:** entre chambre :

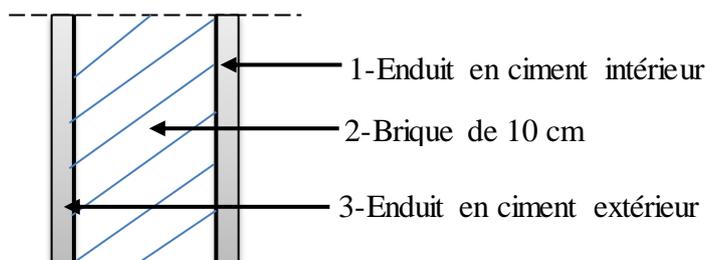
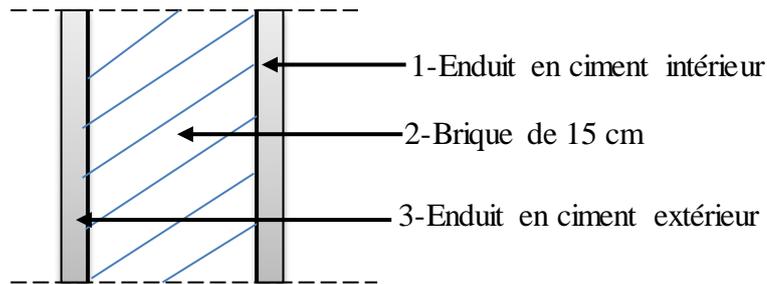


Figure II.7: Coupe transversale des murs intérieurs (type 1).

Tableau II.5 : Charge permanents des murs intérieurs (type1).

N	Désignation	E <sub>p</sub> (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
2	Brique creuse	0,1	0,90
3	Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
			<b>Σ= 1,62</b>

➤ **Type 2** : commerces :



**Figure II.8:** Coupe transversale des murs intérieurs (type 2).

**Tableau II.6 :** Charge permanents des murs intérieurs (type 2).

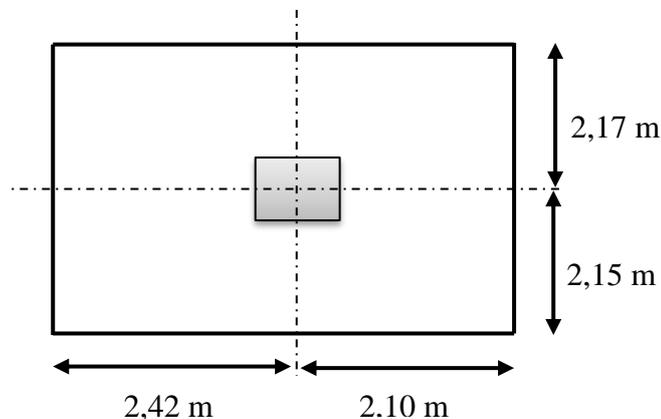
N	Désignation	$E_p$ (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
2	Brique creuse	0,15	1,35
3	Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
			<b><math>\Sigma = 2,07</math></b>

### II.3. Pré dimensionnement des poteaux :

#### II.3.1. Le poteau le plus sollicité (poteau centrale) :

Le Pré dimensionnement s'effectue d'après le B.A.E.L.91, selon la condition de stabilité de forme et en même temps on vérifie les exigences données par le règlement RPA99/V2003. D'après le plan architectural on prend le poteau le plus chargé non lié aux voiles Pour chaque poteau on considère :

- Son poids propre.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- Le poids propre des poutres qu'il supporte.



**Figure II.9 :** Section supporté par le Poteau le plus sollicité.

Surface supporté par le poteau le plus défavorable  $S=19,70 \text{ m}^2$ .

On suppose une charge moyenne de :  $Q = 1 \text{ t/m}^2$

$$N_u = Q \times S \times n$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime.
- $Q$  : Charge moyenne répartie de  $1 \text{ t/m}^2$ .
- $n$  : Nombre d'étage (plancher).

➤ **Poteaux de sous-sol (n=10) :**

$$N_u = 1 \times 19,7 \times 10 = 197,10 \text{ t}$$

$$N_u = 1,97 \text{ MN.}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{L_f \times 2\sqrt{3}}{\lambda} \quad \text{avec : } \lambda = 35$$

$$L_f = 0,7 \times L_o \quad \text{avec : } L_o : \text{La hauteur d'étage} = 3,57 \text{ m.}$$

$$A = \frac{0,7 \times L_o \times 2\sqrt{3}}{\lambda} = \frac{0,7 \times 3,57 \times 2\sqrt{3}}{35} = 0,246 \text{ m} \rightarrow \alpha = 24,6 \text{ cm.}$$

➤ **Section réduite (Br) :**

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}\right)}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \rightarrow \beta = 1,2$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

Le pourcentage **minimal** des armatures est de 0,7% en zone I, on peut prendre :

$$\begin{cases} \frac{A_s}{B_r} = 1\% \\ f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 1,97}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{1 \times 400}{100 \times 1,15}} = 0,1264 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) > 0,1264 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq 0,514 \text{ m}$$

On prend:  $a = b = 60 \text{ cm}$ .

### II.3.1.1. Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :

- ✓  $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.
- ✓  $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20 = 357/20 = 17 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.
- ✓  $1/4 < a/b < 4 \rightarrow 1/4 < 1 < 4$  ..... Condition vérifiée.

### II.3.1.2. Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 8ème étage parce qu'il a la plus faible section.

➤ Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,333 \text{ cm}^4$$

➤ Rayon de giration  $i_x, i_y$  :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x/ab} = \sqrt{213333,333/1600} = 11,547 \text{ cm}$$

$$i_x = i_y = 11,547 \text{ cm}$$

➤ Elancement mécanique  $\lambda(x,y)$

$$L_f = K \times h_0$$

Avec :

- $L_f$  : longueur de flambement.
- $h_0 = 3,06 \text{ m}$  (la hauteur d'étage).
- $K = 0,7$  ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,11547} = 18,55$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 18,55 < 70 \text{ .....Vérifiée.}$$

## II.4. Pré dimensionnement des poutres :

### II.4.1. Définition :

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

➤ **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

➤ **Les poutres secondaires (chainages) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

### II.4.2. Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

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

Avec :

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre les axes des poteaux.

h : hauteur de la poutre.

➤ Les poutres principales : L = 6,50 m

$$\text{Donc : } \frac{650}{15} \leq h \leq \frac{650}{10} \rightarrow 43,30 \leq h \leq 65$$

Alors :

On prend : **h=50cm.**

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 10 \leq b \leq 25$$

On prend min de **RPA99** ➔ **b=30 cm.**

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

- $b \geq 25 \text{ cm}$  ➔  $30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  .....**Vérfiée.**
- $h \geq 30\text{cm}$  ➔  $40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  .....**Vérfiée.**
- $h/b < 4$  ➔  $1,66 < 4$  .....**Vérfiée.**

➤ Les poutres secondaires : L = 4,44m

$$\text{Donc } \frac{444}{15} \leq h \leq \frac{444}{10} \rightarrow 29 \leq h \leq 44$$

Alors :

On prend : **h=35 cm.**

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 8 \leq b \leq 20$$

On prend min de **RPA99/V2003** : ➔ **b=30 cm.**

D'après le **RPA 99/V 2003** :

- $b \geq 25 \text{ cm}$  ➔  $30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  ..... **Vérfiée.**
- $h \geq 30\text{cm}$  ➔  $35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  .....**Vérfiée.**
- $h/b < 4$  ➔  $1,16 < 4$  ..... **Vérfiée.**

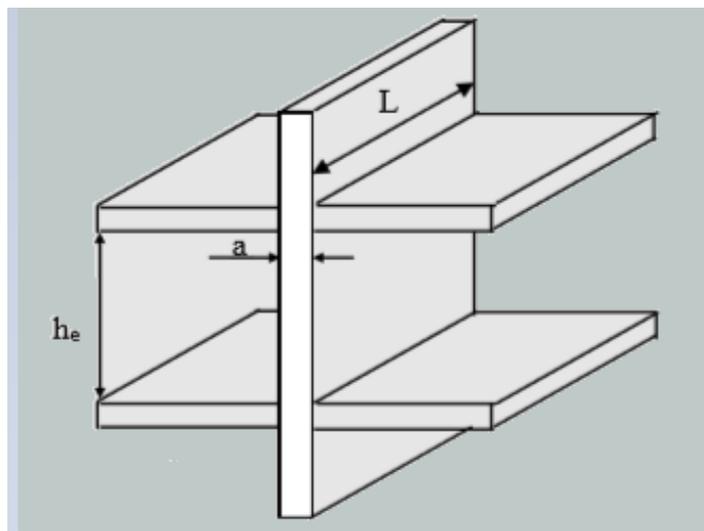
### II.4.3.Récapitulation de pré dimensionnement :

**Tableau II.7 :** Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux et des poutres.

NIVEAU	POTEAUX	POUTRES PRINCIPALES	POUTRES SECONDAIRES
Sous-sol	(60×60)	(30×50)	(30×35)
RDC	(60×60)	(30×50)	(30×35)
1 <sup>er</sup> étage	(55×55)	(30×50)	(30×35)
2 <sup>eme</sup> étage	(55×55)	(30×50)	(30×35)
3 <sup>eme</sup> étage	(50×50)	(30×50)	(30×35)
4 <sup>eme</sup> étage	(50×50)	(30×50)	(30×35)
5 <sup>eme</sup> étage	(45×45)	(30×50)	(30×35)
6 <sup>eme</sup> étage	(45×45)	(30×50)	(30×35)
7 <sup>eme</sup> étage	(40×40)	(30×50)	(30×35)
8 <sup>eme</sup> étage	(40×40)	(30×50)	(30×35)
Buanderie	(35×35)	(30×50)	(30×35)

### II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux dues au vent et au séisme.



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

Le RPA99/V2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} L > 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du voile.

a: épaisseur des voiles ( $a_{\min} = 15 \text{ cm}$ ).

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

❖ **Epaisseur :**

$$\begin{cases} h_e = 288 - 21 = 267 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{267}{20} = 13,35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour Sous - sol.} \\ h_e = 357 - 21 = 336 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{336}{20} = 16,80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour RDC.} \\ h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{285}{20} = 14,25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour les étages.} \end{cases}$$

On prend  $a = 20 \text{ cm}$  pour tous les niveaux.

❖ **La longueur :**

$$\begin{cases} L > 55 \text{ cm} \\ L > 70 \text{ cm} \\ L > 60 \text{ cm} \end{cases}$$

**Tableau II.8 :** Dimensions des voiles contreventements.

Niveaux	Epaisseur a (cm)	Longueur L(cm)>
<b>Sous-sol</b>	20	55
<b>RDC</b>	20	70
<b>Les étages courants</b>	20	60

# Chapitre III :

## ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

**II.1.Introduction :**

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories, des éléments principaux et des éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement, donc l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

**III.2. Etude du plancher :**

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales, ils sont considéré comme des éléments infiniment rigide et peut être exécuté en bois en acier ou en béton armé.

Dans cette structure, on a deux types de planchers

- Plancher en béton arme (dalle pleine) : balcon.
- Plancher en corps creux (16+5) cm= poutrelle + corps creux + dalle de compression.

**III.2.1. Plancher à corps creux :**

**III.2.1.1. Introduction :**

Les planchers en corps creux sont les plus utilisés dans les bâtiments courants (habitation), Dans cette structure, les planchers sont en corps creux (16+5 =21cm). On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

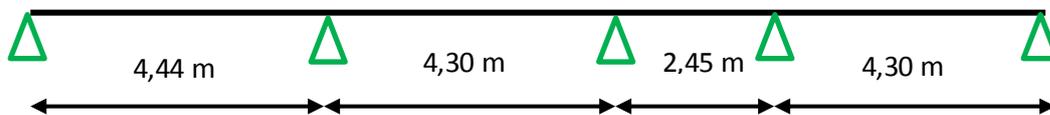
**III.2.1.2. Calcul des charges et surcharges des poutrelles :**

**Tableau III-1** : Evaluation des charges.

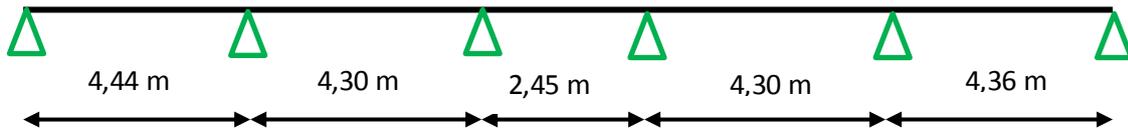
Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml) $q_u = b \times (1,35G + 1,5Q)$	ELS (KN/ml) $q_s = b \times (G + Q)$
<b>RDC commerce</b>	5,14	5	0,65	9,38	6,59
<b>Terrasse inaccessible</b>	6,21	1	0,65	6,42	4,68
<b>Étage courante</b>	5,14	1,5	0,65	6,06	4,31

**III.2.1.3. Les types des poutrelles :**

Type 01 :



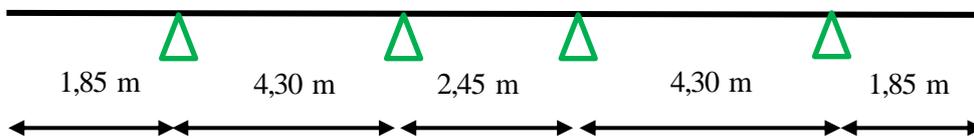
Type 02 :



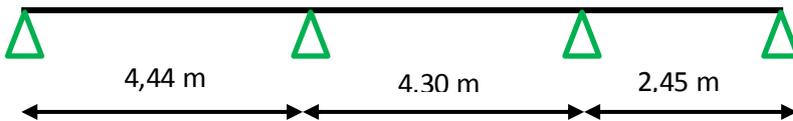
Type 03 :



Type 04 :



Type 05 :



Type 06 :



Figure III.1: Les types des poutrelles.

#### III.2.1.4. Détermination des efforts internes :

Ils ont à six types des poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 06 par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

**ELU :**

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_{i-1} + L_i) M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0 \quad \text{Avec} \quad A_i = R_{ij} + R_{id}$$

$$q_u = 6,42 \text{ KN/m}$$

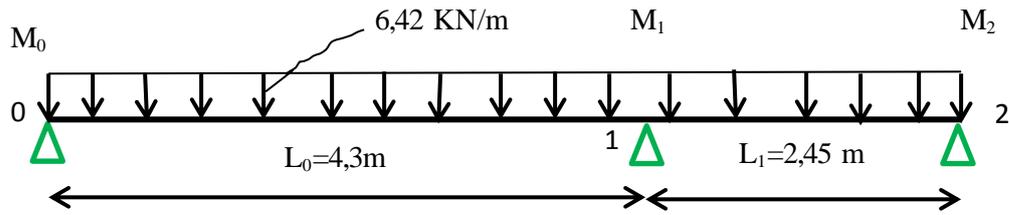


Figure III.2: Schémas statique la poutrelle de type06 (ELU)

Nombre d'équation =  $r-2$  avec  $r$  : Nombre d'appui.

On obtient une seule équation car  $3-2 = 1$

$$L_0 M_0 + 2 \times (L_0 + L_1) \times M_1 + L_1 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

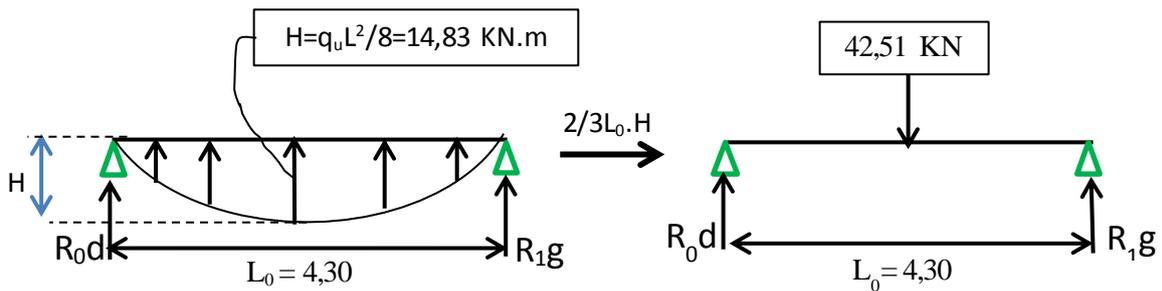
Supposant :  $M_0 = M_2 = 0$  KN.m

$$4,3M_0 + 2 \times (4,30 + 2,45) \times M_1 + 2,45 \times M_2 + 6 A_1 = 0 \quad \rightarrow \quad 13,5M_1 + 6A_1 = 0$$

**-Calcul d' $A_1$  :**

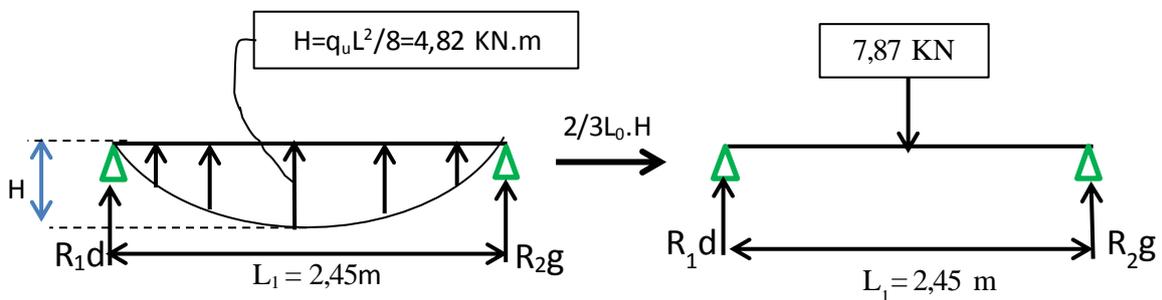
$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

- Travée 0-1 :



$$R_{1g} = 42,51/2 = 21,26 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_{1g} = 21,26 \text{ KN}$$

- Travée 1-2 :



$$R_{1d} = 7,87/2 = 3,91 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_{1d} = 3,91 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } A_1 = 21,26 + 3,91 \quad \rightarrow \quad A_1 = 25,20 \text{ KN.}$$

**-Calcul d' $M_1$  :**

$$13,5M_1 + 6A_1 = 0 \quad \rightarrow \quad M_1 = - 6(25,20)/13,5 = - 11,20 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant en travée :

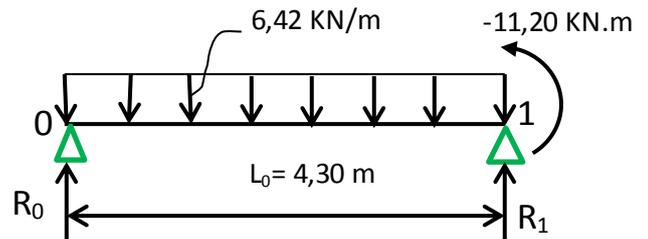
• **Travée 0-1 :**

$$R_0 + R_1 = q_u \cdot L_0 = 27,60 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/0 = 0 :$$

$$-R_1 \cdot L_0 + q_u \cdot L_0^2 / 2 - M_1 = 0.$$

$$R_1 = 16,40 \text{ KN} \quad R_0 = 11,21 \text{ KN.}$$



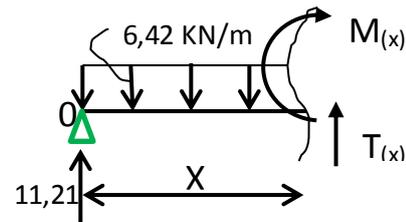
$0 \leq x \leq 4,30 \text{ m}$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4,3) = -11,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 11,21 \text{ KN} \\ T(4,3) = -16,40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_u \rightarrow x = 1,75 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 9,78 \text{ KN.m}$$



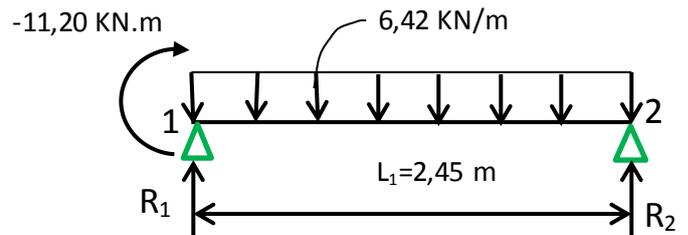
• **Travée 1-2 :**

$$R_1 + R_2 = q_u \cdot L_1 = 15,72 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_2 \cdot L_1 - q_u \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0.$$

$$R_1 = 12,44 \text{ KN} \quad R_2 = 3,29 \text{ KN.}$$



$0 \leq x \leq 2,45 \text{ m}$

$$M(x) = R_1 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 - 11,21 \rightarrow \begin{cases} M(0) = -11,20 \text{ KN/m} \\ M(2,45) = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 12,44 \text{ KN} \\ T(2,45) = -4,29 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_u \rightarrow x = 1,78 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 0,77 \text{ KN.m.}$$

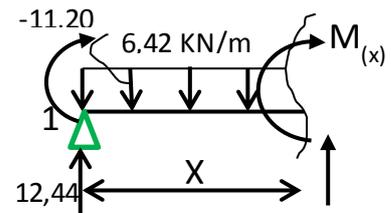


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

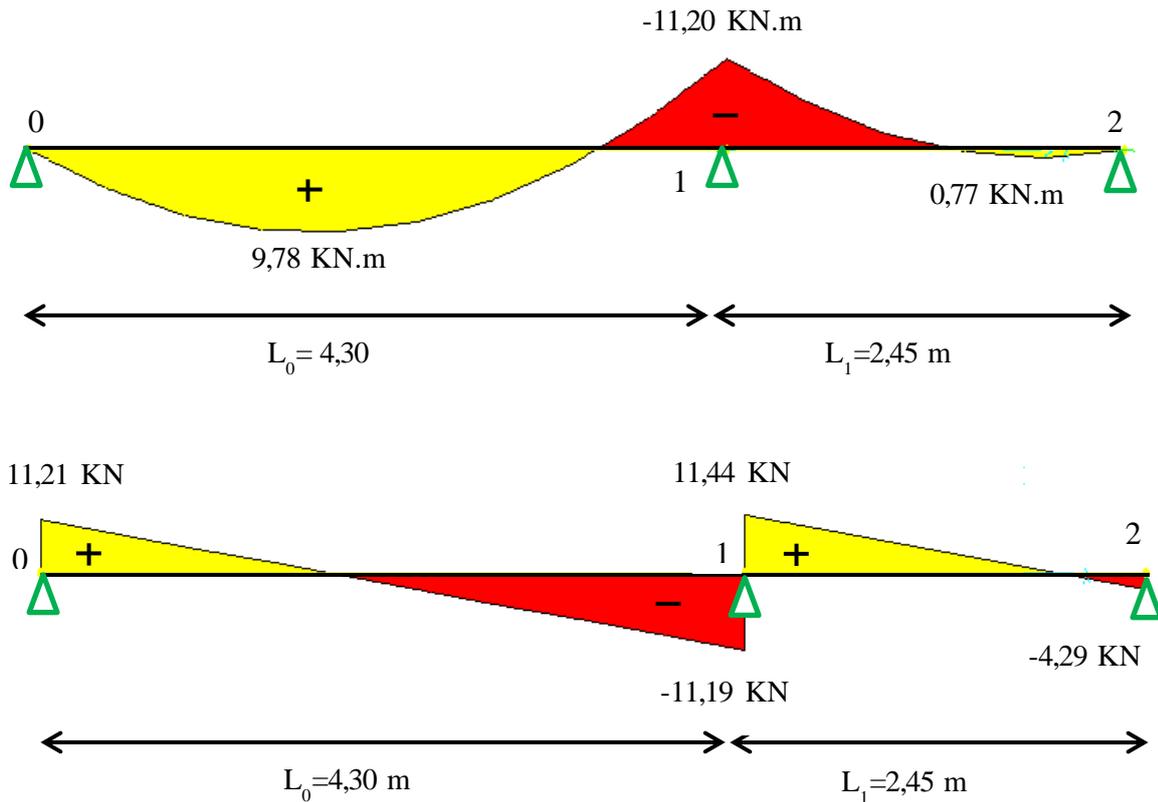


Figure III.3: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 06

**ELS :**

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_{i-1} + L_i) M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0 \text{ avec } A_i = R_{ig} + R_{id}$$

$$q_s = 4,68 \text{ KN/m}$$

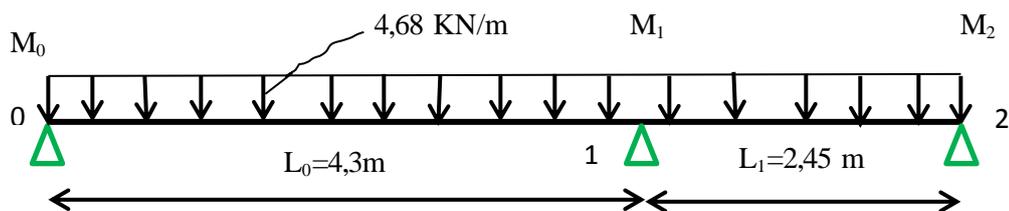


Figure III.4: Schémas statiques de type 06 (ELS)

Nombre d'équation =  $r - 2$  Avec  $r$  : nombre d'appui.

On obtient une seule équation car  $3 - 2 = 1$

$$L_0 M_0 + 2 \times (L_0 + L_1) \times M_1 + L_1 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant  $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$

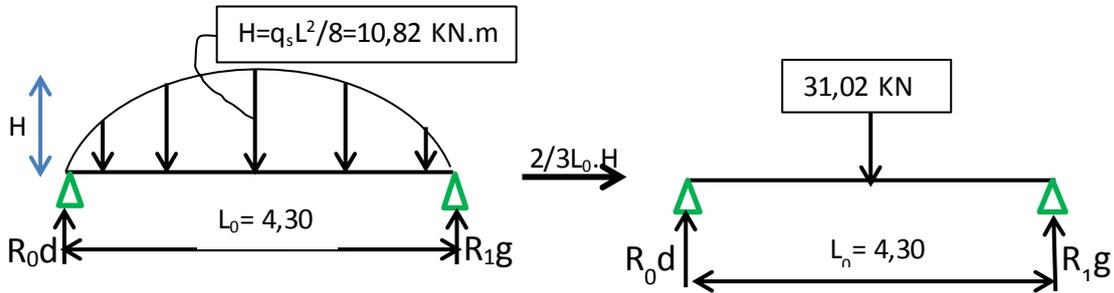
$$4,3M_0 + 2 \times (4,30 + 2,45) \times M_1 + 2,45 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

$$\rightarrow 13,5M_1 + 6A_1 = 0$$

**-Calcul d'A<sub>1</sub> :**

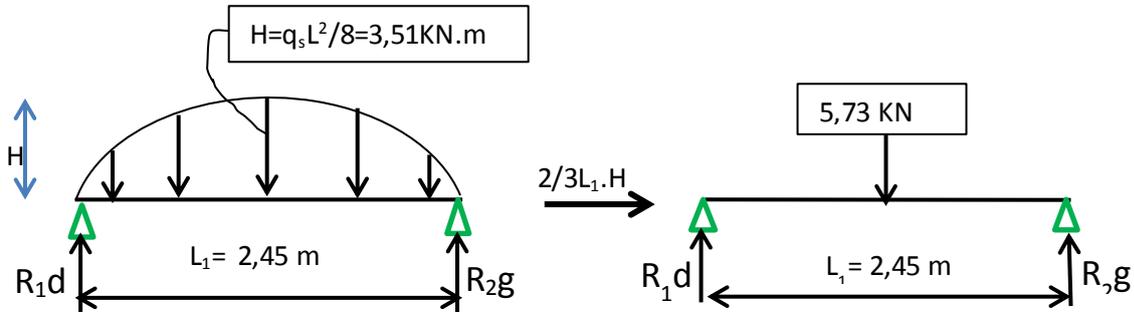
$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

- Travée 0-1 :



$$R_{1g} = 31,02/2 = 15,51 \text{ KN} \rightarrow R_{1g} = 15,51 \text{ KN}$$

- Travée 1-2 :



$$R_{1d} = 5,73/2 = 2,87 \text{ KN} \rightarrow R_{1d} = 2,87 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } A_1 = 15,51 + 2,87 = 18,38 \text{ KN} \rightarrow A_1 = 18,38 \text{ KN.}$$

**-Calcul d'M<sub>1</sub> :**

$$13,5M_1 + 6A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -6 \times (18,38) / 13,5 = -8,17 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant en travée :

- Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 = q_s \cdot L_0 = 20,12 \text{ KN.}$$

$$\sum M/0 = 0 : R_1 \cdot L_0 - q_s \cdot L_0^2/2 - M_1 = 0.$$

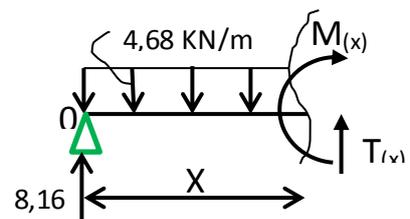
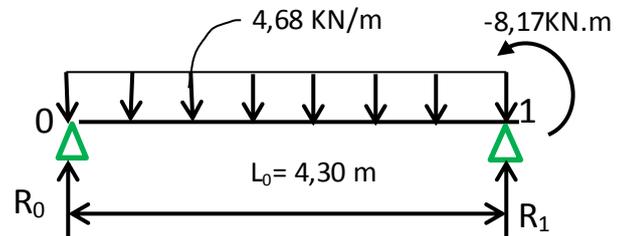
$$R_1 = 11,96 \text{ KN} \quad R_0 = 8,16 \text{ KN.}$$

$$0 \leq x \leq 4,30 \text{ m}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \cdot x^2/2 \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4,3) = -8,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 8,16 \text{ KN} \\ T(4,3) = -11,96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} : \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0/q_s \rightarrow x = 1,74 \text{ m}$$



$M_{max} = 7,11 \text{ KN.m}$

• Travée 1-2 :

$R_1 + R_2 = q_s \cdot L_1 = 11,46 \text{ KN.}$

$\Sigma M/1 = 0 :$

$R_2 \cdot L_1 - q_s \cdot L_1^2 / 2 - M_1 = 0$

$R_1 = 9,06 \text{ KN} \quad R_2 = 2,40 \text{ KN.}$

$0 \leq x \leq 2,45 \text{ m}$

$M(x) = R_1 \cdot x - q_s \cdot x^2 / 2 - 8,17 \rightarrow \begin{cases} M(0) = -8,17 \text{ KN/m} \\ M(2,45) = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$

$T(x) = R_1 - q_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 9,06 \text{ KN} \\ T(2,45) = -2,41 \text{ KN} \end{cases}$

$M_{max} : \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_s \rightarrow x = 1,94 \text{ m}$

$M_{max} = 0,60 \text{ KN.m}$

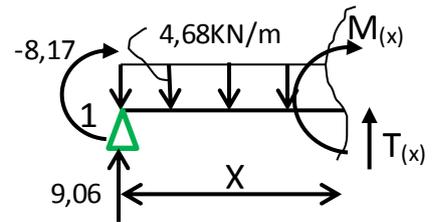
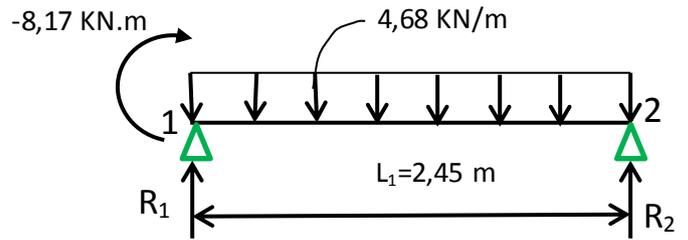


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

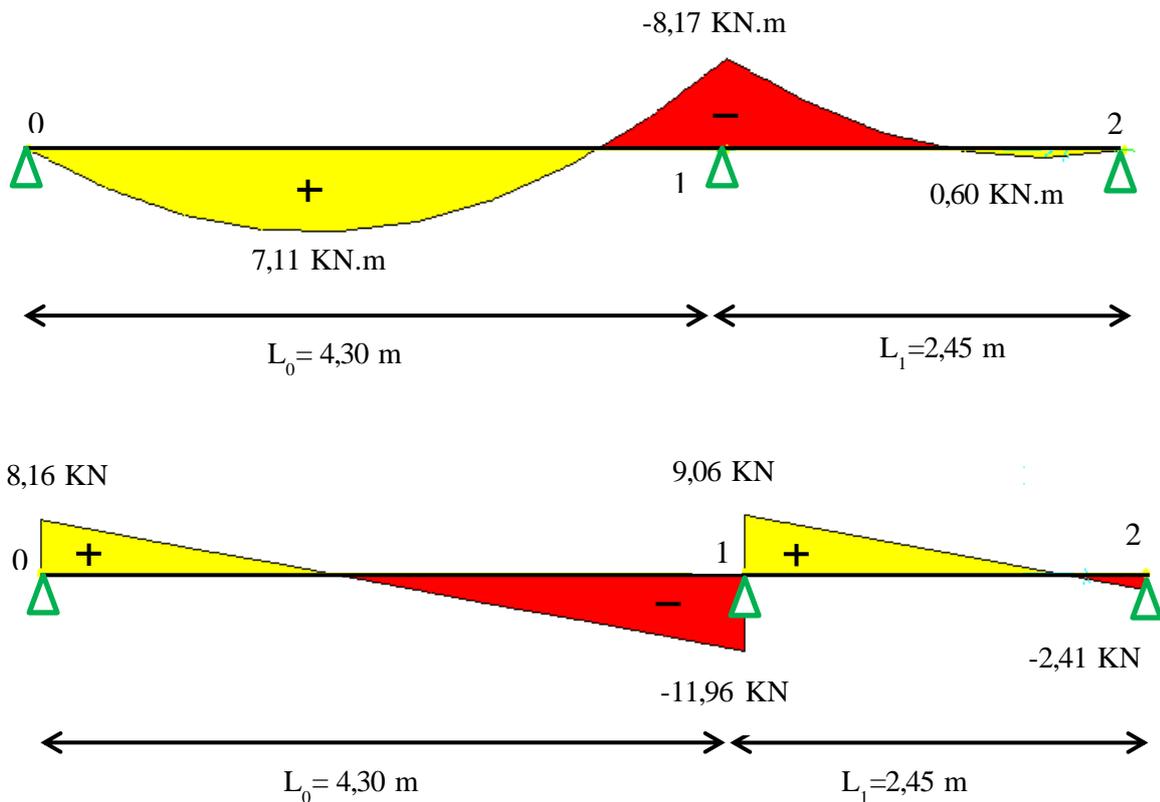


Figure III.3: Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 06

**III.2.1.5. Résumé des sollicitations maximales pour les types des poutrelles :**

Les résultats obtenus par logiciel SAP 2000 sont représentés dans les tableaux ci-après :

Type 01 :

**Tableau III.2 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 01.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>
RDC	15,37	-21,06	26,30	10,95	-15,01	-18,74
Etages courants (1-6)	10,11	-13,86	17,30	7,34	-10,06	12,56

Type 02 :

**Tableau III.3 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 02.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>
RDC	14,38	-20,82	-25,82	10,24	-14,83	-18,40
Etages courants (1-7)	9,46	-13,70	17,27	6,87	-9,94	12,54

Type 03 :

**Tableau III.4 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 03.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>
RDC	14,34	-20,90	26,26	10,22	-14,89	18,71
Etages courants (1-6)	9,44	-13,75	17,28	6,86	-9,98	12,55

Type 04 :

**Tableau III.5 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 04.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>
Etages courants (1-6)	9,45	-13,71	17,27	6,86	-9,96	12,55

Type 05 :

**Tableau III.6 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 05.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>
Etages courants (7-8)	9,57	-13,45	17,21	6,95	-9,76	12,50

Type06 :

**Tableau III.7 :** Tableau des moments et efforts tranchants type 06.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>	M <sub>travée max</sub>	M <sub>appui max</sub>	T <sub>max</sub>
<b>Terrasse inaccessible</b>	10,30	11,48	17,18	7,64	-8,52	12,74

**III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend le «Type01» comme un exemple de calcul car il est le plus sollicité.

**a. Ferrailage longitudinal :**

**ELU :**

➤ **En Travée :**

$$M_{u \max} = 15,37 \text{ KN.m} = 0,01537 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

Avec :

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; h = 0,21 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,21 = 0,189 \text{ m}$$

Donc :

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,189 - 0,05/2) = 0,076 \text{ MN.m}$$

Donc  $M_t > M_{\max}$ , cela implique que l'axe neutre est dans la table.

Le calcul se fait avec une section étant rectangulaire, de base  $b=65 \text{ cm}$  et hauteur  $h=21 \text{ cm}$ .

$$\mu = M_{u \max} / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,01537 / 0,65 \times (0,189^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,047 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_{sc}=0$ ).

La section est à simple armature.

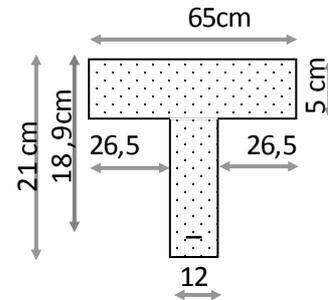
$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047}) = 0,06$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,189 (1 - 0,4 \times 0,06) = 0,184 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,826 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01537}{0,184 \times 347,826} = 2,40 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **3T12=3,39 cm<sup>2</sup>**



-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{65 \times 21}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,36 ; 1,48) \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

➤ **En Appui :**

$$M_{u \max} = 21,06 \text{ KN.m}$$

$M_{u \max} < M_t \rightarrow$  on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65x 21 cm<sup>2</sup>).

$$\mu = M_{u \max} / b d^2 f_{bc} = 0,02106 / 0,12 \times (0,189^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,346 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_{sc}=0$ ).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,064}) = 0,083$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,189 \times (1 - 0,4 \times 0,083) = 0,183 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,02106}{0,183 \times 347,826} = 3,30 \text{ cm}^2$$

On prend : **1T16 + 1T14 = 3,55 cm<sup>2</sup>.**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{65 \times 21}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,36 ; 1,48) \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

✚ **ELS :**

➤ En travée :

$$M_{ser \max} = 10,95 \text{ KN.m}$$

❖ Position de l'axe neutre

$$\frac{b x^2}{2} + n A_{sc} (x-d') - n A_{st} (d-x) \quad \text{avec } n=15$$

$$32,5 x^2 - 50,85 (18,9 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 50,85x - 961,06 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 357,10$$

→  $x = 4,71 \text{ cm} > 4 \text{ cm}$  → l'axe neutre se trouve dans la nervure, Donc :

$$\frac{bx^2}{2} - n Ast (d-x) - \left(\frac{b-b_0}{2}\right) (x - h_0)^2 = 0$$

$$32,5 x^2 - 50,85 (18,9 - x) - 26,5 (x - 5)^2 = 0$$

$$32,5 x^2 + 50,85x - 961,06 - 26,5 x^2 - 662,5 + 265 x = 0$$

$$6x^2 + 315,85x - 1623,56 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 372,46 \rightarrow x = 4,71 \text{ cm}$$

❖ Détermination de moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{bx^3}{3} - \left(\frac{b-b_0}{3}\right)(x - h_0)^3 + n \times Ast (d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,71^3}{3} - \left(\frac{65-12}{3}\right)(4,71 - 5)^3 + 15 \times 3,39 (18,9 - 4,71)^2$$

$$I = 12503,276 \text{ cm}^4.$$

❖ **Calcul de la contrainte :**

-Contrainte maximale dans le béton comprimé :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{10,95 \times 10^{-5} \times 4,71}{12503,276 \times 10^{-8}} = 4,12 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$  → Condition vérifié

-Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 15 \times \frac{10,95 \times 10^{-5} (18,9 - 4,71)}{12503,276 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 186,41 \text{ Mpa}$$

$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$  Fissuration préjudiciable, avec :  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66, 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$  → Condition vérifiée.

➤ **En appui :**

$$M_{ser \text{ Max}} = 15,01 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b x^2}{2} + n A_{sc} (x-d') - n A_{st} (d-x) \quad \text{avec } n=15$$

$$32,5 x^2 - 53,25(18,9 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 53,25 x - 1006,425 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 365,61$$

$x = 4,80 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la nervure, Donc :

$$\frac{b x^2}{2} - n A_{st} (d-x) - \left(\frac{b-b_0}{2}\right) (x - h_0)^2 = 0$$

$$32,5 x^2 - 53,25 (18,9 - x) - 26,5 (x - 5)^2 = 0$$

$$32,5 x^2 + 53,25x - 1006,425 - 26,5 x^2 - 662,5 + 265 x = 0$$

$$6x^2 + 318,25x - 1668,925 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 375,95 \rightarrow x = 4,81 \text{ cm}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b x^3}{3} - \left(\frac{b-b_0}{3}\right)(x - h_0)^3 + n \times A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4,81^3}{3} - \left(\frac{65-12}{3}\right) (4,81 - 5)^3 + 15 \times 3,55 (18,9 - 4,81)^2$$

$$I = 12983,34 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de la contrainte :**

-Contrainte maximale dans le béton comprimé :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{15,01 \times 10^{-5} \times 4,81}{12983,34 \times 10^{-8}} = 4,12 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

-Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 15 \times \frac{15,01 \times 10^{-5} (18,9 - 4,81)}{12983,34 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 195,74 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66, 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 d} = \frac{26,30 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18}$$

$$\tau_u = 1,22 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi t \leq \min(\phi_1 ; h/35 ; b_0/10) = \min(1,2 ; 20/35 ; 12/10)$$

$$\phi t \leq 0,6$$

$$\text{On prend : } \rightarrow \phi t = 6 \text{ cm}$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003 :

Zone Nodale :

$$St \leq \min(h/4 ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(20/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm})$$

$$\text{On prend: } \rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

Zone courant :

$$St \leq h/2 = 20/2$$

$$\text{On prend : } \rightarrow St = 10 \text{ cm.}$$

-Condition de non fragilité:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{0,24 \cdot 400}{12 \cdot 10} \geq \max(0,61 ; 0,4) \text{ MPa}$$

$$0,8 \geq 0,61 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au glissement:**

$$\text{En appui : } Vu - \frac{Mu}{0,9 \times d} \leq 0 \text{ (BAEL91 page 83; A6.1;3)}$$

$$\text{Avec : } Mu = 21,06 \text{ KN.m ; } Vu = 26,30 \text{ KN}$$

$$26,30 - \frac{21,06}{0,9 \times 0,18} = -103,7 \leq 0 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis

**III.2.1.7. Vérification de la flèche :**

$$f \leq f_{admissible}$$

❖ **La flèche admissible :**

Si  $L \leq 500$   $f_{adm} = L / 500$

Si  $L > 500$   $f_{adm} = 0,5 + L / 1000$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{fe} \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$\frac{20}{444} = 0,045 \leq \frac{1}{16}$  la condition (1) n'est pas vérifié donc on procède au calcul de la flèche

$L=440 < 500 \rightarrow f_{admissible} = L / 500 = 0,0088m$

❖ **Calcul de f :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times Ast \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \times \left( \frac{0,20}{2} - 0,02 \right)^2$$

$I_0 = 21,99 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\lambda i = \frac{0,05 \times ft_{28}}{\varphi(2+3 \times \frac{b_0}{b})}$  Avec  $\varphi = \frac{Ast}{b_0 \times d} = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,18} \rightarrow \varphi = 0,0156$

Donc  $= \frac{0,105}{0,0398} \rightarrow \lambda i = 2,64$

$u = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + ft_{28}} \rightarrow u = 0,84$

$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} = \frac{1,1 \times 21,99 \times 10^{-4}}{1 + 2,64 \times 0,84} \rightarrow I_{fi} = 7,517 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

$\frac{1}{\gamma} = \frac{Mser}{E_i \times I_{fi}} = \frac{0,01095}{32164,2 \times 7,517 \times 10^{-4}} = 0,000453 \text{ m}^{-1}$  avec  $E_i = 11000 \sqrt[3]{fc_{28}} = 32164,2 \text{ Mpa}$

Donc la flèche:  $f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4,40^2}{10} \times 0,000453$

$f = 0,000877 < f_{admissible} = 0,0088 \text{ m} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**III.2.1.7. Longueur d'ancrage :**

Par simplification, on considère que l'ancrage par courbure des barres tendues avec un pliage supérieur à 90° est assuré moyennant une longueur d'ancrage équivalente qui peut être prise égale à :

$L \geq L_2 + r + \frac{\varnothing}{2}$

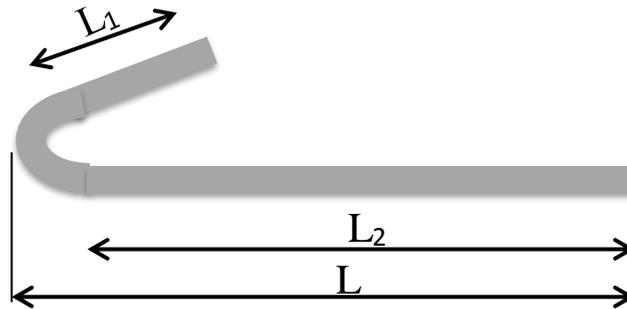


Figure III.6 : D'ancrage des armatures.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s'}$$

Avec :  $\tau_s' = 0,6(\psi)^2 \times f_{ij}$  ( $\psi = 1,5$  acier HA)

$$\tau_s' = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm} = 423 \text{ mm}$$

On adopte un crochet à  $90^\circ \rightarrow \alpha = 1,87$  et  $\beta = 2.19$

$$r = 5,5\phi \text{ (Acier HA)}$$

$$r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec  $L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots \dots \dots$  (Règle CBA93)

$$L_2 = 423 - (1,87 \times 120) - (2,19 \times 66)$$

$$L_2 = 54,06 \text{ mm}$$

$$L \geq 54,06 + 66 + \frac{12}{2} = 126,06 \text{ mm}$$

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

Tableau l'ancrage des armatures :

Tableau III.8 : Tableau d'ancrage des armatures.

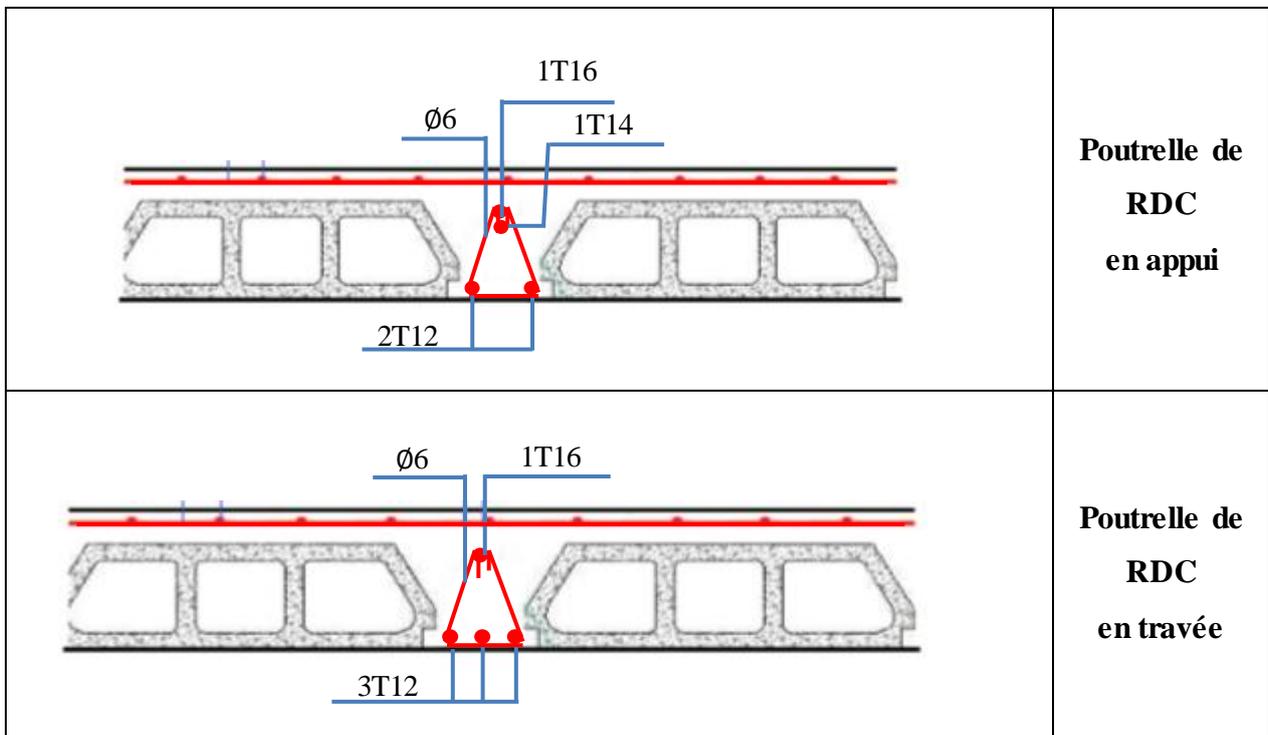
$\phi$ (mm)	$\tau_s'$ (Mpa)	$L_s$ (cm)	$L_1$ (cm)	r (cm)	$L_2$ (cm)	L (cm)
12	2,835	42,328	12	6,6	5,40	13
14	2,835	49,382	14	7,7	6,34	15
16	2,835	56,437	16	8,8	7,24	17

**III.2.1.8. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :**

**Tableau III.9 : Tableau du ferrailage des poutrelles**

Niveau	Type de poutrelle	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )		Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement (cm)	
		En travée	En appui	En travée	En appui		Zone nodale	Zone courant
RDC	Type 1	2,40	3,30	3T12	1T16+1T14	Ø6	5	10
	Type 2	2,52	3,45	3T12	1T16+1T14			
	Type 3	2,35	3,46	3T12	1T16+1T14			
Etage courante (1-7)	Type 1	1,64	2,27	2T12	2T14	Ø6	5	10
	Type 2	1,54	2,24	2T12	2T14			
	Type 3	1,53	2,25	2T12	2T14			
	Type 4	1,53	2,24	2T12	2T14			
	Type 5	1,55	2,20	2T12	2T14			
Terrasse	Type 6	1,67	1,87	2T12	2T14	Ø6	5	10

**III.2.1.9. Schéma de ferrailage des poutrelles de RDC**



**Figure III.7 : Schéma de ferrailage des poutrelles de la RDC.**

**III.2.2. Ferrailage de la dalle de compression :**

Selon le BAEL 91(B.6.8.4.2.3) :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections doivent êtres :

$$50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4 \times L_1}{f_e} \quad (L_1 \text{ en cm})$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

$L_1$ : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1=65\text{cm}$ )

$f_e = 400 \text{ Mpa}$

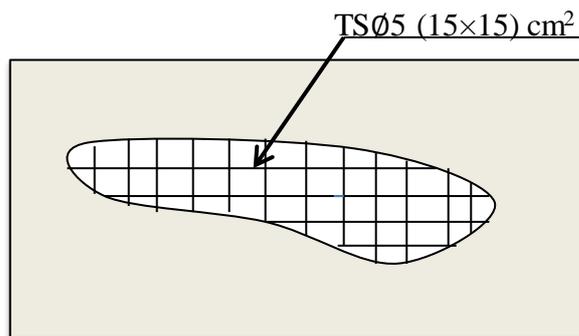
Pour Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de TSØ5 (15×15) cm<sup>2</sup>



**Figure III.8 :** Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

**III.2.3. Dalle pleine de Balcon :**

Les balcons sont des éléments décoratifs dans les bâtiments à usage d'habitation, ils sont constitués de dalle pleine dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur. On adopte une épaisseur : ( $h=15 \text{ cm}$ )

III.2.3.1. Les Types des balcons:

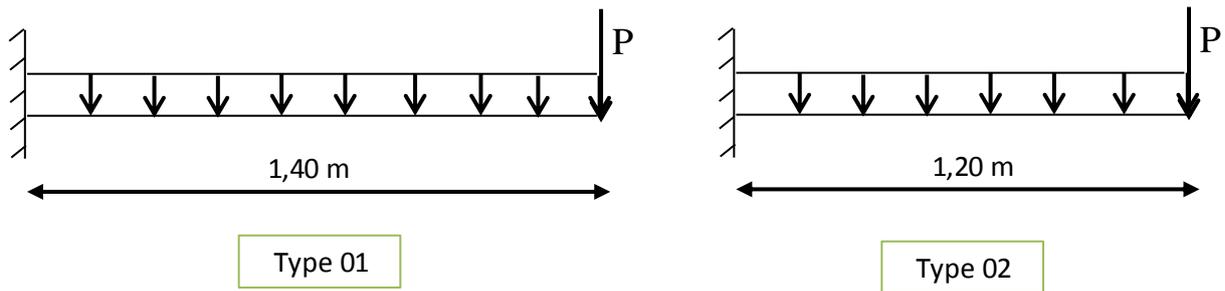


Figure III.9 : Schéma statique des balcons.

P : Charge des murs (Force concentrée)

Donc on prend **type 1** comme un exemple de calcul et on pose les résultats trouvés de autre type dans un tableau récapitulatif.

III.2.3.2. Combinaisons d'action:

Tableau III.10 : Charge et surcharge au niveau du balcon.

G (KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	Bande (ml)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q)×1ml	ELS (KN/ml) (G+Q)×1ml
5,14	3,5	1	12,19	8,64

Tableau III.11 : Charge de mur au niveau du balcon.

G (KN/m <sup>2</sup> )	La hauteur (m)	ELU (KN/ml) (1,35G)×1,1	ELS (KN/ml) G×1,1
1,62	1,10	2,41	1,78

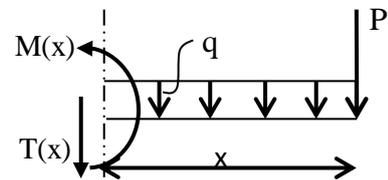
III.2.3.3. Calcule moment et effort tranchant :

✚ **ELU :**

$$0 < x < 1,4$$

$$M(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - P_u \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,4) = -15,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = q_u x + P_u \rightarrow \begin{cases} T(0) = 2,41 \text{ KN} \\ T(1,4) = 19,48 \text{ KN} \end{cases}$$



✚ **ELS :**

$$0 < x < 1,4$$

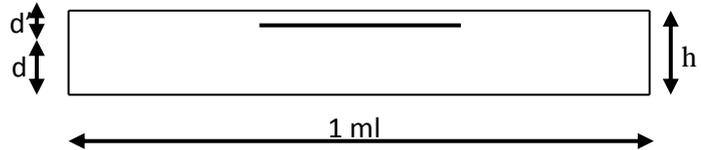
$$M(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - P_s \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,4) = -10,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = q_s x + P_s \rightarrow \begin{cases} T(0) = 1,78 \text{ KN} \\ T(1,5) = 13,88 \text{ KN} \end{cases}$$

**III.2.3.4 Calcul du ferrailage :**

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

$$\begin{cases} h = 15 \text{ cm} \\ d' = 0,1h = 1,5 \text{ cm} \\ d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$



**ELU:**

$$M_{u \max} = 15,32 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = M_{u \max} / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,01532 / 1 \times (0,135^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,059 < \mu_R = 0,392 \text{ ( FeE 400)}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,059)}) = 0,82$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,82) = 0,1305 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01532}{0,1305 \times 347,826} = 3,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est : **4T12=4,52 cm<sup>2</sup>/ml**

❖ **condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq b \times d \times 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armature de répartitions :**

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

Le choix est : **3T10 = 2,36 cm<sup>2</sup>.**

❖ **Espacement :**

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm} \text{ B.A.E.L 91}$$

$$S_t = \frac{100 - (4 \times 1,2) - 3}{3} = 30 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**ELS:**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$50x^2 + 67,8x - 915,30 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 433,193 \rightarrow x = 3,65 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2 \Rightarrow I = 8199,029 \text{ cm}^4 = 8,199 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

❖ **Calcul des contraintes :**

✓ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{10,96 \times 10^{-3} \times 0,0365}{8,199 \times 10^{-5}} = 4,87 \text{ MPa}$$

✓ **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 10,96 \times 10^{-3} (0,135 - 0,0365)}{8,199 \times 10^{-5}} = 197,50 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul des contraintes admissibles :**

✓ **Béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **Acier :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

❖ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 5,20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 156,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{19,48 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,141 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la nécessité d'armatures transversales :**

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL,91), le balcon ne nécessite aucune armature transversale si :

$$\text{La contrainte tangente vérifiée : } \tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = 0,141 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} \gamma_b = 0,07 \times 25 \times 1,5 = 1,16 \text{ MPa}$$

Donc : Le balcon ne nécessite aucune armature transversale.

❖ **Vérification la flèche :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).} \\ \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).} \end{array} \right.$$

- Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.2.3.5. Calcul du contre poids :**

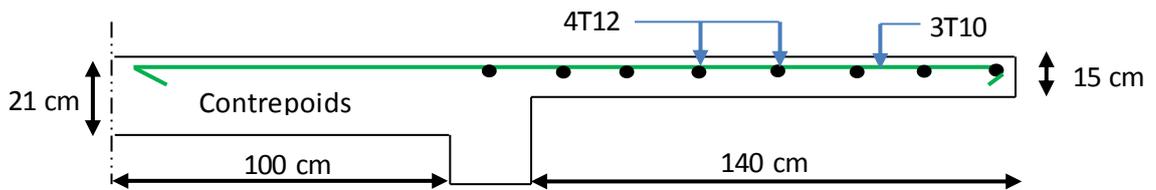
Pour assurer un bon équilibre il faut que le poids de la console et du contre poids soient égaux :

$$P_{\text{(Balcon)}} = e_{\text{(Balcon)}} \times L_{\text{(Balcon)}} \times \gamma b = 0,15 \times 1,40 \times 25 = 5,25 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{(Contrepoids)}} = e_{\text{(Plancher)}} \times L_{\text{(Plancher)}} \times \gamma b = 0,21 \times 25 \times L_{\text{(Plancher)}} = 5,25 L_{\text{(Plancher)}}$$

$$P_{\text{(Balcon)}} = P_{\text{(Contrepoids)}} \rightarrow 5,25 \text{ KN/ml} = 5,25 L_{\text{(Plancher)}}$$

$$L_{\text{(Plancher)}} = 1 \text{ m} \rightarrow \text{On adopte un contre poids de 1 m}$$



**Figure III.10 : Ferrailage du balcon.**

**III.2.3.6. Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon :**

**Tableau III.12 : Tableau de ferrillages des différences type du balcon.**

Les types	Armature longitudinal (cm <sup>2</sup> /ml)		Armature de répartition (cm <sup>2</sup> /ml)	
	A <sub>st</sub> calculé	A <sub>st</sub> choisi	A <sub>r</sub> calculé	A <sub>r</sub> choisi
<b>Type 1</b>	4,52	4T12=4,52	1,13	3T10=2,36
<b>Type 2</b>	2,60	3T12=3,39	0,85	3T10=2,36

**III.3. Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre(G), à une force latérale Fp due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

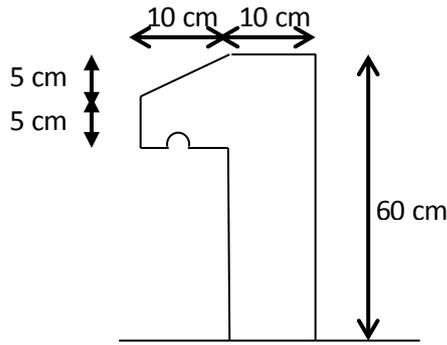


Figure III.11. Dimension de l'acrotère

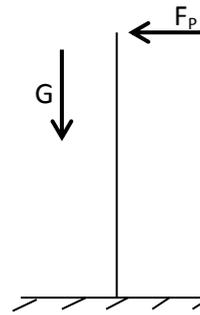


Figure III.12. Schéma statique

-Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est concéderez comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

### III.3.1.Evaluation des charges :

-La surface :  $S = 0,0675 \text{ m}^2$

- Poids propre :  $G_1 = \gamma_{\text{béton}} \times S = 25 \times 0,0675 = 1,6875 \text{ KN}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment :  $e = 2\text{cm}$ )  $G_2 = 0,4 \text{ KN}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment :  $e = 2\text{cm}$ )  $G_3 = 0,36 \text{ KN}$

-Le poids total :  $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,45 \text{ KN}$

-La charge due à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN}$

-La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA99/V2003 Article 6.2.3})$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération en fonction de la zone (groupe d'usage 2, zone I,  $A = 0,1$ ).

$C_p$ : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$ : Poids total de l'acrotère.

Donc :  $F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,45 = 0,78 \text{ KN}$

### ✚ ELU :

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,45$$

$$N_u = 3,30 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h$$

$$M_u = 0,702 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = M_u / N_u \rightarrow e = 0,702 / 3,3 \rightarrow e = 0,213 \text{ m}$$

$$h/6 = 10/6 = 1,67 \text{ cm}$$

$e > h/6 \rightarrow$  La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

**III.3.2. Calcul du ferrailage :**

**a. Ferrailage longitudinales:**

$$M_a = N_u \times e_a \quad \text{avec } e_a = e + (h/2 - d') = 0,25 \text{ m}$$

$$M_a = 3,3 \times 0,25 = 0,825 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = M_a / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,000825 / 1 \times 0,09^2 \times 14,17$$

$$\mu_u = 0,0072 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0072}) = 0,00903$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,091) = 0,0896 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[ \frac{M_a}{Z} - N_u \right] = \frac{1}{347,83} \left[ \frac{0,825 \times 10^{-3}}{0,0896} - 3,3 \times 10^{-3} \right] = 1,6984 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,169 \text{ cm}^2.$$

-La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1 / 400 = 1,0867 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>.**

**b. Les armatures de répartition :**

$$A_r = A_{st} / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : **3T8 = 1,51 cm<sup>2</sup>** et (st=15 cm)

**ELS :**

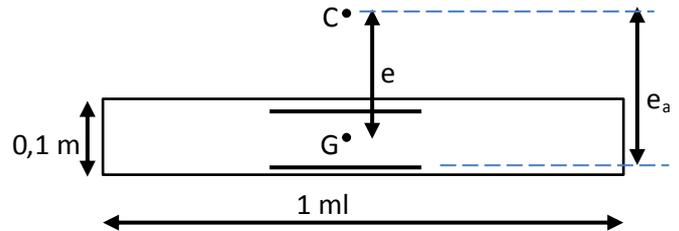
$$N_s = W_p = 2,45 \text{ KN}$$

$$M_s = F_p \times h$$

$$M_s = 0,468 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = M_s / N_s = 0,468 / 2,45 = 0,19 \text{ m}$$



$$p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3 \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right) = -0,0546 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2 \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)^2 = 0,004531 \text{ m}^3$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \times e - q} = \sqrt[3]{-(-0,0546) \times 0,19 - 0,004531} = 0,18 \text{ m}$$

$$x = h/2 + e_1 - e = 0,1/2 + 0,18 - 0,19 = 0,04 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{b x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x)$$

$$\delta = \frac{1 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,09 - 0,04) = 6,4925 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{\delta} = \frac{2,45 \times 10^{-3} \times 0,04}{6,4925 \times 10^{-4}} = 0,15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,15 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$$\sigma_{st} = \frac{N_s (d - x)}{\delta} = \frac{2,45 \times 10^{-3} (0,09 - 0,04)}{6,4925 \times 10^{-4}} = 0,18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 0,18 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66, 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow$  Condition vérifiée.

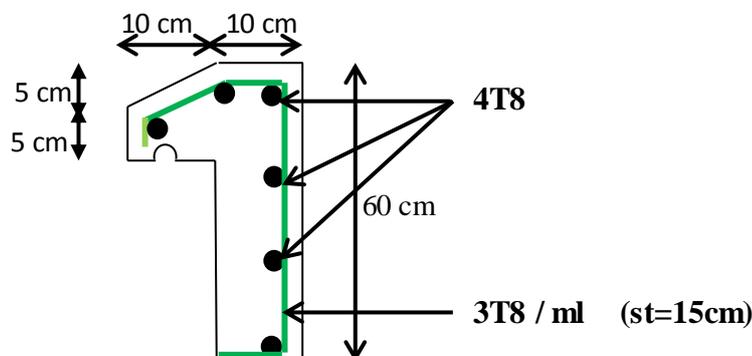


Figure III.13 : Ferrailage de l'acrotère.

### III.4. Etude des escaliers :

#### III.4.1. Introduction :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité. Les caractéristiques d'un escalier :

- Emmarchement : La largeur de la volée.
- Giron : largeur d'une marche.
- Paillasse : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- Palier : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- Contre marche : partie verticale de la marche.

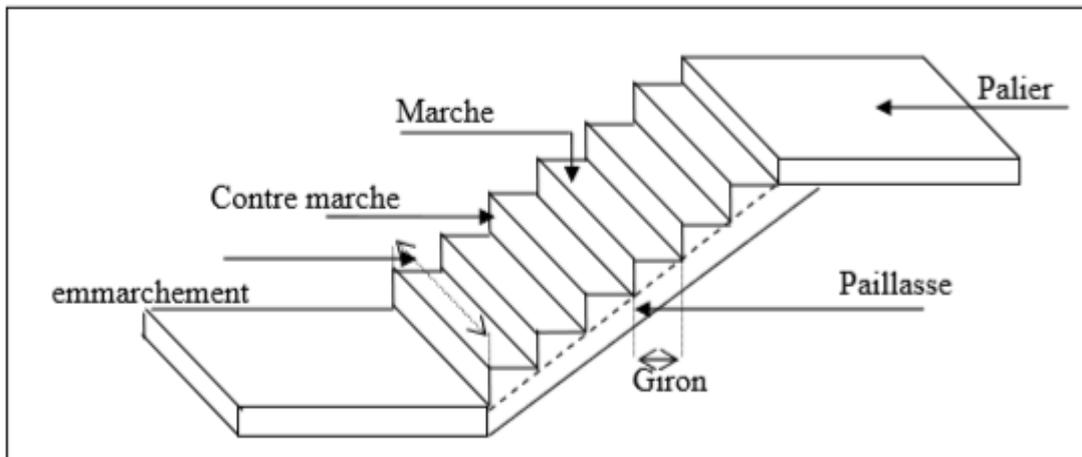


Figure III.14 : Schéma d'un escalier

#### III.4.2 Dimensionnement des escaliers :

Pour passer d'un étage à un autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20 cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22cm et 33cm :  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :

$$g + 2h = m, \text{ Avec: } 59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$$

Dans ce cas nous avons :

$$14\text{ cm} \leq h = 17\text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{ cm} \leq g = 30\text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq g + 2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on prend :

$$h = 17\text{ cm} ; g = 30\text{ cm}$$

**Tableau III.13:** Dimension d'escalier.

Niveaux	H(m)	h(m)	L <sub>h</sub> (m)	n	n'	g(m)
sous-sols	2,88	0,17	2,40	17	16	0,30
RDC	3,57	0,17	2,40	21	20	0,30
les étages courants	3,06	0,17	2,40	18	17	0,30

H : hauteur de l'étage.

L<sub>h</sub> : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

h : hauteur de la marche.

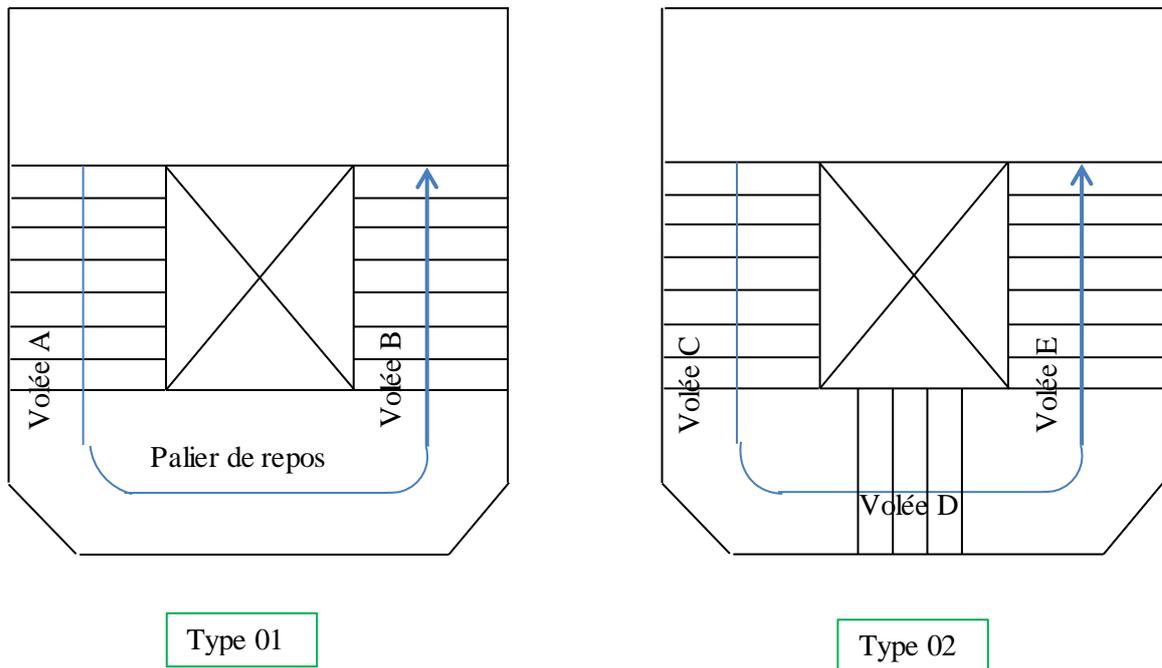
n : nombre de contre marches.

n' : nombre de marches.

g : largeur de la marche.

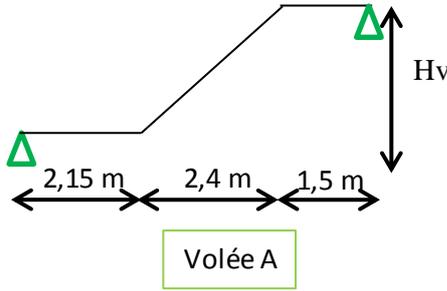
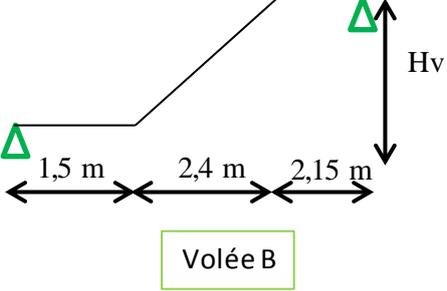
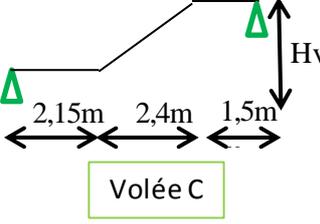
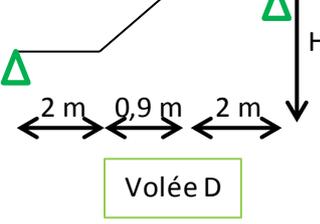
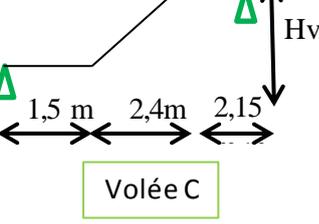
**III.4.3. les Types d'escaliers :**

Dans ce projet il existe deux types d'escaliers.



**Figure III.15:** type d'escalier

**Tableau III.14:** Les différents types d'escaliers.

Type	niveau	Les différentes volées		
Type 01	Les étages courants			
Type 02	RDC			

➤ **L'inclinaison de la pailasse :**

$$\alpha = \arctg \left( \frac{H_v}{L_h} \right)$$

Avec :

$H_v$  : la hauteur verticale de la volée.

$$\alpha = \arctg \left( \frac{1,53}{2,4} \right) = 36,13^\circ$$

**a. L'épaisseur de la pailasse ( $e_v$ ):**

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e_v \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{390}{30} \leq e_v \leq \frac{390}{20} \quad \rightarrow 13 \leq e_v \leq 19,5$$

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

➤ **L'épaisseur de palier ( $e_p$ ):**

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{390}{20} \leq e_p \leq \frac{390}{15} \quad \rightarrow 19,5 \leq e_p \leq 26 \quad \text{On prend : } e_p = 20\text{cm}.$$

**On prend:  $e_v = e_p = 20 \text{ cm}$ .**

**III.4.4. Evaluation des charges et surcharge des escaliers :**

**a. Palier :**

**Tableau III.15 :** Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

Désignation	ep (cm)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	22	0,44
Mortier de ciment	2	20	0,4
Mortier de pose (sable fin)	2	17,5	0,35
Poids propre du palier	20	25	5
Enduit en plâtre	2	10	0,2

- Charge permanente **G=6,39 KN/m<sup>2</sup>**.
- Surcharge **Q=2,5 KN/m<sup>2</sup>**.

**b. Paillasse:**

**Tableau III.16:** Evaluation des charges et surcharges pour le paillasse.

Désignation	ep (cm)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	2	22	0,44
Mortier de ciment horizontal	2	20	0,4
Mortier de pose (sable fin)	2	17,5	0,35
Revêtement en carrelage vertical	2	$22 \cdot \frac{h}{g}$	0,25
Mortier de ciment vertical	2	$20 \cdot \frac{h}{g}$	0,23
Poids propre de la marche	$\frac{17}{2}$	22	1,87
Enduit en plâtre	2	$10/\cos\alpha$	0,23
Poids propre du paillasse	20	$25/\cos\alpha$	5,92

- Charge permanente **G=9,69 KN/m<sup>2</sup>**.
- Surcharge **Q=2,5KN/m<sup>2</sup>**.

**III.4.5. Evaluation des sollicitations:**

Sur une bande de 1 mètre on a :

**Tableau III.17:** Calcul des sollicitations.

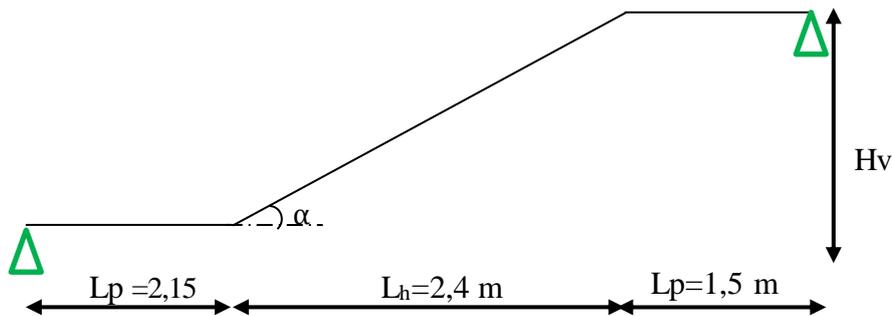
Combinaison d'action	Paillasse (KN/m)	Palier (KN/m)
<b>ELU</b>	16,83	12,37
<b>ELS</b>	12,19	8,89

**III.4.6. Ferrailage des escaliers :**

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastree. ( $0,85M_0$  en travée et  $0,5M_0$  en appuis).

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul de type le plus défavorable, en prend comme un exemple de calcul : **type 1 (volée A)**.

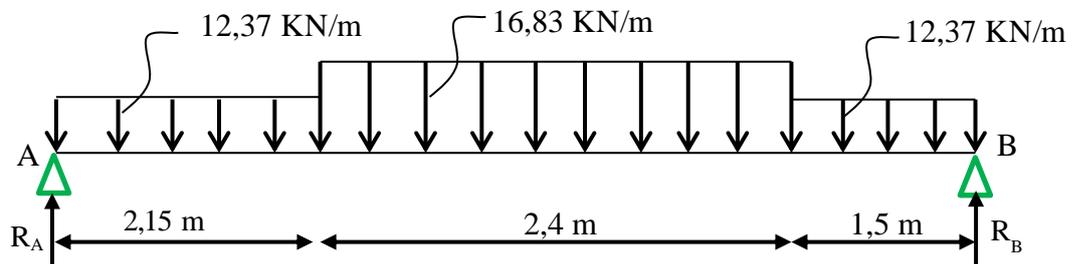
Donnée :  $b = 1\text{ml}$  ;  $h = 20\text{cm}$  ;  $d = 0,9h = 18\text{cm}$ .



**Figure III.16 :** Schéma statique de la volée A.

**III.4.6.1. Détermination des efforts internes des escaliers :**

**ELU :**



$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B - (12,37 \times 1,5) - (16,83 \times 2,4) - (12,37 \times 2,15) = 0$$

$$R_A + R_B = 85,54 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (12,37 \times 2,15 \times 1,075) + (16,83 \times 2,4 \times 3,35) + (12,37 \times 1,5 \times 5,3) - R_B \times 6,05$$

$$R_B = 43,35 \text{ KN} \quad R_A = 42,19 \text{ KN}$$

➤ **Le moment fléchissant et les efforts tranchants :**

**0 < x < 2,15**

$$M(x) = R_{AX} - 12,37 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,15) = 62,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 12,37x \quad \begin{cases} T(0) = 42,35 \text{ KN} \\ T(2,15) = 16,75 \text{ KN} \end{cases}$$

**2,15 < x < 4,55**

$$M(x) = R_{AX} - 12,37 \times 2,15 \times (x - \frac{2,15}{2}) - 16,83 \times \frac{(x-2,15)^2}{2} \quad \begin{cases} M(2,15) = 62,12 \text{ KN.m} \\ M(4,55) = 51,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 12,37 \times 2,15 - 16,83 \times (x - 2,15) \quad \begin{cases} T(2,15) = 15,59 \text{ KN} \\ T(4,55) = -24,80 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = 51,77/16,83 \rightarrow x = 3,07 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 69,34 \text{ KN.m}$$

**0 < x < 1,5**

$$M(x) = R_{BX} - 12,37 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,5) = 62,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_B - 12,37x \quad \begin{cases} T(0) = 43,35 \text{ KN} \\ T(1,5) = 24,80 \text{ KN} \end{cases}$$

**Donc :  $M_{\max} = 69,34 \text{ KN.m}$  et  $T_{\max} = 43,35 \text{ KN}$ .**

✚ **ELS :**

Avec la même méthode on obtient :

$$R_A = 31,42 \text{ KN} \quad R_B = 32,27 \text{ KN}$$

$$M_{s\max} = 51,61 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_{s\max} = 32,27 \text{ KN}$$

**III.4.6.2. Calcul des armatures longitudinales à ELU :**

On détermine les sections des armatures longitudinales en appui et en travée.

Avec :  $b = 1,00 \text{ m}$ ;  $h = 0,2 \text{ m}$ ;  $d = 0,18 \text{ m}$ ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ;  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ ;

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}; \mu_R = 0,392; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; M_{(travée)} = 58,93 \text{ KN.m}; M_{(appui)} = 34,67 \text{ KN.m}$$

➤ **En travée :**

$$M_u (travée) = 58,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{58,93 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,128 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,128}) = 0,171$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,168 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{58,93 \times 10^{-3}}{0,168 \times 348} = 10,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **En appui :**

$$M_u (\text{appui}) = 34,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{34,67 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,075 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc}=0$ ).

La section est à simple armature.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}) = 0,097$
- $z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,173 \text{ m}$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{34,67 \times 10^{-3}}{0,173 \times 348} = 5,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### III.4.6.3. Choix des armatures et les espacements :

Armatures longitudinales : D'après C.B.A.93, le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est donné par :

**-Condition non fragilité** :  $A_{st} \geq b \times d \times 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$  avec ( $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$ )

$A_{st} \geq 2,17\text{cm}^2$ .....**Condition vérifiée.**

**Tableau III.18** : Armatureur longitudinal et espacement adopté.

Position	Choix d'Armateur	
	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
<b>Travée</b>	7T14 = 10,78	10
<b>appui</b>	6T12 = 6,79	15

-Armatures de répartition :

D'après le B.A.E.L.91. La quantité d'armatures de répartition dans le cas où il y a que des charges réparties est au moins égale à  $A_{st}/4$

➤ En travée :  $A_r = 10,78/4 = 2,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$  → on prend  $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ En appui :  $A_r = 6,79/4 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$  → on prend  $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✚ **Vérification à ELS :**

D'après (C.B.A.93) : Les escaliers sont protégés (couverts), ils sont soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; h = 0,2 \text{ m}; d = 0,18 \text{ m}; d' = 0,02 \text{ m}; f_e = 400\text{MPa}; n = 15$$

➤ **En travée :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 10,78 (18-x) = 0$$

$$50x^2 + 161,7x - 2910,6 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 779,91 \rightarrow x = 6,18 \text{ cm.}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(6,18)^3}{3} + 15 \times 10,78 (18-6,18)^2 \rightarrow I = 30459,13 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{43,87 \times 10^{-3} (6,18) 10^{-2}}{30459,13 \times 10^{-8}} = 8,90 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appui :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 6,79 (18-x) = 0$$

$$50x^2 + 101,85x - 1833,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 614,03 \rightarrow x = 5,12 \text{ cm.}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(5,12)^3}{3} + 15 \times 6,79 (18-5,12)^2 \rightarrow I = 21370,27 \text{ cm}^4.$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{25,81 \times 10^{-3} (5,12) 10^{-2}}{21370,27 \times 10^{-8}} = 6,18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement :

D'après le (C.B.A.93) : La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivante:

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,04335}{1 \times 0,18} = 0,24 \text{ MPa} \quad \text{avec } T_u : \text{L'effort tranchant à ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  Condition vérifiée.

❖ Vérification de la nécessité d'armateurs transversales :

D'après le (C.B.A) et (BAEL), l'escalier ne nécessite aucune armature transversale si :

La contrainte tangentielle vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  donc : L'escalier ne nécessite aucune armature transversale.

III.4.7 Schéma de ferrailage :

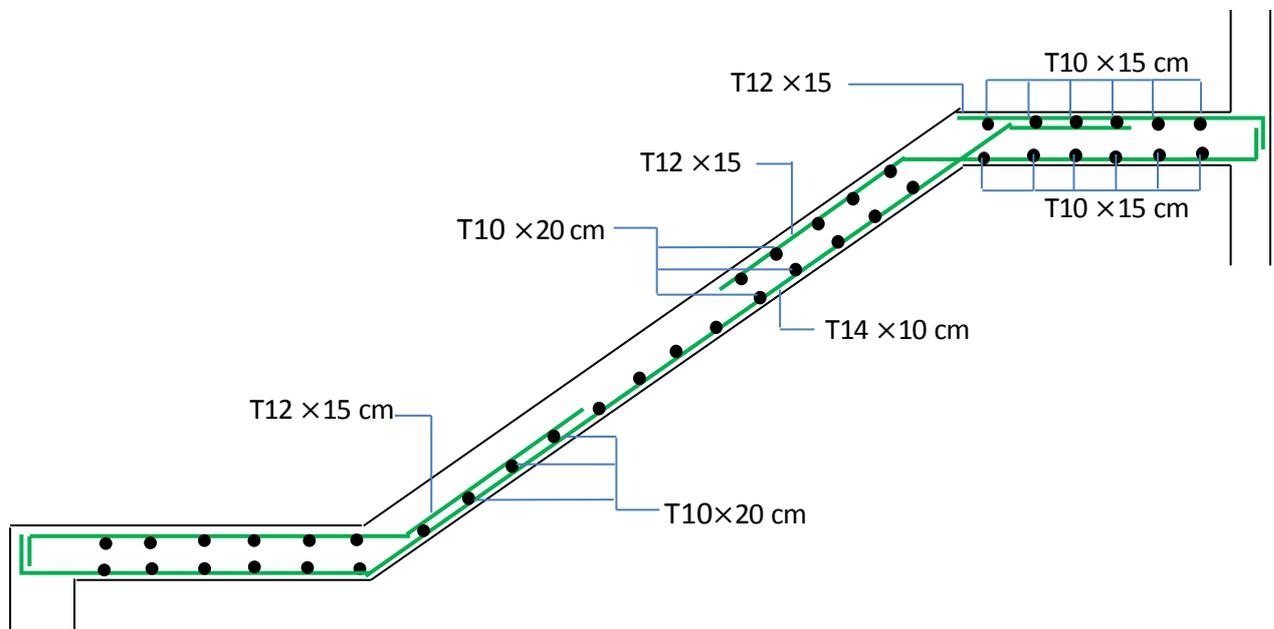


Figure III.17: Ferrailages longitudinaux et de répartition.

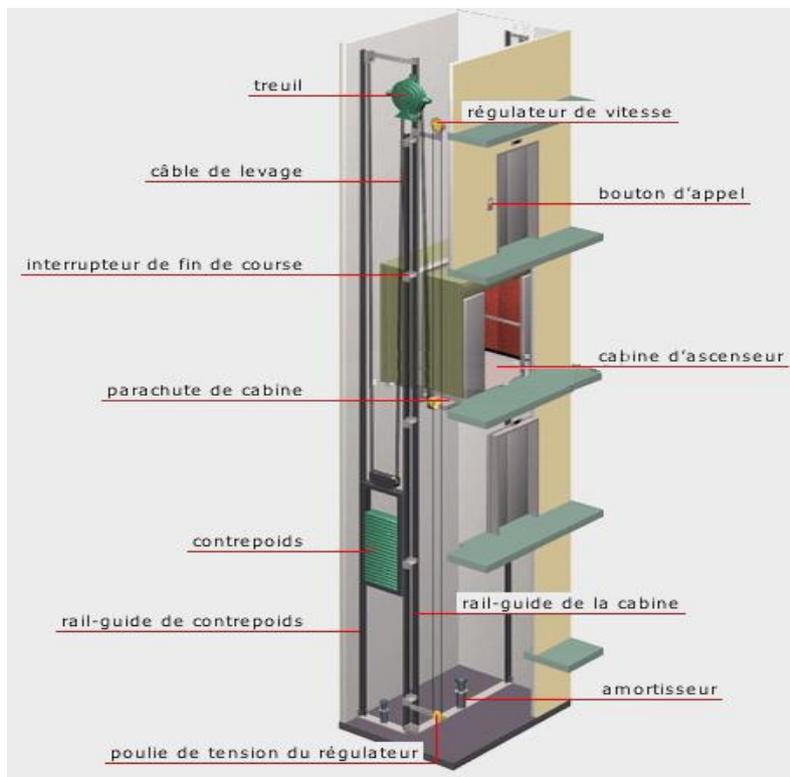
**Tableau III.19** : Ferrailage adopté dans les différentes types d'escaliers.

Type d'escalier	Armateur longitudinale (cm <sup>2</sup> )				Armateur de répartition (cm <sup>2</sup> )			
	Ast calculé		Ast Choisie		Ast calculé		Ast choisie	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
<b>Type1</b> (volée A,B,C,E)	10,07	5,75	7T14	6T12	2,69	1,69	4T10	4T10
<b>Type2 (Volée D)</b>	6,01	3,47	6T12	6T10	1,69	1,17	4T8	4T8

**III.5. L'ascenseur :**

**III.5.1. Introduction :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).



**Figure III-18** : Schéma d'un ascenseur.

### III.5.2. Caractéristiques de la machine :

Dans notre structure, nous avons choisi un ascenseur à traction à câbles, il est disponible dans le marché algérien, et il est constitué de :

- Une cabine : La cabine est l'habitacle dans lequel les usagers voyagent, elle est disposée sur un noyau d'ascenseur et glisse verticalement sur des câbles. La cabine à une capacité de huit personnes.
- Un contrepoids : Le contrepoids est une masse inerte (Acier) posée sur un étrier, il est utilisé pour contrebalancer le poids de la cabine. Le contrepoids facilite la manœuvre des charges lourdes dans la poulie.
- Une machine : La machine de l'ascenseur est constituée de plusieurs éléments : (Moteur ; Treuil ; Châssis ; Poulie ; Limiteur de vitesse ; Câbles ; Parachute...). La machine repose sur un châssis de quatre pieds de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$  /1pied.
- Accessoires : Y compris les armoires de commandes.

### III.5.3. Combinaisons des charges : D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$

ELS :  $G + Q$

### III.5.4. Charges et surcharges supportées par la dalle :

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée due à la machine.

#### III.5.4.1. Charge et surcharge de la machine :

D'après les normes européennes (EN 81-20 et EN 81-50) et d'après la fiche technique de l'ascenseur qu'on a choisi (GEARLESS.maGO), les charges et les surcharges de la machine sont résumées dans le tableau ci-dessous.

##### ➤ Charge d'exploitation :

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit(8) personnes. Alors le poids estimatif pour ce nombre de personnes est de 630kg. (**Q=630kg**)

➤ **Charge permanentes :**

**Tableau III.20 : Charges permanentes de la machine.**

Les composants	G <sub>(machines)</sub> (kg)
Moteur	300
Treuil	500
Châssis	100
Limiteur de vitesse	50
Cabine vide	700
Etrier	100
Câble	50
Accessoire	50
Contre poids	1017,50
	<b>Σ =2867,50</b>

➤ **Combinaison des charges de la machine :**

**ELU :**  $P_U = (1,35 \times 28,675) + (1,5 \times 6,35) = 48,24 \text{ KN/m}^2$

**ELS :**  $P_S = 28,675 + 6,35 = 35,025 \text{ KN/m}$

**III.5.4.2. Charge et surcharge de la dalle :**

➤ **Dimensionnement de la dalle :**

La dalle est appuyé sur leur pourtour avec : ( $L_x = 1,75 \text{ m}$ ) ; ( $L_y = 2,34 \text{ m}$ )

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2,34} = 0,75$$

$\alpha = 0,75 > 0,4 \rightarrow$  (La dalle portant dans les deux sens (x ,y)).

- $h \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow h \geq \frac{175}{40} \rightarrow h \geq 3,88 \rightarrow$  Selon la condition de résistance.
- $h \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$  Selon la condition de coupe-feu pendant 2 heures.
- $h \geq 15,00 \text{ cm} \rightarrow$  D'après C.B.A.93.

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de (20 cm), et on utilise un revêtement (Carrelage) pour que les conditions du poinçonnement doivent vérifiées.

➤ **Charges et surcharges de la dalle :**

**Tableau III.21 : Charges et surcharge de la dalle.**

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,03	0,60
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Dalle pleine en (B.A) 20cm	25	0,2	5,00
<b><math>\Sigma=6,60</math></b>			

- charge permanente (poids propre) → **G=6,60 KN/m<sup>2</sup>.**
- Charge d'exploitation (Réparation et travaux d'entretien) → **Q=1KN/m<sup>2</sup>.**

➤ **Combinaison des charges de la dalle :**

**ELU :**  $P'_{U} = (1,35 \times 6,60) + (1,5 \times 1,00) = 10,41 \text{ KN/m}^2$

**ELS :**  $P'_{s} = 6,60 + 1,00 = 7,60 \text{ KN/m}^2$

**III.5.5. Moments fléchissant :**

**III.5.5.1. Sous la charge répartie :** D'après C.B.A.93 :

Avec : ( $L_x = 1,75\text{m}$ ) ; ( $L_y = 2,34 \text{ m}$ ) ; ( $P_{U1} = 10,41 \text{ KN/m}^2$ ) ; ( $P_{s1} = 7,60 \text{ KN/m}^2$ ).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2,34} = 0,75 > 0,4 \rightarrow \text{(La dalle portant dans les deux sens (x,y)).}$$

D'après l'ANNEXE 1 de C.B.A.93 : Pour la valeur de ( $\alpha = 0,75$ ), on adopte :

**Tableau III-22 : les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$**

$\alpha$	ELU ( $\nu=0$ )		ELS ( $\nu=0,2$ )	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,75	0,062	0,509	0,068	0,643

❖ **Calcul à ELU :**

Sens (x-x) :  $M_{xu'} = \mu_x \times P_{U1} \times (L_x)^2 = 0,062 \times 10,41 \times (1,75)^2 = 1,98 \text{ KN.m}$

Sens (y-y) :  $M_{yu'} = \mu_y \times M_{xu1} = 0,509 \times 1,98 = 1,01 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul à ELS :**

Sens (x-x) :  $M_{xs'} = \mu_x \times P_{s1} \times (L_x)^2 = 0,068 \times 7,60 \times (1,75)^2 = 1,58 \text{ KN.m}$

Sens (y-y) :  $M_{ys'} = \mu_y \times M_{xs1} = 0,643 \times 1,58 = 1,02 \text{ KN.m}$

III.5.5.2. Sous la charge concentrée :

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise l'une des méthodes PIGEAU qui nécessite le calcul de la zone d'impact.

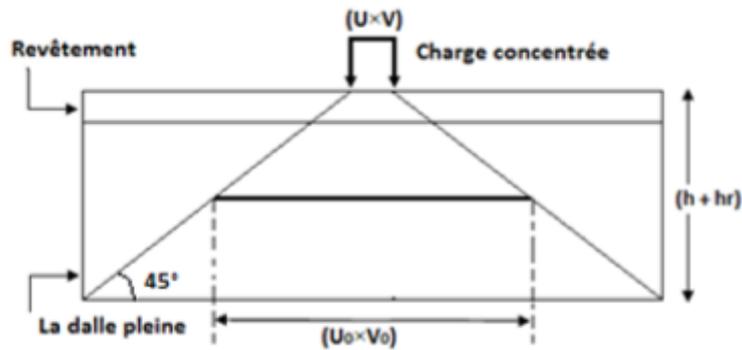


Figure III.19 : Zone d'impact.

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :

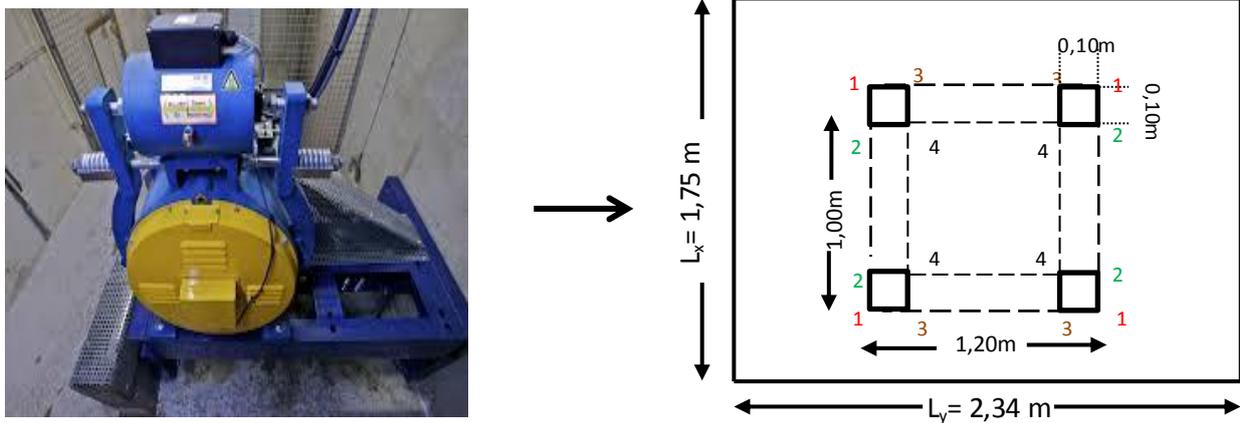
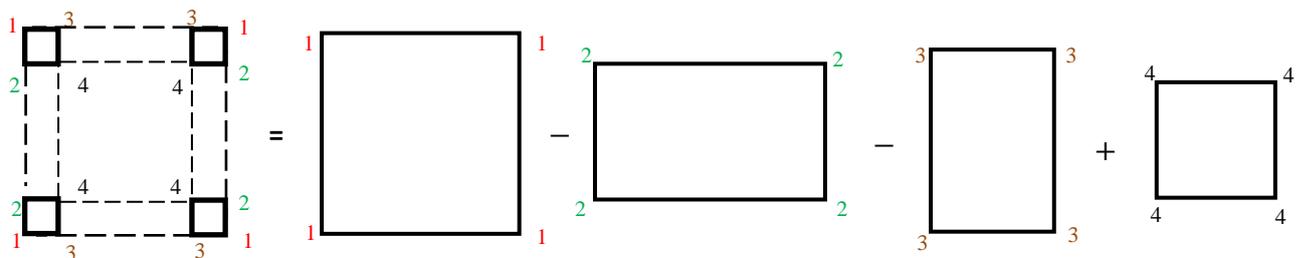


Figure III.20 : Dimensions de la charge concentrée.

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4)

La valeur du moment fléchissant devient :



$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} \quad \text{et} \quad M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}$$

**-Exemple de calcul:** On prend comme exemple de calcul le panneau (1.1).

❖ **ELU :** (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h<sub>(La dalle)</sub> = 0,20 m) ; (h<sub>(Revêtement)</sub> = 0,05 m)

Pu (La machine) = 48,24 KN / S<sub>(4 Pieds)</sub> → (Charge répartie).

S<sub>(4 Pieds)</sub> = (4 × 0,1 × 0,1) = 0,04 m<sup>2</sup>

$$Pu \text{ (La machine)} = \frac{48,24}{0,04} = 1206 \text{ KN/m}^2$$

U<sub>0</sub> = U + h<sub>(La dalle)</sub> + 1,5 × h<sub>(Revêtement)</sub> → Cas d'un revêtement souple.

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

V<sub>0</sub> = V + h<sub>(La dalle)</sub> + 1,5 h<sub>(Revêtement)</sub> → Cas d'un revêtement souple.

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,00} = 0,9$  → On utilise l'abaque 9 pour la détermination des moments (M<sub>1</sub> ; M<sub>2</sub>)

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,275}{1,80} = 0,71 \rightarrow \{ M_1 = 7,1 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$\frac{U_0}{L_y} = \frac{1,475}{2,00} = 0,74 \rightarrow \{ M_2 = 5,5 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 0 \text{ à (ELU)}$$

$$Pu_1 = Pu \text{ (machine)} \times U \times V = 1206 \times 1,00 \times 1,20 = 1447,20 \text{ KN}$$

$$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times Pu = 0,071 \times 1447,20 = 102,7512 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times Pu = 0,055 \times 1447,20 = 79,596 \text{ KN.m}$$

❖ **ELS :** (U = 1,00 m) ; (V = 1,20 m) ; (h<sub>(La dalle)</sub> = 0,20 m) ; (h<sub>(Revêtement)</sub> = 0,05)

Ps (La machine) = 35,025 KN / S<sub>(4 Pieds)</sub> → (Charge répartie)

S<sub>(4 Pieds)</sub> = (4 × 0,1 × 0,1) = 0,04 m<sup>2</sup>

$$Ps \text{ (La machine)} = \frac{35,025}{0,04} = 875,625 \text{ KN/m}^2$$

$$U_0 = 1,00 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,275 \text{ m}$$

$$V_0 = 1,20 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 1,475 \text{ m}$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,275}{1,80} = 0,71 \rightarrow \{ M_1 = 7,1 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 2 \text{ à (ELS)}$$

$$\frac{U_0}{L_y} = \frac{1,475}{2,00} = 0,74 \rightarrow \{ M_2 = 5,5 \times 10^{-2} \} \text{ et } v = 2 \text{ à (ELU)}$$

$$Ps_1 = Ps \text{ (machine)} \times U \times V = 875,625 \times 1,00 \times 1,20 = 1050,75 \text{ KN}$$

$$M_{xs1} = (M_1 + v \times M_2) \times Ps = (0,071 + (0,2 \times 0,055)) \times 1050,75 = 86,1615 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = (M_2 + v \times M_1) \times Ps = (0,055 + (0,2 \times 0,071)) \times 1050,75 = 72,712 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

**Tableau III.23 : Résultats de calcul.**

panneau	U (m)	V (m)	U <sub>0</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m)	U <sub>0</sub> /L <sub>X</sub>	V <sub>0</sub> /L <sub>Y</sub>
(1-1)	1,00	1,20	1,275	1,475	0,71	0,74
(2-2)	0,80	1,20	1,075	1,475	0,60	0,74
(3-3)	1,00	1,00	1,275	1,275	0,71	0,64
(4-4)	0,80	1,00	1,075	1,275	0,60	0,64

Panneau	M <sub>1</sub> ×10 <sup>-2</sup>	M <sub>2</sub> ×10 <sup>-2</sup>	ELU			ELS		
			P <sub>ui</sub> (KN)	M <sub>xi</sub> (KN.m)	M <sub>yi</sub> (KN.m)	P <sub>si</sub> (KN)	M <sub>xi</sub> (KN.m)	M <sub>yi</sub> (KN.m)
(1-1)	0,071	0,055	1447,2	102,751	79,596	1050,75	86,162	72,712
(2-2)	0,078	0,057	1157,76	90,305	65,992	840,60	75,15	61,028
(3-3)	0,075	0,06	1206	90,45	72,36	875,625	76,179	65,672
(4-4)	0,085	0,065	964,8	82,01	62,712	700,5	68,65	57,441

**ELU:**  $M_{xu} = M_{xu1} - M_{xu2} - M_{xu3} + M_{xu4} = 102,751 - 90,305 - 90,45 + 82,008 = 4,004 \text{ KN.m}$

$M_{yu} = M_{yu1} - M_{yu2} - M_{yu3} + M_{yu4} = 79,596 - 65,992 - 72,36 + 62,712 = 3,956 \text{ KN.m}$

**ELS:**  $M_{xs} = M_{xs1} - M_{xs2} - M_{xs3} + M_{xs4} = 86,162 - 75,15 - 76,179 + 68,649 = 3,482 \text{ KN.m}$

$M_{ys} = M_{ys1} - M_{ys2} - M_{ys3} + M_{ys4} = 72,712 - 61,028 - 65,672 + 57,441 = 3,453 \text{ KN.m}$

**III.5.5.3. Superposition des moments fléchissant :**

La dalle est soumise à deux types de chargement, donc on fait une superposition des moments fléchissant.

**ELU :**

$M_{XU} = M_{xu'} + M_{xu} = 1,98 + 4,004 = 5,984 \text{ KN.m}$

$M_{YU} = M_{yu'} + M_{yu} = 1,01 + 3,956 = 4,966 \text{ KN.m}$

**ELS :**

$M_{XS} = M_{xs'} + M_{xs} = 1,58 + 3,482 = 5,062 \text{ KN.m}$

$M_{YS} = M_{ys'} + M_{ys} = 1,02 + 3,453 = 4,473 \text{ KN.m}$

**III.5.5.4. Calcul des moments fléchissant réels:**

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$$

❖ **ELU :**

Sens (x-x) :  $M_{XU} = 5,984 \text{ KN.m}$

Moment en appui :  $M_{w,e}^x \geq (0,5 \times 5,984)$  On prend :  $M_{w,e}^x = 3,00 \text{ KN.m}$

Moment en travée :  $M_t^x \geq (0,85 \times 5,984)$  On prend :  $M_t^x = 5,08 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de la condition :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 5,08 + \frac{3,00 + 3,00}{2} \geq 1,25 \times 5,984$$

➔  $8,08 \geq 7,48$  ➔ **Condition vérifiée.**

Sens (y-y) :  $M_{YU} = 4,966 \text{ KN.m}$

Moment en appui :  $M_{w,e}^y \geq 2,48$  On prend:  $M_{w,e}^y = 2,50 \text{ KN.m}$

Moment en travée :  $M_t^y \geq 4,22$  On prend :  $M_t^y = 4,30 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de la condition :**

$$4,30 + \frac{2,50 + 2,50}{2} \geq 1,25 \times 4,966 \rightarrow 6,80 \geq 6,20 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **ELS :**

Sens (x-x) :  $M_{XS} = 5,062 \text{ KN.m}$

Moment en appui :  $M_{w,e}^x \geq (0,5 \times 5,062)$  On prend :  $M_{w,e}^x = 2,55 \text{ KN.m}$

Moment en travée :  $M_t^x \geq (0,85 \times 5,062)$  On prend :  $M_t^x = 4,30 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de la condition :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x \rightarrow 4,30 + \frac{2,55 + 2,55}{2} \geq 1,25 \times 5,062$$

➔  $6,85 \geq 6,32$  ➔ **Condition vérifiée.**

Sens (y-y) :  $M_{YS} = 4,473 \text{ KN.m}$

Moment en appui :  $M_{w,e}^y \geq 2,24$  On prend:  $M_{w,e}^y = 2,25 \text{ KN.m}$

Moment en travée :  $M_t^y \geq 3,79$  On prend :  $M_t^y = 3,80 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification de la condition :**

$$3,80 + \frac{2,25 + 2,25}{2} \geq 1,25 \times 4,473 \rightarrow 6,05 \geq 5,59 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Tableau III.24** : Moment fléchissant de la dalle pleine.

Sens	ELU		ELS	
	$M_{(Travée)}(\text{KN.m})$	$M_{(Appui)}(\text{KN.m})$	$M_{(Travée)}(\text{KN.m})$	$M_{(Appui)}(\text{KN.m})$
<b>x-x</b>	5,08	3,00	4,30	2,55
<b>y-y</b>	4,30	2,55	3,80	2,25

**III.5.6. Armatures longitudinales :** D'après le C.B.A.93 :

Les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant, On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures.

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{st} \geq (0,23 \times 1 \times 0,18 \times 2,10 / 400) \rightarrow A_{st} \geq 2,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0,08 \% B \text{ (HA)} \rightarrow A_{st} \geq 0,08 \% (1 \times 0,2) \rightarrow A_{st} \geq 1,60 \text{ cm}^2$$

**III.5.6.1. Calcul du ferrailage :** On calcul pour une bande de 1ml

Avec : (b = 1,00 ml) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,9 × 0,2 = 0,18 m) ; (f<sub>c28</sub> = 25 MPa)

(F<sub>e</sub> = 400 MPa) ; (σ<sub>st</sub> = 348 MPa) ; (f<sub>bc</sub> = 14,17 MPa) ; (μ<sub>R</sub> = 0,392)

➤ **En travée (Sens x-x) :**

$$\mu_u = \frac{5,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{section simple armature (Asc = 0)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,011)}) = 0,014$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,08 \times 10^{-3}}{0,18 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **En appui (Sens x-x) :**

$$\mu_u = \frac{3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0065 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{section simple armature (Asc = 0)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0065)}) = 0,0082$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,179$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{z \times \sigma_{st}} = \frac{3 \times 10^{-3}}{0,179 \times 348} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**III.5.6.2. Choix de ferrailage :**

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.25 :** Récapitulation des résultats de ferrailage.

Sens	Calculé		Adopté	
	Ast (Appui) (cm <sup>2</sup> )/ml	Ast (Travée) (cm <sup>2</sup> )/ml	Ast (Appui) (cm <sup>2</sup> )/ml	Ast (Travée) (cm <sup>2</sup> )/ml
<b>x-x</b>	0,48	0,81	T10×20=4,71/ml	T10×20=4,71/ml
<b>y-y</b>	0,44	0,78	T10×20=4,71/ml	T10×20=4,71/ml

**III.5.6.3. Calcul des espacements : D'après le C.B.A.93 :**

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

**Tableau III.26 : Récapitulation des espacements.**

direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
x-x	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	cv
y-y	20cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	cv

**III.5.7. Vérification à l'ELS: D'après (C.B.A.93) :**

Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Même ferrailage adopté en appui et en travée, (x ; y) restent constants.

Avec : (b = 1 m) ; (h = 0,20 m) ; (d = 0,18 m) ; (d' = 0,02 m) ; (Fe=400MPa) ; (n = 15)

❖ **Position de l'axe neutre :** (Asc = 0) ; Ast = 6T10/ml = 4,71 cm<sup>2</sup>/ml

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d-x) = 0$$

$$50 x^2 + 70,65 x - 1271,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 509,24 \rightarrow x = 4,38 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times Ast \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,38^3}{3} + (15) \times (4,71) \times (18 - 4,38)^2 \rightarrow I = 15906,81 \text{ cm}^4$$

❖ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I}$$

**Tableau III.27 : Les contraintes dans le béton.**

	Travai	Appui		
Sens	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
x-x	1,13	0,66	15	CV
y-y	1,08	0,64	15	CV

**III.5.8. Vérification au poinçonnement :**

Le Châssis est posé (appuyé) sur quatre appuis, risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

La charge totale ultime de la machine est de (48,24 KN).

La charge appliquée sur chaque appui est :  $Q_u = \frac{48,24}{4} = 12,06 \text{ KN}$

Le règlement C.B.A.93 exige la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} \gamma_b$$

Avec : ( $h_{\text{(Dalle)}} = 0,20 \text{ m}$ ) ; ( $h_{\text{(Revêtement)}} = 0,05 \text{ m}$ ) ; ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ) ; ( $\gamma_b = 1,50$ )

$P_c$  : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

(U ; V) : Dimensions du pied de châssis ( $0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$ )

$$U_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375 \text{ m}$$

$$V_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375 \text{ m}$$

$$P_c = 2 \times (U_0 + V_0) = 2 \times (0,375 + 0,375) = 1,50 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} \gamma_b \rightarrow 12,06 \leq 0,045 \times 1,50 \times 0,20 \times \frac{25000}{1,5} \rightarrow 12,06 \leq 225$$

Donc: Le risque de poinçonnement n'existe pas.

### III.5.9. Vérification de la nécessité d'armatures transversales :

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifiée :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

#### III.5.9.1. Calcul de la contrainte admissible : D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

#### III.5.9.2. Calcul de l'effort tranchant: D'après (B.A.E.L):

Lorsqu'agissent simultanément des charges réparties et des charges concentrées, on admet :

$$(V_X = V_x + V_a) \text{ et } (V_Y = V_y + V_b)$$

Avec : ( $V_x ; V_y$ ) : Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

( $V_a ; V_b$ ) : Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = 0,75 > 0,4$$

#### ❖ Charge répartie :

$$V_x = \frac{p'_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{10,41 \times 1,75}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,75}{2}} = 6,62 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p'_u \times L_x}{3} = \frac{10,41 \times 1,75}{3} = 6,07 \text{ KN} < V_x$$

❖ **Charge concentrée :**

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$V_a = \frac{P}{2b+a} \quad \text{et} \quad V_b = \frac{P}{3b} \leq V_a$$

Nous avons quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant est donné par la formule suivante :  $V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$  et  $V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$

$$V_{1a} = \frac{1206 \times 1,2 \times 1,2}{(2 \times 1,20) + 1} = 510,78 \text{ KN}$$

$$V_{2a} = \frac{1206 \times 1,2 \times 0,8}{(2 \times 1,20) + 0,8} = 361,80 \text{ KN}$$

$$V_{3a} = \frac{1206 \times 1 \times 1}{(2 \times 1) + 1} = 402 \text{ KN}$$

$$V_{4a} = \frac{1206 \times 1 \times 0,8}{(2 \times 1) + 0,8} = 344,57 \text{ KN}$$

$$V_a = 510,78 - 361,80 - 402 + 344,57 = \mathbf{91,55 \text{ KN}}$$

$$V_{1b} = \frac{1206 \times 1,2 \times 1,2}{(3 \times 1,20)} = 482,4 \text{ KN} \leq V_{1a}$$

$$V_{2b} = \frac{1206 \times 1,2 \times 0,8}{(3 \times 1,20)} = 321,6 \text{ KN} \leq V_{2a}$$

$$V_{3b} = \frac{1206 \times 1 \times 1}{(3 \times 1)} = 402 \text{ KN} = V_{3a}$$

$$V_{4b} = \frac{1206 \times 1 \times 0,8}{(3 \times 1)} = 321,60 \text{ KN} \leq V_{4a}$$

$$V_b = 482,4 - 321,6 - 402 + 321,60 = \mathbf{80,40 \text{ KN}}$$

**III.5.9.3. Superposition des efforts tranchants:**

$$V_X = V_x + V_a = 6,62 + 91,55 = 98,17 \text{ KN}$$

$$V_Y = V_y + V_b = 6,07 + 80,40 = 86,67 \text{ KN}$$

**III.5.9.4. La contrainte tangente :**

Avec : (b = 1ml) ; (d = 0,9h = 0,18 m)

$$\tau_{ua} = \frac{98,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,5454 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_{ub} = \frac{86,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,4815 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.10. Schéma de ferrailage :

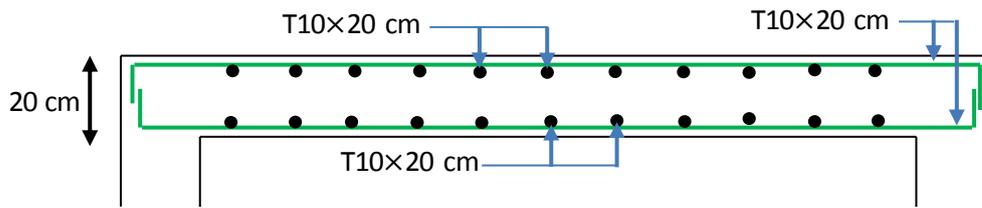


Figure III.21 : Ferrailage de la dalle machine

# Chapitre IV :

## ETUDE DYNAMIQUE

### IV.1. Introduction :

Le nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire en provoquant des dégâts importants (matériels et humains), pour cela, pour une ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure d'une rigidité, résistance et d'une ductilité suffisante pour limiter les dommages face à un séisme modéré, relativement fréquent, pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement.

### IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit en suite dans un programme de calcul dynamique, ce qui permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

### IV.3. Les méthodes de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de trois méthodes :

#### IV.3.1. Méthode statique équivalente:

Dans cette méthode, le RPA99/ V2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA99/V2003 (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

#### IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

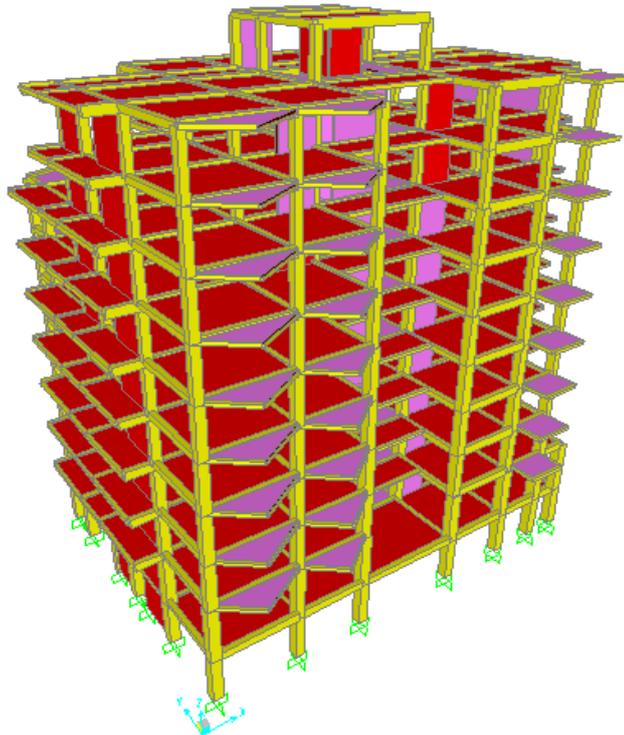
#### IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

**IV.4. Modélisation de la structure :**

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastré à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est le SAP2000/V14 pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.



**Figure IV.1** Modélisation de la structure.

**IV.5. Choix de la méthode de calcul :**

Pour le choix de la méthode à utilisée, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/V2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99/V2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99/V2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{(\text{dynamique})} \geq 80\% V_{(\text{statique})}$$

Avec :

$V_{(dynamique)}$  : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$V_{(statique)}$  : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

#### IV.5.1. Méthode statique équivalente:

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/V2003, l'effort sismique équivalent ( $V$ ) appliqué à la base de la structure dans les deux directions ( $x,y$ ) est donné par la formule suivante :

$$V_{(statique)} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Tel que :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$Q$  : Facteur de qualité.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$W$  : Poids total de la structure.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

##### ❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

{ Ouvrages courants ou d'importance moyenne: → Groupe d'usage (2)  
 { D'après la classification sismique des wilayas : Tlemcen → Zone(I)

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient :  $A = 0,1$  (Tableau 4-1 RPA99 /V2003).

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

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé, donc :  $R = 4$ . (Tableau 4-3 RPA99/V2003)

##### ❖ Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

Ou ( $\xi$ ) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on a des portiques en béton armé dense  $\rightarrow \xi=7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,88 > 0,7 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du RPA99/V2003.

Selon le rapport géotechnique notre site est ferme (S2) donc du tableau (4.7)  $\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$

$T$  : la période fondamentale de la structure donnée par la formule suivant :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$T = \min \left( C_T \cdot h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\rightarrow h_N = 33,76 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

**Tableau IV.1 : Coefficient  $C_T$ .**

Système de contreventement	$C_T$
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,05

$D$  : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée,

$$D_X : \text{Dimension du bâtiment suivant (X)} \rightarrow D_X = 25,10 \text{ m}$$

$$D_Y : \text{Dimension du bâtiment suivant (Y)} \rightarrow D_Y = 20,27 \text{ m}$$

**-Sens- x :**

$$T_{(x)} = \min \left( 0,05 \times 33,76^{3/4} ; \frac{0,09 \times 33,76}{\sqrt{25,10}} \right)$$

$$T_{(x)} = \min (0,70 ; 0,61) \rightarrow T_{(x)} = 0,61 \text{ s}$$

**- Sens-y :**

$$T_{(Y)} = \min \left( 0,05 \times 33,76^{3/4} ; \frac{0,09 \times 33,76}{\sqrt{20,27}} \right)$$

$$T_{(Y)} = \min (0,7 ; 0,67) \rightarrow T_{(Y)} = 0,67s$$

**Remarque :**

**Tableau IV.2 :** Période choisie pour le calcul du (D).

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est:
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3 T_{empirique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

La période de vibration ne doit pas dépasser 30% de la période calculée par la formule empirique (Art (4.2.4)) :

Avec :  $T_{analytique} = 1,03 s$

$$T_{(analytique)} = 1,03 s \geq 1,3 T_{(x empirique)} = 0,793 s \rightarrow T_{(x majoré)} = 1,3 \times 0,61 = 0,793 s$$

$$T_{(analytique)} = 1,03s \geq 1,3 T_{(y empirique)} = 0,871 s \rightarrow T_{(Y majoré)} = 1,3 \times 0,67 = 0,871 s$$

Donc :

➤ **Suivant le sens x :**  $T_{(x majoré)} = 0,793 s$

On a  $0,4s \leq T \leq 3,0s$  :

$$D_x = 2,5 \times 0,88 \times \left( \frac{0,4}{0,793} \right)^{2/3} = 1,39$$

$$D_x = 1,39$$

➤ **Suivant le sens y :**  $T_{(Y majoré)} = 0,871 s$

On a  $0,4 s \leq T \leq 3,0s$  :

$$D_y = 2,5 \times 0,88 \times \left( \frac{0,4}{0,871} \right)^{2/3} = 1,31$$

$$D_y = 1,31$$

**❖ Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Avec :

$Pq$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

**Tableau IV.3 : Les critères de qualité (q) :**

Critères	Q	
	Sens x	Sens y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q_{(x)} = 1 + \sum_1^6 Pq_x = 1 + (0,05+0,05+0,05) \quad \rightarrow \quad Q_{(x)} = 1,15$$

$$Q_{(y)} = 1 + \sum_1^6 Pq_y = 1 + (0,05+0,05+0,05) \quad \rightarrow \quad Q_{(y)} = 1,15$$

**❖ Poids total de la structure(W) :**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, ( $\beta= 0,2$ ) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

**V.5.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**

**V.5.2.1. Disposition des voiles :**

La période de la structure est déterminée après la modélisation de la structure sur logiciel de calcul SAP2000. Cette période doit être inférieure ou égale à  $T=0,871$  s.

La structure modélisée par le logiciel SAP2000 a été renforcée par des voiles pour chaque position et après Chaque changement de la longueur des voiles ou bien carrément de ces positions, on note la valeur de la période propre. Plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés et on a opté pour la disposition qui suit :

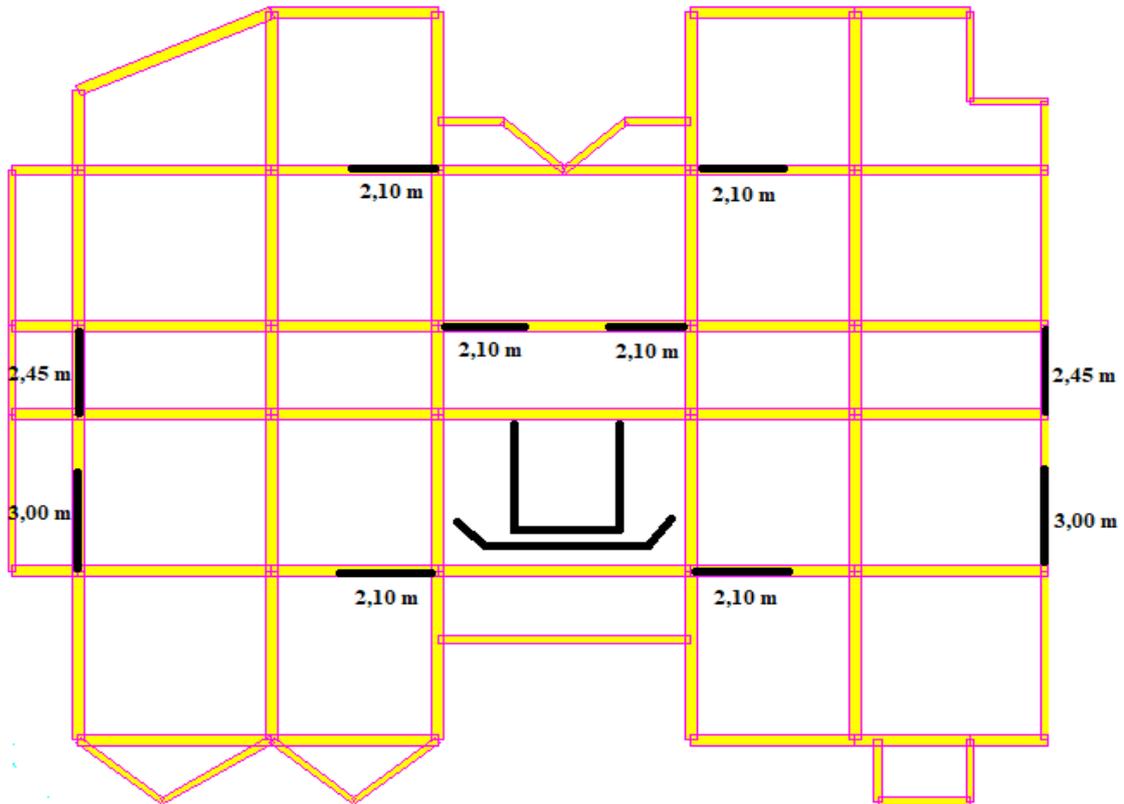


Figure IV.2 : disposition des voiles.

Les poids de la structure ont été calculés par le logiciel SAP2000, ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Poids des différents niveaux.

Niveau	Poids (tonnes)	Hauteur (m)
Sous-sol	628,755	2,88
RDC	576,136	6,45
1	528,482	9,51
2	515,370	12,57
3	507,998	15,63
4	507,069	18,69
5	495,494	21,75
6	484,533	24,81
7	379,245	27,87
8	353,019	30,93
Buanderie	49,534	33,76

Le poids total de la structure :  $W_T=5025,635 \text{ t}$

**IV.5.2.2. Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :**

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W_T}{R} = \frac{0,1 \times 1,39 \times 1,15 \times 5025,635}{4} \rightarrow V_x = 2008,369 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y \times W_T}{R} = \frac{0,1 \times 1,31 \times 1,15 \times 5025,635}{4} \rightarrow V_y = 1892,779 \text{ KN}$$

**IV.5.2.3. Détermination de la force sismique de chaque niveau :**

La force sismique totale (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule

(4-11 du RPA99/ V2003) : 
$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

$F_t$  : La force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0,07 \times T \times V \text{ (} F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s \text{)}$$

On a :

$$T_x > 0,7s \rightarrow F_{tx} = 0,07 \times 0,793 \times 2008,369 = 111,484 \text{ KN}$$

$$T_y < 0,7s \rightarrow F_{ty} = 0$$

**Tableau V.5 : La force sismique de chaque niveau.**

Niveau	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)
Sous-sol	42,719	42,627
RDC	87,666	87,476
1	118,565	118,309
2	152,827	152,497
3	187,313	186,907
4	223,575	223,091
5	254,240	253,690
6	283,594	282,980
7	249,347	248,807
8	257,587	257,029
Buanderie	39,451	39,365

**IV.5.2.4. Période et participation massique :**

Il faudra que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.

**Tableau V.6 :** Période et masses modales de la structure.

Mode	Période (s)	Ux (%)	Uy(%)	Sum Ux(%)	Sum Uy(%)
1	0,861426	0,000055	0,68579	0,000055	0,68579
2	0,69122	0,6974	0,00012	0,69746	0,68592
3	0,637667	0,01512	0,00052	0,71258	0,68644
4	0,245902	1,205E-07	0,15485	0,71258	0,84129
5	0,209911	0,13842	0,000009311	0,851	0,8413
6	0,186554	0,00134	0,00075	0,85235	0,84206
7	0,115886	0,000026	0,06097	0,85237	0,90303
8	0,104161	0,05353	0,00009855	0,90591	0,90313

D'après les résultats de SAP2000 on constate que :

- La période dynamique  $T_1=0,861s$ , par contre  $1,3T_{empirique} = 0,871s$ .  
Donc : la condition du RPA99/V2003 est vérifiée :  $T_1=0,861s < 1,3T_{empirique}=0,871s$
- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy').
- Le 2eme est une translation suivant l'axe (xx').
- Et le 3eme mode de torsions.

**IV.5.2.5. Spectre de réponse de calcul :**

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant (art 4-13 du RPA 99/V2003) :

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \left(2,5n \left(\frac{Q}{R}\right) - 1\right)\right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{3/5} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/V2003 :

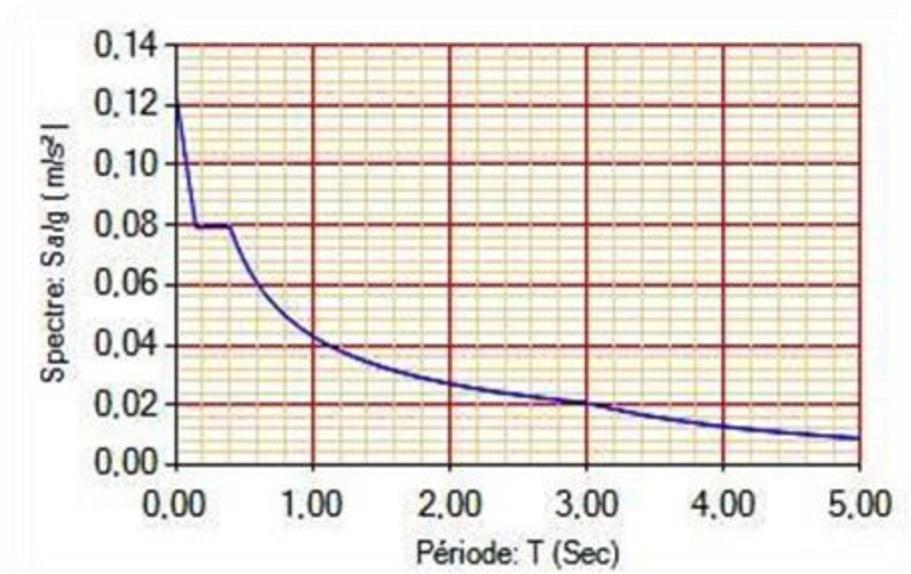


Figure IV.3 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE).

❖ **Résultante des forces sismique de calcul:**

Après l'analyse modale par logiciel (Sap2000), on a obtenu les résultats suivants :

Les efforts tranchants à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales suivant les axes (x ; y)

$$V_{(x) \text{ Dynamique}} = 2276,055\text{KN}$$

$$V_{(y) \text{ Dynamique}} = 2020,452\text{KN}$$

**IV.6.Vérification du coefficient de comportement R :**

Pour un système portiques contreventés par des voiles en béton armé  $R=4$ , on doit vérifier la condition suivant :

$$\frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{global}}} \leq 100\%$$

$V_{\text{global}}$  : L'effort tranchant de la structure global.

$V_{\text{voiles}}$  : L'effort tranchant des voiles.

Du SAP2000 :

➤ **Sens -x- :**

$$V_{x \text{ global}} = 1896,884 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ voiles}} = 1408,628\text{KN}$$

$$\frac{1408,628}{1896,884} = 0,74 \rightarrow 74 \% < 100\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens -y- :**

$$V_{Y \text{ global}}=1892,778 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ voiles}}=1549,960 \text{ KN}$$

$$\frac{1549,960}{1892,778} = 0,82 \rightarrow 82\% < 100\% \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées suivant les deux directions x et y. Donc on garde le coefficient de comportement  $R=4$ .

**IV.7. Justification de l'effort normal réduit :**

D'après les règles de RPA99/V2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/V2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0,30$$

Avec :

$N_d$  : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

$B$  : La section transversale des poteaux

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.7 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.**

Niveaux	B (m <sup>2</sup> )	N <sub>d(max)</sub> (MN)	v	Remarque
Sous-sol	0,36	2,538	0,282	Vérifiée
RDC	0,36	2,258	0,251	Vérifiée
1	0,3025	1,975	0,26	Vérifiée
2	0,3025	1,711	0,232	Vérifiée
3	0,25	1,449	0,209	Vérifiée
4	0,25	1,196	0,192	Vérifiée
5	0,2025	0,946	0,186	Vérifiée
6	0,2025	0,702	0,138	Vérifiée
7	0,16	0,458	0,114	Vérifiée
8	0,16	0,229	0,057	Vérifiée
Buanderie	0,16	0,107	0,027	Vérifiée

**IV.8.Vérification vis-à-vis des déformations : D'après le RPA99/Version2003**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

Avec :

$\delta_{(ek)}$  : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux sens (x,y) → (Les déplacements sont calculés par logiciel Sap2000)

$$\delta_{(k)} = \delta_{(ek)} \times R$$

R : Coefficient de comportement (R = 4)

$\Delta_{(k)}$  : Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y)

$$\Delta_{(k)} = \delta_{(k)} - \delta_{(k-1)} \quad \rightarrow \quad \Delta_{(k)} \leq 1\% (he)$$

he : La hauteur de chaque niveau. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -x-**

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1%(he) (cm)	Observation
<b>Buanderie</b>	0,854	3,416	0,188	2,83	Vérifiée
<b>Etage 8</b>	0,807	3,228	0,252	3,06	Vérifiée
<b>Etage 7</b>	0,744	2,976	0,264	3,06	Vérifiée
<b>Etage 6</b>	0,678	2,712	0,320	3,06	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	0,598	2,392	0,360	3,06	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	0,508	2,032	0,388	3,06	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	0,411	1,644	0,408	3,06	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	0,309	1,236	0,404	3,06	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	0,208	0,832	0,372	3,06	Vérifiée
<b>RDC</b>	0,115	0,460	0,336	3,57	Vérifiée
<b>Sous-sol</b>	0,0309	0,124	0,124	2,88	Vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -y-

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1%(he) (cm)	Observation
Buanderie	1,451	5,804	-0,056	2,83	Vérifiée
Etage 8	1,465	5,86	0,564	3,06	Vérifiée
Etage 7	1,324	5,296	0,608	3,06	Vérifiée
Etage 6	1,172	4,688	0,648	3,06	Vérifiée
Etage 5	1,010	4,04	0,700	3,06	Vérifiée
Etage 4	0,835	3,34	0,712	3,06	Vérifiée
Etage 3	0,657	2,628	0,716	3,06	Vérifiée
Etage 2	0,478	1,912	0,664	0,06	Vérifiée
Etage 1	0,312	1,248	0,584	3,06	Vérifiée
RDC	0,166	0,664	0,492	3,57	Vérifiée
Sous-sol	0,043	0,172	0,172	2,88	Vérifiée

**IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dues aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_{(k)} = \frac{P_{(k)} \times \Delta_{(k)}}{V_{(k)} \times h_{(k)}} \leq 0,10$$

Mais : Si  $0,10 \leq \theta_{(k)} \leq 0,20 \rightarrow$  Amplifiant les effets de P-Delta de  $1 / (1 - \theta_k)$

Si  $\theta_{(k)} \geq 0,20 \rightarrow$  Structure instable et doit être redimensionnée

$p_{(k)}$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_{(k)} = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :  $W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes.  $\rightarrow$  (Déjà calculé).

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.  $\rightarrow$  (Déjà calculé).

$\beta$  : Coefficient de pondération, ( $\beta = 0,2$ ) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

$V_{(k)}$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k)  $\rightarrow$  ( $V_{(k)}$  est calculé par logiciel Sap2000).

$\Delta_{(k)}$  : Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y).  $\rightarrow$  (Déjà calculé).

$h_{(k)}$  : La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-).

Niveau	h <sub>(k)</sub> (cm)	P <sub>(k)</sub> (KN)	Sens -x-			Observation ≤ 0,10
			Δ <sub>(k)</sub> (cm)	V <sub>(k)</sub> (KN)	θ <sub>(k)</sub>	
Buanderie	283	495,34	0,188	39,451	0,0083	Vérifiée
Etage 8	306	4025,53	0,252	297,038	0,0111	Vérifiée
Etage 7	306	7817,98	0,264	546,385	0,0123	Vérifiée
Etage 6	306	12663,31	0,320	829,979	0,0159	Vérifiée
Etage 5	306	17618,25	0,360	1084,219	0,0191	Vérifiée
Etage 4	306	22688,94	0,388	1307,794	0,0219	Vérifiée
Etage 3	306	27768,92	0,408	1495,107	0,0247	Vérifiée
Etage 2	306	32922,62	0,404	1647,934	0,0263	Vérifiée
Etage 1	306	38207,44	0,372	1766,499	0,0262	Vérifiée
RDC	357	43968,80	0,336	1854,165	0,0223	Vérifiée
Sous-sol	288	50256,35	0,124	1896,884	0,0114	Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-).

Niveau	h <sub>(k)</sub> (cm)	P <sub>(k)</sub> (KN)	Sens -y-			Observation ≤ 0,10
			Δ <sub>(k)</sub> (cm)	V <sub>(k)</sub> (KN)	θ <sub>(k)</sub>	
Buanderie	283	495,34	0,056	39,365	0,0024	Vérifiée
Etage 8	306	4025,53	0,564	296,394	0,0250	Vérifiée
Etage 7	306	7817,98	0,608	545,201	0,0284	Vérifiée
Etage 6	306	12663,31	0,648	828,181	0,0323	Vérifiée
Etage 5	306	17618,25	0,700	1081,871	0,0372	Vérifiée
Etage 4	306	22688,94	0,712	1304,962	0,0404	Vérifiée
Etage 3	306	27768,92	0,716	1491,869	0,0435	Vérifiée
Etage 2	306	32922,62	0,664	1644,366	0,0434	Vérifiée
Etage 1	306	38207,44	0,584	1762,675	0,0413	Vérifiée
RDC	357	43968,80	0,492	1850,151	0,0327	Vérifiée
Sous-sol	288	50256,35	0,172	1892,779	0,0158	Vérifiée

**Remarque** : la condition est satisfaite, donc l'effet P-Delta n'a pas influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés.

**IV.10. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/V2003 :**

**IV.10.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :**

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/V2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{(dynamique)}$ , 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  $V_{(statique)}$ .

**Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces.**

Sens	V <sub>(statique)</sub> (KN)	0,8 V <sub>(statique)</sub> (KN)	V <sub>(dynamique)</sub> (KN)	V <sub>(dynamique)</sub> >0,8V <sub>(statique)</sub>
-x-	2008,369	1606,695	2276,055	Vérifiée
-y-	1892,779	1514,223	2020,452	Vérifiée

**IV.11. Justification de la largeur des joints sismiques :**

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare, dont les dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum de 4cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

D'après le RPA99V2003, La largeur minimale  $d_{(min)}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{(min)} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$(\delta_1 ; \delta_2)$  : Les déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Par manque de données, On considère que le déplacement de notre bloc est le même dans les blocs adjacent.

Avec :

$$(\delta_1 = 8,54 \text{ mm}) \text{ et } (\delta_2 = 14,65 \text{ mm})$$

$$dx_{(min)} = 15 \text{ mm} + (8,54 + 8,54) \text{ mm} = 32,08 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$dy_{(min)} = 15 \text{ mm} + (14,65 + 14,65) \text{ mm} = 44,30 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

Donc : on prend la largeur minimum exigé par RPA99 V2003; On prend une largeur de :

$$(d = 50 \text{ mm} = 5 \text{ cm})$$

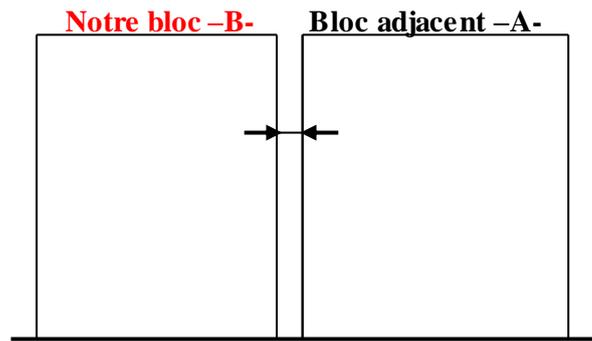


Figure IV.4 : La largeur minimum de joint sismique.

# Chapitre V :

## ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

**V.1.Introduction :**

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel SAP2000 qui permet la détermination des différents efforts internes.

**V.2.Etude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M).

**V.2.1.Combinaisons de calcul :**

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q(ELU) \\ G + Q \quad (ELS) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99/V2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

**V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :**

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max} \longrightarrow M_{correspondant}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant  $M_{max} \longrightarrow N_{correspondant}$

**Tableau V.1 Sollicitations maximales à ELU :**

Niveau	N (max) → M (correspondant)		M (max) → N (correspondant)	
	N (max) (MN)	M (corre) (MN.m)	M (max) (MN.m)	N (corre) (MN)
<b>Sous-sol et RDC</b>	2,5375	0,0277	0,0774	1,8916
<b>Etage 1et 2</b>	1,9771	0,0110	0,0446	0,8986
<b>Etage 3et 4</b>	1,4505	0,0161	0,0453	0,5233
<b>Etage 5et 6</b>	0,9465	0,01515	0,0666	0,1605
<b>Etage 7et 8</b>	0,4588	0,0133	0,0462	0,0902

**Tableau V.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E) :**

Niveau	N <sub>(max)</sub> → M <sub>(correspondant)</sub>		M <sub>(max)</sub> → N <sub>(correspondant)</sub>	
	N <sub>(max)</sub> (MN)	M <sub>(corre)</sub> (MN.m)	M <sub>(max)</sub> (MN.m)	N <sub>(corre)</sub> (MN)
<b>Sous-sol +RDC</b>	1,9204	0,0553	0,0697	0,1408
<b>Etage 1et 2</b>	1,5023	0,0234	0,0691	0,6533
<b>Etage 3et 4</b>	1,1015	0,0212	0,0653	0,4359
<b>Etage 5et 6</b>	0,7167	0,0177	0,0767	0,1416
<b>Etage 7et 8</b>	0,3461	0,0146	0,0451	0,0722

**Tableau V.3 : Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E) :**

Niveau	N <sub>(max)</sub> → M <sub>(correspondant)</sub>		M <sub>(max)</sub> → N <sub>(correspondant)</sub>	
	N <sub>(max)</sub> (MN)	M <sub>(corre)</sub> (MN.m)	M <sub>(max)</sub> (MN.m)	N <sub>(corre)</sub> (MN)
<b>Sous-sol +RDC</b>	1,34367	0,04317	0,05908	0,11368
<b>Etage 1et 2</b>	1,0692	0,02156	0,06377	0,03877
<b>Etage 3et 4</b>	1,05974	0,01164	0,03295	0,38365
<b>Etage 5et 6</b>	0,50959	0,01324	0,06226	0,09849
<b>Etage 7et 8</b>	0,24656	0,01055	0,03497	0,05368

**Tableau V.4 : Sollicitations maximales à ELS :**

Niveau	N <sub>(max)</sub> → M <sub>(correspondant)</sub>		M <sub>(max)</sub> → N <sub>(correspondant)</sub>	
	N <sub>(max)</sub> (MN)	M <sub>(corre)</sub> (MN.m)	M <sub>(max)</sub> (MN.m)	N <sub>(corre)</sub> (MN)
<b>Sous-sol +RDC</b>	1,8523	0,0205	0,0548	1,3809
<b>Etage 1et 2</b>	1,4445	0,0082	0,0324	0,6589
<b>Etage 3et 4</b>	1,0597	0,0116	0,0121	0,0133
<b>Etage 5et 6</b>	0,7836	0,0165	0,0582	0,2981
<b>Etage 7et 8</b>	0,3461	0,0148	0,0451	0,0722

V.2.3 Calcul du ferrailage :

V.2.3.1. Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/V2003 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :  
 $A_{\min} = 0,7\% \times \text{Section du béton (Zone I)}$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
 $A_{\max} = 3\% \times \text{Section du béton (Zone courante)}$   
 $A_{\max} = 6\% \times \text{Section du béton (Zone de recouvrement)}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I)
- La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

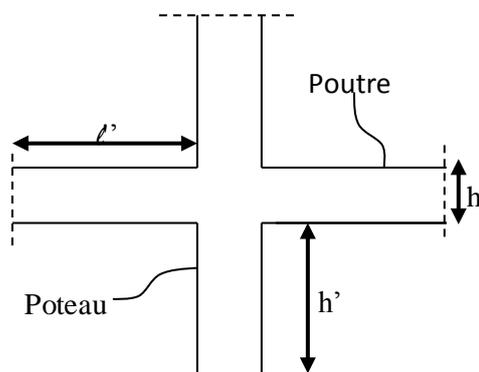


Figure V.1 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

**Poutre :**  $l' = 2 \times h$

Avec : h : Hauteur de la poutre

Tableau V.5 : La longueur de la zone nodale pour les poutres

poutres	
h (cm)	l' (cm)
45	90
35	70

**Poteau:**  $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

Avec :  $b_1; h_1$ : dimensions du poteau

$h_e$  : La hauteur de l'étage

**Tableau V.6 :** La longueur de la zone nodale pour les poteaux

poteaux		
(a=b) (cm)	he (cm)	h'(cm)
60	288	60
55	357	60
50	306	60
45	306	60
40	306	60

❖ **Calcul de ferrailage :**

Par les formules de la flexion composée on va calculer les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel.

On prendra comme un exemple de calcul :

- **Le poteau le plus sollicité du sous-sol à ELU :**

Avec :  $N_{(max)} ; M_{(correspondant)}$

**Tableau V.7 :** les sollicitations des poteaux ( $N_{max}, M_{cor}$ )

Sous-sol	$N_{(max)} \rightarrow M_{(correspondant)}$	
	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(correspondant)}$ (MN.m)
ELU	2,5375	0,0277

$a = b = 0,60 \text{ m} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$

$\gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ;$

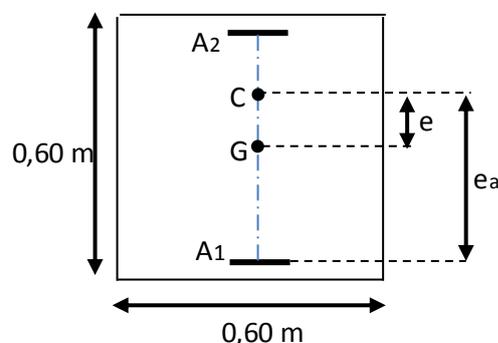
$(d = 0,54 \text{ m}) ; d' = 0,06 \text{ m} ; \mu_R = 0,392$

$N$  : Effort de compression, donc C sera en haut de G

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,0277}{2,5375} = 0,011 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,25 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 2,5375 \times 0,25 = 0,635 \text{ MN.m}$$



L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures et près du centre de gravité du béton, Il faut vérifier les conditions des domaines 4 et 5.

**- Les conditions des domaines -4- sont :**

$$Nu \times (d - d') - Ma < (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$2,5375 \times (0,54 - 0,06) - 0,635 < ((0,5 \times 0,6) - 0,06) \times 0,6 \times 0,6 \times 14,17$$

0,5839 < 1,2243 → Domaine 4 est vérifié → La section est entièrement comprimée

**-Détermination du ferrillage :**

Les armatures inférieures :  $A_1=0$

Les armatures supérieures :  $A_2$  sont calculées par la formule :

$$A_2 = \frac{Nu - (1 - \chi) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d - d')Nu - Ma}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 - \frac{0,06}{0,6} - \frac{(0,54 - 0,06) \times 2,5375 - 0,635}{0,6 \times 0,6^2 \times 14,17}}{\frac{6}{7} - \frac{0,06}{0,6}} = 0,276$$

$$A_2 = \frac{2,5375 - (1 - 0,276) \times 0,6 \times 0,6 \times 14,17}{348}$$

$$A_2 = - 33,168 \text{ cm}^2$$

- **Le poteau le plus sollicité du sous-sol à l'accidentel : (G + Q ± E)**

Avec :  $M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$

**Tableau V.8:** les sollicitations des poteaux ( $M_{max}$ ,  $N_{cor}$ )

$M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$		
<b>Sous-sol</b>	<b>M<sub>(max)</sub> (MN.m)</b>	<b>N<sub>(corre)</sub> (MN)</b>
<b>G+Q ± E</b>	0,0781	1,8917

$a = b = 0,60 \text{ m}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;

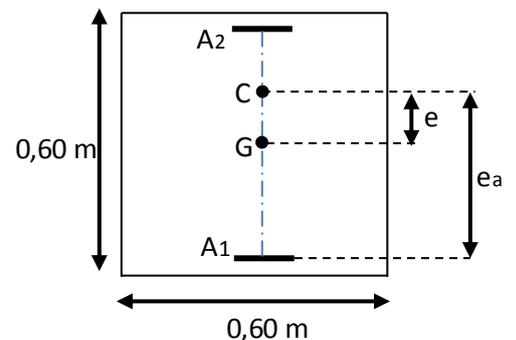
$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ;  $(d = 0,54 \text{ m})$  ;  $d' = 0,06 \text{ m}$  ;  $\mu_R = 0,392$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,0781}{1,8917} = 0,041 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,281 \text{ m}$$

$$Ma = Nu \times e_a = 1,8917 \times 0,281 = 0,531 \text{ MN.m}$$



L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures et près du centre de gravité du béton, Il faut vérifier les conditions des domaines 4 et 5.

**- Les conditions des domaines -4- sont :**

$$Nu \times (d - d') - Ma < (0,5h - d') b \times h \times f_{bc}$$

$$1,891 \times (0,54 - 0,06) - 0,531 < ((0,5 \times 0,6) - 0,06) \times 0,6 \times 0,6 \times 14,17$$

$$0,319 < 1,2243 \rightarrow \text{Domaine 4 est vérifié} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

**-Détermination du ferrailage :**

Les armatures inférieures :

$$A_1=0$$

Les armatures supérieures : A<sub>2</sub> sont calculées par la formule :

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')Nu - Ma}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 - \frac{0,06}{0,6} - \frac{(0,54-0,06) \times 1,8917 - 0,531}{0,6 \times 0,6^2 \times 14,17}}{\frac{6}{7} - \frac{0,06}{0,6}} = 0,365$$

$$A_2 = \frac{Nu - (1 - \chi) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_{st}} = \frac{1,8917 - (1 - 0,365) \times 0,6 \times 0,6 \times 14,17}{348} = -3,87 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_2 = -38,70 \text{ cm}^2$$

**Tableau V.9:** Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

Niveau	(N (max) ; M (correspondant))			(M (max) ; N (correspondant))		
	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	section	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	section
<b>Sous-sol et RDC</b>	0	-33,17	E.C	0	-38,70	E.C
<b>Etage 1et2</b>	0	-30,538	E.C	0	-43,541	E.C
<b>Etage 3et 4</b>	0	-27,130	E.C	0	-35,969	E.C
<b>Etage 5et 6</b>	0	-24,786	E.C	0	-29,548	E.C
<b>Etage 7et 8</b>	0	-23,246	E.C	0	-24,499	E.C

**a. Vérification des armatures longitudinales :** D'après le RPA99/V 2003 :

$$A (\text{min}) = 0,7\% \times S$$

$$A (\text{max}) = 3\% \times S \quad (\text{Zone courante}).$$

$$A (\text{max}) = 6\% \times S \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

Avec, (S) : La section du Béton.

**Tableau V.10 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003**

Types	Section (cm <sup>2</sup> )	A (min) (cm <sup>2</sup> )	ZC	ZR
			A (max) (cm <sup>2</sup> )	A (max) (cm <sup>2</sup> )
<b>Poteaux (60*60)</b>	3600	25,2	108	216
<b>Poteaux (55*55)</b>	3025	21,175	90,75	181,5
<b>Poteaux (50*50)</b>	2500	17,5	75	150
<b>Poteaux (45*45)</b>	2025	14,175	60,75	121,5
<b>Poteaux (40*40)</b>	1600	11,2	48	96

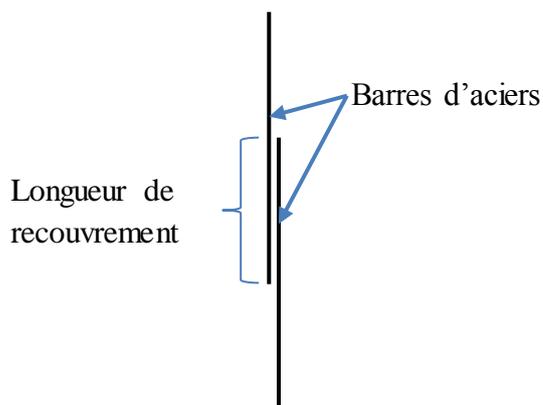
**b. Choix des armatures longitudinales :**

On a ferrillé par le minimum exigé par le RPA99/Version2003, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.

**Tableau V.11 : Ferrillages longitudinales adopté pour les poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures adopté	
		N×Ø	S (cm <sup>2</sup> )
<b>Sous-sol et RDC</b>	60*60	8T16+4T20	28,65
<b>Etage 1et2</b>	55*55	12T16	24,13
<b>Etage 3et 4</b>	50*50	8T14+4T16	20,36
<b>Etage 5et 6</b>	45*45	12T14	18,47
<b>Etage 7et 8</b>	40*40	8T12+4T14	15,19

**-Calcul des longueurs de recouvrement :** D'après le RPA99/version2003 :



**Figure .V. 2: Longueur de recouvrement.**

$L_r \geq (40 \times \varnothing) \rightarrow$  Zone (I)

**Tableau V.12** : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

$\varnothing_{(max)}$ (mm)	$Lr_{(calculé)}$ (mm)	$Lr_{(choix)}$ (mm)
<b>Ø20</b>	800	800
<b>Ø16</b>	640	700
<b>Ø14</b>	560	600
<b>Ø12</b>	480	500

**V.2.3.2. Armatures transversales :**

**a. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :**

D'après RPA99/version2003, La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d}$$

Avec :

$\tau_{bu}$  : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad \text{RPA99/V2003}$$

Avec:

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7L_0$$

**Tableau V.13 : Vérification spécifique sous sollicitations normales**

niveaux	V (MN)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sous-Sol	0,03905	3,92	0,04	0,121	1,00	Vérifiée
RDC	0,03795	3,115	0,04	0,117	1,00	Vérifiée
Etage 1	0,03773	3,627	0,04	0,138	1,00	Vérifiée
Etage 2	0,04468	3,627	0,04	0,164	1,00	Vérifiée
Etage 3	0,03691	3,99	0,04	0,164	1,00	Vérifiée
Etage 4	0,04127	3,99	0,04	0,183	1,00	Vérifiée
Etage 5	0,03044	4,43	0,04	0,167	1,00	Vérifiée
Etage 6	0,04436	4,43	0,04	0,243	1,00	Vérifiée
Etage 7	0,02206	4,98	0,04	0,153	1,00	Vérifiée
Etage 8	0,02701	4,98	0,04	0,187	1,00	Vérifiée

**b. Choix des armatures transversales : D'après RPA99/V2003 :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times s_t}{h \times f_e}$$

Avec:

$V_u$ : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : 400 MPa

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$$\rho_a = 2,50 \rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \rightarrow \text{Si } \lambda_g < 5$$

$s_t$  : L'espacement des armatures transversales :

▪ Zone nodale :  $s_t \leq \text{Min} (10\varnothing_l ; 15\text{cm}) \rightarrow \text{Zone (I)}$ .

▪ Zone courante :  $s_t' \leq 15\varnothing_l \rightarrow \text{Zone (I)}$ .

Avec : ( $\varnothing_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

On adopte les espacements suivant :

▪ Zone nodale:  $s_t \leq \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) \rightarrow s_t \leq \text{min} (12 ; 15) \text{ cm}$

$$s_t = 10 \text{ cm}$$

▪ Zone courante:  $s_t' \leq (15 \times 1,2) \rightarrow s_t' \leq 18 \text{ cm}$

$$s_t' = 15 \text{ cm}$$

**c. Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales ( $\frac{A_t}{St \times b}$ ) est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \left(\frac{A_t}{St \times b}\right) = 0,3 \%$

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow \left(\frac{A_t}{St \times b}\right) = 0,8 \%$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpoler entre les valeurs limitent précédentes

L'interpolation : Est une méthode simple pour estimer la valeur prise par les deux fonctions,

On prend :  $F(xa) = Ya \rightarrow F(5) = 0,3 \%$  et  $F(xb) = Yb \rightarrow F(3) = 0,8 \%$

On prend comme exemple de calcul le poteau du sous-sol:

$(\lambda_g = 3,92) ; (St = 10 \text{ cm}) ; (b = 60 \text{ cm})$

$$F(x) = \frac{ya-yb}{xa-xb} \times (x) + \frac{(xa \times yb) - (xb \times ya)}{xa-xb}$$

$$F(x) = \frac{0,3-0,8}{5-3} \times (3,92) + \frac{(5 \times 0,8) - (3 \times 0,3)}{5-3} = 0,57\%$$

$\rightarrow \left(\frac{A_t}{St \times b}\right) = 0,57\%$

$A_{t(\min)} = 0,57 \% \times St \times b = (0,57 \%) \times 0,10 \times 0,60$

$A_{t(\min)} = 3,42 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.14 : Les armatures transversales des poteaux.**

Etage	h(cm)	V <sub>(max)</sub> (MN)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	St (cm)	St' (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t(min)</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
SS	60	0,03905	3,92	3,75	10	15	0,61	3,42	6Φ10
RDC	60	0,03795	3,115	3,75	10	15	0,59	3,42	6Φ10
Etage 1	55	0,03773	3,627	3,75	10	15	0,64	3,13	4Φ10
Etage 2	55	0,04468	3,627	3,75	10	15	0,76	3,13	4Φ10
Etage 3	50	0,03691	3,99	3,75	10	15	0,69	2,75	4Φ10
Etage 4	50	0,04127	3,99	3,75	10	15	0,77	2,75	4Φ10
Etage 5	45	0,03044	4,43	3,75	10	15	0,63	1,98	4Φ8
Etage 6	45	0,04436	4,43	3,75	10	15	0,92	1,98	4Φ8
Etage 7	40	0,02206	4,98	3,75	10	15	0,52	1,24	4Φ8
Etage 8	40	0,02701	4,98	3,75	10	15	0,63	1,24	4Φ8

**V.2.3.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93)**

On considère que les fissurations sont préjudiciables donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec : } \overline{\sigma}_{st} = \min ( 2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times f_{tj} ) = 201,63 \text{ MPa}$$

-Exemple de calcul : Le poteau le plus sollicité du sous-sol, Avec (N<sub>(max)</sub> ; M<sub>(correspondant)</sub>)

(a = b = 60 cm) ; (n = 15) ; (A<sub>1</sub> = A<sub>2</sub> = 14,325 cm<sup>2</sup>) ; (d = 0,54 cm) ;

N<sub>s</sub>=1,852382 MN ; M<sub>s</sub>=0,0205998 MN.m

La section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et si le point (C) est à l'intérieur du noyau central de la section de la section totale homogène.

➤ Calcul de l'excentricité :  $e = \frac{0,0205998}{1,852382} = 0,0111 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m}$

➤ Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{-\left[ \frac{b \times h^3}{12} + (b \times h \times e^2) + n \times A_2 \times \left(-e - d' + \frac{h}{2}\right)^2 + n \times A_1 \times \left(-e - d + \frac{h}{2}\right)^2 \right]}{-(b \times h \times e) + (n \times A_2) \times \left(-e - d' + \frac{h}{2}\right) + (n \times A_1) \times \left(-e - d + \frac{h}{2}\right)}$$

x = 4,81 m ➔  $x > \frac{h}{2} + e = 0,311 \text{ m}$

➔ L'axe neutre à l'extérieur de la section, donc la section est entièrement comprimé.

➤ Calcul du moment statique :

$$S = (b \times h) \times (x - e) - (n \times A_2) \times \left(x - e - d' + \frac{h}{2}\right) + (n \times A_1) \times \left(x - e - d + \frac{h}{2}\right)$$

S = 1,716 m<sup>4</sup>

➤ Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \left(x - e + \left(\frac{h}{2}\right)\right)}{S}$$

$\sigma_{bc} = 5,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ➔ **Condition vérifiée.**

➤ Calcul de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st(A1)} = \frac{n \times N_s \left(x - e - d + \left(\frac{h}{2}\right)\right)}{S}$$

$\sigma_{st(A1)} = 73,777 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ➔ **Condition vérifiée.**

$$\sigma_{st(A2)} = \frac{n \times N_s \left(x - e - d' + \left(\frac{h}{2}\right)\right)}{S}$$

$\sigma_{st(A2)} = 81,549 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$  ➔ **Condition vérifiée.**

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers.**

niveaux	Ns (MN)	Ms (MN.m)	e (m)	x (m)	section	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st (A1)}$ (MPa)	$\sigma_{st (A2)}$ (MPa)
Sous-sol	2,5395	0,0293	0,011547	4,81	E.C	5,186	73,777	81,549
RDC	2,2597	0,0547	0,0242233	2,344	E.C	5,247	70,060	86,227
Etage 1	1,9771	0,0110	0,0055929	8,886	E.C	4,789	70,037	73,595
Etage 2	1,7122	0,02205	0,0128775	3,903	E.C	4,817	68,014	76,167
Etage 3	1,4505	0,0161	0,0111388	4,034	E.C	4,273	60,790	67,150
Etage 4	1,1974	0,0195	0,0163344	2,777	E.C	4,295	59,502	68,796
Etage 5	0,9465	0,0151	0,0160088	2,526	E.C	3,927	54,416	62,822
Etage 6	0,7023	0,0185	0,0264607	1,566	E.C	3,984	52,094	65,881
Etage 7	0,4588	0,0133	0,0290782	1,260	E.C	2,244	28,755	37,342
Etage 8	0,2297	0,0225	0,0980607	0,498	E.C	2,742	20,647	48,143

**Remarque :** Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

#### V.2.4. Vérification au flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime ( $N_u$ ) est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq N_{(Ultime)} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$N_u$  : L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.

$N_d$  : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau.

$A_s$  : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$Br$  : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un

centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie  $\rightarrow Br = (a - 0,01) \times (b - 0,01)$

$\alpha$  : Est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda_g$ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \rightarrow \quad \text{Pour : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \rightarrow \quad \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours :  $\left(\alpha = \frac{\alpha}{1,10}\right)$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau. } \rightarrow \quad \lambda_g = \frac{l_f}{i_{\min}}$$

$$i_{(\min)} : \text{Rayon de giration } \rightarrow \quad i_{(\min)} = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}} \quad (\text{Pour une section carrée}).$$

$$l_f : \text{La longueur de flambement du poteau. } \rightarrow \quad l_f = 0,7 \times l_0$$

$l_0$  : La hauteur libre du poteau.

(a) : La dimension du poteau.

$$(f_{c28} = 25 \text{ MPa}) ; (f_e = 400 \text{ MPa}) ; (\gamma_b = 1,5) ; (\gamma_s = 1,15).$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.16 : Vérification du flambement pour les poteaux.**

niveaux	a=b (m)	Br (m) <sup>2</sup>	l <sub>f</sub> (m)	i <sub>(min)</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	$\frac{\alpha}{1,1}$	As (cm) <sup>2</sup>	N <sub>u</sub> (MN)	N <sub>d</sub> (MN)	Observation
<b>Sous-sol</b>	0,6	0,35	2,35	0,173	13,58	0,750	28,65	6,17	2,539	Vérifiée
<b>RDC</b>	0,6	0,35	1,87	0,173	10,81	0,758	28,65	6,24	2,259	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	0,55	0,29	1,99	0,159	12,52	0,753	24,13	5,15	1,977	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	0,55	0,29	1,99	0,159	12,52	0,753	24,13	5,15	1,712	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	0,50	0,24	1,99	0,144	13,82	0,749	20,36	4,25	1,450	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	0,50	0,24	1,99	0,144	13,82	0,749	20,36	4,25	1,197	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	0,45	0,19	1,99	0,130	15,31	0,744	18,47	3,41	0,946	Vérifiée
<b>Etage 6</b>	0,45	0,19	1,99	0,130	15,31	0,744	18,47	3,41	0,702	Vérifiée
<b>Etage 7</b>	0,40	0,15	1,99	0,115	17,30	0,738	15,19	2,68	0,458	Vérifiée
<b>Etage 8</b>	0,40	0,15	1,99	0,115	17,30	0,738	15,19	2,68	0,229	Vérifiée

**Remarque :** Il y a aucun risque de flambement pour les poteaux.

### V.2.5. Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux de l'Etage 1et 2.Le schéma est illustré sur la figure suivante :

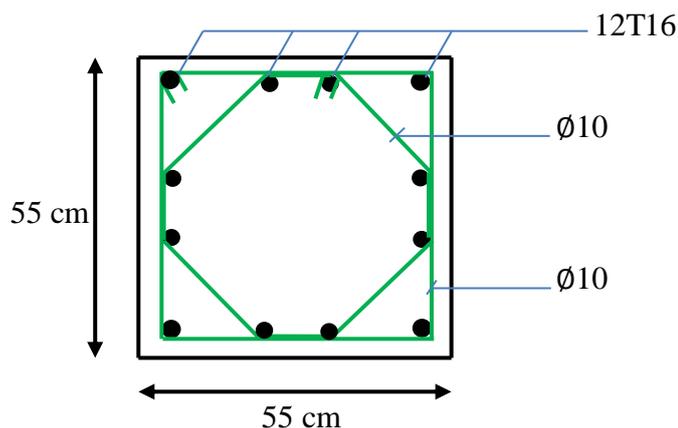


Figure V.3 : Ferrailage des poteaux (Etage 1 et 2).

### V.3. Etude des poutres :

#### V.3.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres principales et secondaires. Après la détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/V2003** et celles données par le **BAEL99**.

#### V.3.2. Combinaisons des charges :

**-Selon (BAEL 99) :** Les combinaisons fondamentales.

- ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS :  $G + Q$

**-Selon RPA99/version 2003 :** Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

#### V.3.3. Les recommandations du RPA99/V2003 :

##### a. Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :  $A (\min) = (0,5\% \times \text{Section du béton})$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A (\max) = (4\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A (\max) = (6\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$$

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r (\text{min}) = 40 \times \emptyset \rightarrow \text{Zone (I)}$$

Avec : ( $\emptyset$ ) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

**b. Armatures transversales :**

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ .
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \emptyset_1 \right) : \text{dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- ✓ La valeur du  $\emptyset_1$  est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.3.4. Moments fléchissant et efforts tranchants :**

Les résultats de sollicitations maximales sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau V.17 : Sollicitations maximales dans les poutres principales.**

		ELU		ELS		Accidentelle		
Section (cm)	Niveaux	M <sub>(appui)</sub> (KN.m)	M <sub>(travée)</sub> (KN.m)	M <sub>(appui)</sub> (KN.m)	M <sub>(travée)</sub> (KN.m)	M <sub>(appui)</sub> (KN.m)	M <sub>(travée)</sub> (KN.m)	V <sub>(max)</sub> (KN)
(30×50)	RDC	181,983	95,119	130,318	68,120	145,071	69,127	190,90
	Les étages courants	154,194	80,765	112,611	59,040	148,038	66,603	140,92
	Buanderie	70,962	67,882	51,906	49,660	61,804	50,424	85,60

**Tableau V.18 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaire.**

		ELU		ELS		Accidentelle		
Section (cm)	Niveaux	M <sub>(appui)</sub> (KN.m)	M <sub>(travée)</sub> (KN.m)	M <sub>(appui)</sub> (KN.m)	M <sub>(travée)</sub> (KN.m)	M <sub>(appui)</sub> (KN.m)	M <sub>(travée)</sub> (KN.m)	V <sub>(max)</sub> (KN)
(30×35)	RDC	70,962	67,882	51,906	49,660	61,804	50,424	85,60
	Les étages courants	37,28	31,102	27,362	22,706	57,861	40,644	49,171
	Buanderie	14,509	10,301	10,712	7,602	30,573	25,048	14,47

**V.3.5.Calcul de ferrailage :**

On prend un exemple de calcul : « la poutre principale de rive situé au RDC »

**V.3.5.1. Armatures longitudinales :**

**a. En travée :**

**ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{95,119 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,110 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (A}_{sc}=0).$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,110}) = 0,146$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,146) = 42,4 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{95,119 \times 10^{-3}}{0,424 \times 348} = 6,57 \text{ cm}^2.$$

**A<sub>st</sub> = 6,57 cm<sup>2</sup>.**

Ferrailage choisis est de : **4T16** ; de section : **8,04 cm<sup>2</sup>.**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{30 \times 50}{1000} ; 0,23 \times 50 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max ( 1,5 ; 2,72 ) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq 2,72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**ELS :**

**❖ Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

**❖ Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s (d - x)}{I}$$

**Tableau V.19 : Vérification des contraintes en travée.**

	M <sub>ser</sub> (KN.m)	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
<b>Poutre principale</b>	68,120	15,421	142194,4085	σ <sub>bc</sub>	7,38	σ̄ <sub>bc</sub>	15	<b>Vérifiée</b>
				σ <sub>st</sub>	212,56	σ̄ <sub>st</sub>	266,66	<b>Vérifiée</b>

**b. En appui :**

**ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{181,983 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,211 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (A}_{sc}=0).$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,211}) = 0,299$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,299) = 39,618 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{181,983 \times 10^{-3}}{0,39618 \times 348} = 13,19 \text{ cm}^2.$$

**A<sub>st</sub> = 13,19 cm<sup>2</sup>.**

Ferrailage choisis est de : **7T16** ; de section : **14,07 cm<sup>2</sup>.**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{30 \times 50}{1000} ; 0,23 \times 50 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max ( 1,5 ; 2,72 ) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{A}_{st} \geq 2,72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**ELS :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

• **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

• **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s (d - x)}{I}$$

**Tableau V.20 : vérification des contraintes en travée**

	<b>M<sub>ser</sub></b> (KN.m)	<b>X</b> (cm)	<b>I</b> (cm <sup>4</sup> )	<b>σ</b> (MPa)		<b>σ̄</b> (MPa)		<b>Observation</b>
<b>Poutre principale</b>	130,318	19,09	211253,1198	σ <sub>bc</sub>	11,77	σ̄ <sub>bc</sub>	15	Vérifiée
				σ <sub>st</sub>	239,76	σ̄ <sub>st</sub>	266,66	Vérifiée

➤ **Armatures maximales :** selon le RPA99 V2003 :

A max = 4% (b×h) = 60cm<sup>2</sup>.....zone courante.

A max = 6% (b×h) = 90cm<sup>2</sup>.....zone de recouvrement.

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st(travée)} + A_{st(appui)} = 22,11 > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**V.3.5.2. Armatures transversale :**

• **Calcul de  $\phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_{lmin} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{50}{35} ; 1,2 ; \frac{30}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min( 1,4 ; 1,2 ; 3) \rightarrow \phi_t \leq 1,2$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm} \rightarrow \phi 8$ .

• **Calcul des espacements entre les armatures :**

Selon le RPA99/V2003 :

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_{lmin} ; 30\text{cm} \right) \Rightarrow S_t \leq \min (12,5 ; 14,4 ; 30) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t' \leq 25\text{cm} \rightarrow S_t' = 20 \text{ cm}$$

**V.3.6. Vérification des contraintes tangentielle**

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

**Tableau V.21 : Vérification des contraintes tangentielles.**

<b>Poutre</b>	<b><math>V_u</math> (KN)</b>	<b><math>\tau_u</math> (MPa)</b>	<b><math>\bar{\tau}_u</math></b>	<b>Observation</b>
<b>principale</b>	190,900	1,414	3,33	Vérifiée
<b>secondaire</b>	85,60	0,906	3,33	Vérifiée

**V.3.7. Tableau Récapitulatif :**

**Tableau V.22 : Ferrailage des poutres principales.**

Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appuis		Ø (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> ' (cm)
		A <sub>calculé</sub>	choix	A <sub>calculé</sub>	Choix			
<b>RDC</b>	7,5	6,57	4T16	13,19	7T16	Ø8	10	20
<b>Les étages courants</b>	7,5	5,43	3T16	10,94	6T16	Ø8	10	20
<b>Buanderie</b>	7,5	4,52	5T12	4,74	5T12	Ø8	10	20

**Tableau V.23 : Ferrailage des poutres secondaires.**

Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Travée		Appuis		Ø (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> ' (cm)
		A <sub>calculé</sub>	choix	A <sub>calculé</sub>	Choix			
<b>RDC</b>	5,25	6,80	5T14	7,14	5T14	Ø8	10	15
<b>Les étages courants</b>	5,25	2,95	3T12	3,57	5T12	Ø8	10	15
<b>Buanderie</b>	5,25	0,95	3T12	1,35	5T12	Ø8	10	15

**V.3.8. Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement :**

La longueur d'ancrage : D'après le (C.B.A.93)

La longueur d'ancrage :  $L \geq L_2 + \frac{\emptyset}{2} + r$

Avec : r : Rayon de courbure →  $r = 5,5 \times \emptyset$  pour les aciers (HA).

Ø : Diamètre d'armature.

$L_2 = L_s - (\alpha \times L_1) - (\beta \times r)$

$L_1 = 10\emptyset$

(L<sub>1</sub> ; L<sub>2</sub>) : Longueurs rectilignes.

L<sub>s</sub> : Longueur de scellement droit. →  $L_s = \frac{f_e \times \emptyset}{4 \times \tau_s'}$

τ<sub>s</sub>' : Contrainte d'adhérence →  $\tau_s' = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$

(ψ) : Coefficient d'ancrage →  $\psi = 1,5$  pour les aciers (HA).

L'ancrage de la courbe (θ = 90°) → (α= 1,87) ; (β= 2,19)

(Fe = 400 MPa) ; (f<sub>t28</sub> = 2,1 MPa)

Tableau V.24 : Tableau d'ancrage des armatures.

$\varnothing$ (mm)	$\tau_s'$ (MPa)	$L_s$ (mm)	$L_1$ (mm)	$r$ (mm)	$L_2$ (mm)	L (mm) calculé	L (mm) choisie
$\varnothing 12$	2,835	423,28	120	66	54,34	126,34	130
$\varnothing 14$	2,835	493,82	140	77	63,39	147,39	150
$\varnothing 16$	2,835	564,37	160	88	72,45	168,45	170
$\varnothing 20$	2,835	705,46	200	110	90,56	210,56	220

V.3.9. Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

Le schéma du ferrailage des poutres principales, ainsi que les secondaires est illustré sur la figure ci-dessous:

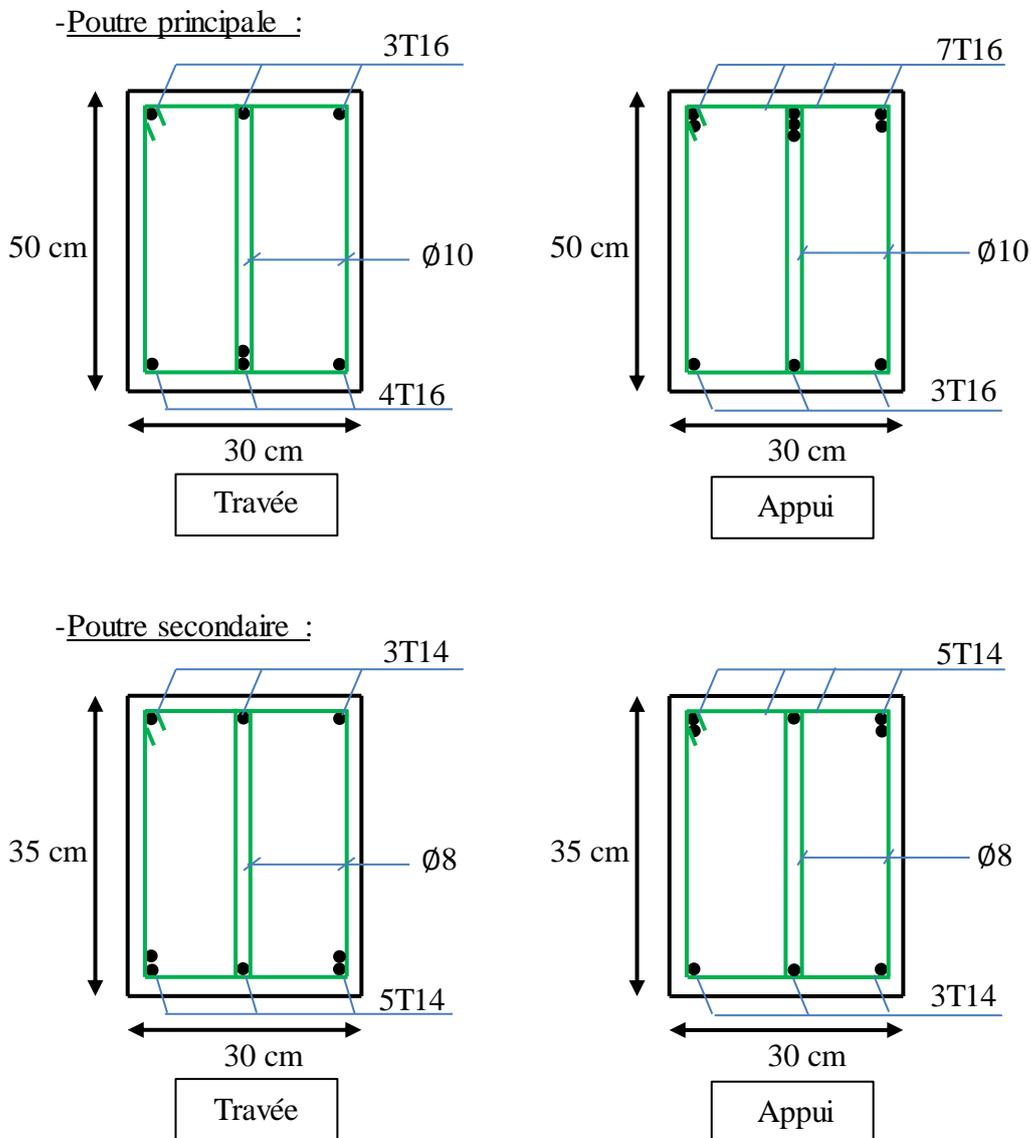


Figure V.4 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

**V.3.10. Vérification de la flèche : D'après (C.B.A.93)**

Il faut satisfaire la condition suivante :  $f_i \leq f_{\text{admissible}}$

Avec :  $f_{\text{admissible}} = \frac{L}{500}$  Si la portée (L) inférieure au plus égale à 5 m.

$f_{\text{admissible}} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$  Si la portée (L) est supérieur à 5 m.

$f_i$  : Flèche sous chargement instantané  $\rightarrow f_i = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fi})}$

$f_v$  : Flèche sous chargement de longue durée  $\rightarrow f_v = \frac{(M_s \times L^2)}{(10 \times E_i \times I_{fv})}$

Avec :  $I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$  et  $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$

$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$  et  $\lambda_v = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\varphi \times (2 + (3 \times \frac{b_0}{b}))}$

$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + n \times A_{st} \times (d - x)^2$  ;  $\varphi = \frac{A_{st}}{b \times d}$  ;  $\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \varphi \times \sigma_{st}) + f_{t28}}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $n = 15$

$E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$  ;  $E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

**Tableau V.25** : Les valeurs des flèches des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$f_{\text{(admissible)}}$	$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$f_{\text{(adm)}}$ (cm)
<b>RDC</b>	0,282	0,394	1,15	0,284	0,405	0,944
<b>Les étages courants</b>	0,271	0,361	1,15	0,174	0,213	0,944
<b>Terrasse</b>	0,225	0,299	1,15	0,058	0,071	0,944

**Remarque:** Les valeurs de la flèche sont vérifiées.

**V.3.11. Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/Version 2003**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique :

$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_e| + |M_w|$

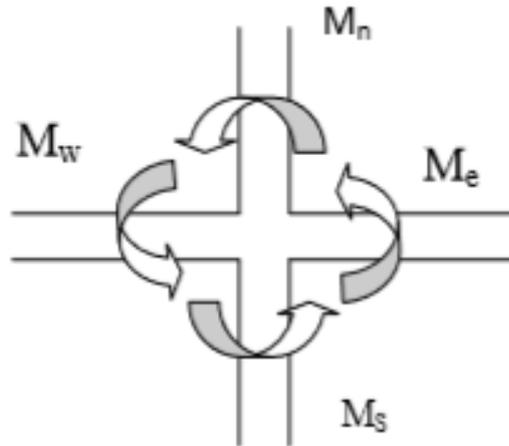


Figure V.5. Répartition des moments dans les zones nodales.

**a. Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant  $M_r$  d'une section de béton dépend :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

Tel que :

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_{st}$$

Avec :

$A_s$ : La section d'armature adopter sans prendre en compte les barres de recouvrement.

$Z$ : Bras de levier de la section du béton  $\rightarrow Z = 0,9 \times h$

$\sigma_{st}$ : Contrainte limite des aciers  $\rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V.26 : Moments résistant dans les poteaux.**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_r$ (KN.m)
<b>Sous-sol et RDC</b>	60*60	54	348	28,65	538,391
<b>Etage 1et2</b>	55*55	49,5	348	24,13	415,663
<b>Etage 3et 4</b>	50*50	45	348	20,36	318,838
<b>Etage 5et 6</b>	45*45	40,5	348	18,47	260,316
<b>Etage 7et 8</b>	40*40	36	348	15,19	190,300

**b. Détermination du moment résistant dans les poutres :**

❖ Poutres principales et secondaires

**Tableau V.27 : Moment résistant dans les poutres**

Niveau	type	section	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Mr (KN.m)
<b>RDC</b>	pp	30*50	45	14,32	224,251
	ps	30*35	31,5	7,70	84,407
<b>Les étages courants</b>	pp	30*50	45	12,06	188,859
	ps	30*35	31,5	5,65	61,935
<b>Terrasse</b>	pp	30*50	45	6,79	106,331
	ps	30*35	31,5	5,65	61,935

**Tableau V.28 : Vérification de la zone nodale**

niveaux	plan	Me=Mw	Ms	Mn	1,25×(Me+Mw)	Ms+Mn	Observation
<b>RDC</b>	pp	224,251	538,39	538,39	560,62	1076,78	Vérifiée
	ps	84,407	538,39	538,39	211,01	1076,78	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	pp	188,859	538,39	538,39	472,14	1076,78	Vérifiée
	ps	61,935	538,39	538,39	154,83	1076,78	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	pp	188,859	415,66	415,66	472,14	831,32	Vérifiée
	ps	61,935	415,66	415,66	154,83	831,32	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	pp	188,859	415,66	415,66	472,14	831,32	Vérifiée
	ps	61,935	415,66	415,66	154,83	831,32	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	pp	188,859	318,83	318,83	472,14	637,66	Vérifiée
	ps	61,935	318,83	318,83	154,83	637,66	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	pp	188,859	318,83	318,83	472,14	637,66	Vérifiée
	ps	61,935	318,83	318,83	154,83	637,66	Vérifiée
<b>Etage 6</b>	pp	188,859	260,31	260,31	472,14	520,62	Vérifiée
	ps	61,935	260,31	260,31	154,83	520,62	Vérifiée
<b>Etage 7</b>	pp	188,859	260,31	260,31	472,14	520,62	Vérifiée
	ps	61,935	260,31	260,31	154,83	520,62	Vérifiée
<b>Etage 8</b>	pp	188,859	190,30	190,30	472,14	380,6	Vérifiée
	ps	61,935	190,30	190,30	154,83	380,6	Vérifiée
<b>Terrasse</b>	pp	106,331	190,30	190,30	265,82	380,6	Vérifiée
	ps	61,935	190,30	190,30	154,83	380,6	Vérifiée

### V.4. Les voiles :

#### V.4.1. Introduction :

Le RPA99/ version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant sept niveaux ou 23 m de hauteur dans la zone I. Les voiles sont sollicités en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ❖ Rupture par flexion.
- ❖ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ❖ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les voiles seront calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces derniers données par logicielle de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : RPA99/V2003 et du (C.B.A.93).

#### V.4.2. Combinaisons des charges :

- Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS :  $G + Q$

- Selon RPA99/V2003 : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

#### V.4.3. Les recommandations du RPA99/V2003 :

##### a. Armatures verticales :

Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles en tenant en compte des prescriptions imposées par le RPA99/Version2003.

- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est :  $A_{(Min)} = 0,2\% \times l_t \times e$

Avec :  $l_t$  : La longueur de la zone tendue.

$e$  : L'épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ( $St < e$ ) →  $e$  : L'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

### b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \varnothing$ .

### c. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au minimum en nombre de quatre épingles par mètre carré.

### d. Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :
  - $A_{(Min)} = 0,15 \% (e \times l)$  → Dans la section globale de voile.
  - $A_{(Min)} = 0,10 \% (e \times l)$  → Dans la zone courante.
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être :  $St < \text{Min} (1,5e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile →  $\varnothing \leq \frac{e}{10}$
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40 \varnothing$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
  - $20 \varnothing$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### V.4.3. Disposition des voiles :

La répartition des voiles est présentée dans la figure suivante :

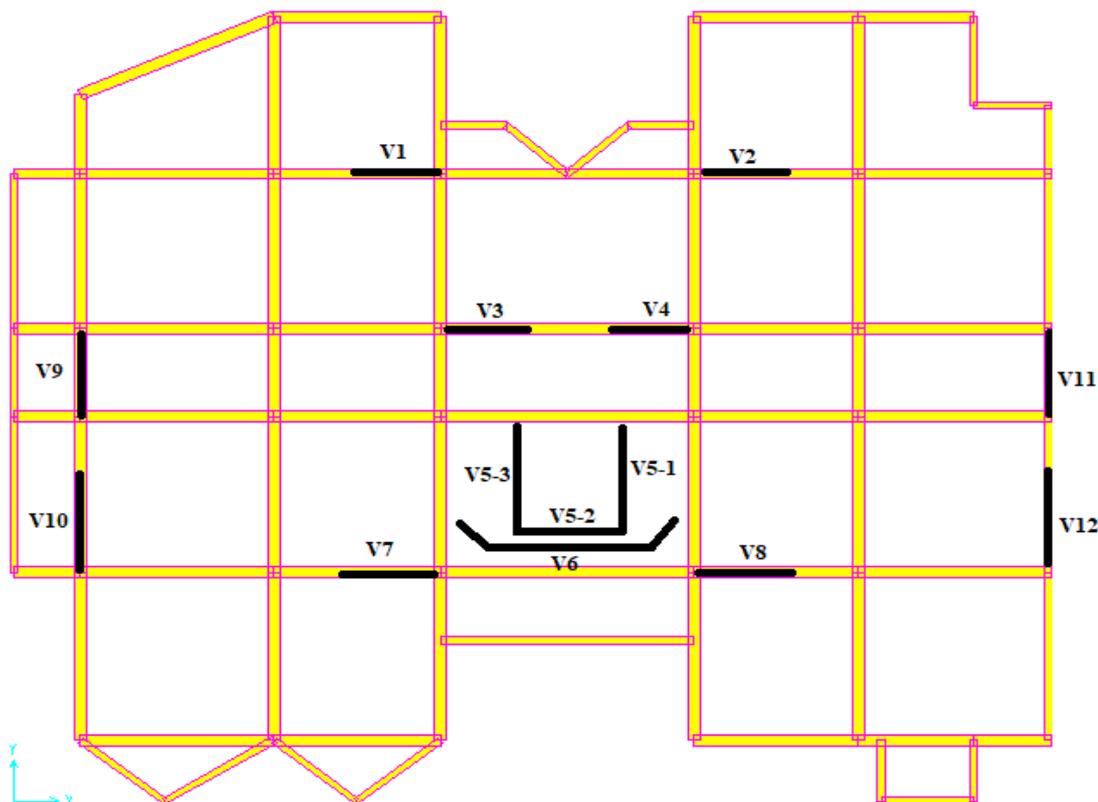


Figure V.6 : Disposition des voiles.

#### V.4.4. Calcul des armatures :

##### V.4.4.1. Armatures verticales :

Le ferrailage vertical des voiles se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{(max)}$  ;  $M_{(correspondant)}$ )
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant ( $M_{(max)}$ ;  $N_{(correspondant)}$ )

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau V.29 : Sollicitations maximales des voiles (1,2,3,4,7,8).

Niveau	Voile (1,2,3,4,7,8) → L= 2,1 m			
	$N_{(max)} \rightarrow M_{(correspondant)}$		$M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$	
	$N_{(max)}$ (KN/ml)	$M_{(corre)}$ (KN.m/ml)	$M_{(max)}$ (KN.m/ml)	$N_{(corre)}$ (KN/ml)
<b>Ss et RDC</b>	5439,535	214,499	5583,174	3506,091
<b>Etage 1,2,3</b>	4475,958	204,720	1347,051	2288,743
<b>Etage 4,5,6</b>	3059,551	135,589	601,930	2237,595
<b>Etage 7 et 8</b>	1209,207	72,179	84,090	885,894

**Tableau V.30 : Sollicitations maximales des voiles (1,2,3,4,7,8)**

<b>Voile (5-2) → L= 1,90 m</b>				
<b>Niveau</b>	<b>N<sub>(max)</sub> → M<sub>(correspondant)</sub></b>		<b>M<sub>(max)</sub> → N<sub>(correspondant)</sub></b>	
	<b>N<sub>(max)</sub> (KN/ml)</b>	<b>M<sub>(corre)</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>M<sub>(max)</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>N<sub>(corre)</sub> (KN/ml)</b>
<b>Ss et RDC</b>	558,064	3,198	161,27	303,089
<b>Etage 1,2,3</b>	479,12	7,257	115,298	351,301
<b>Etage 4,5,6</b>	341,045	4,963	46,457	250,498
<b>Etage 7et 8</b>	190,793	1,593	0,658	101,042

**Tableau V.31 : Sollicitations maximales du voile (6)**

<b>Voile (6) → L= 5,14 m</b>				
<b>Niveau</b>	<b>N<sub>(max)</sub> → M<sub>(correspondant)</sub></b>		<b>M<sub>(max)</sub> → N<sub>(correspondant)</sub></b>	
	<b>N<sub>(max)</sub> (KN/ml)</b>	<b>M<sub>(corre)</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>M<sub>(max)</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>N<sub>(corre)</sub> (KN/ml)</b>
<b>Ss et RDC</b>	536,616	29,960	709,820	393,007
<b>Etage 1,2,3</b>	440,544	25,140	273,199	232,100
<b>Etage 4,5,6</b>	292,500	11,397	13,557	214,441
<b>Etage 7et 8</b>	120,716	0,247	79,509	88,498

**Tableau V.32 : Sollicitations maximales des voiles (10,12)**

<b>Voile (10,12) → L= 3,00 m</b>				
<b>Niveau</b>	<b>N<sub>(max)</sub> → M<sub>(correspondant)</sub></b>		<b>M<sub>(max)</sub> → N<sub>(correspondant)</sub></b>	
	<b>N<sub>(max)</sub> (KN/ml)</b>	<b>M<sub>(corre)</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>M<sub>(max)</sub> (KN.m/ml)</b>	<b>N<sub>(corre)</sub> (KN/ml)</b>
<b>Ss et RDC</b>	1408,705	2,2218	957,103	676,305
<b>Etage 1,2,3</b>	1167,364	0,225	574,591	311,83
<b>Etage 4,5,6</b>	780,974	20,353	216,106	307,873
<b>Etage 7et 8</b>	354,767	13,088	25,236	323,775

Tableau V.33 : Sollicitations maximales des voiles (9,11).

Voile (9,11) → L= 2,45 m				
Niveau	N (max) → M (correspondant)		M (max) → N (correspondant)	
	N(max) (KN/ml)	M(corre) (KN.m/ml)	M (max) (KN.m/ml)	N (corre) (KN/ml)
Ss et RDC	1447,738	4,853	749,795	637,051
Etage 1,2,3	1280,931	546,979	579,632	527,156
Etage 4,5,6	801,746	43,003	253,313	375,289
Etage 7 et 8	316,351	38,174	53,543	152,469

Tableau V.34 : Sollicitations maximales des voiles (5-1,5-3).

Voile (5-1,5-3) → L= 2,29 m				
Niveau	N (max) → M (correspondant)		M (max) → N (correspondant)	
	N(max) (KN/ml)	M(corre) (KN.m/ml)	M (max) (KN.m/ml)	N (corre) (KN/ml)
Ss et RDC	1158,204	17,817	483,550	719,156
Etage 1,2,3	952,831	62,016	221,448	711,708
Etage 4,5,6	664,086	77,313	84,823	548,165
Etage 7 et 8	365,256	76,103	86,356	214,331

a. Méthode de calcul :

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.

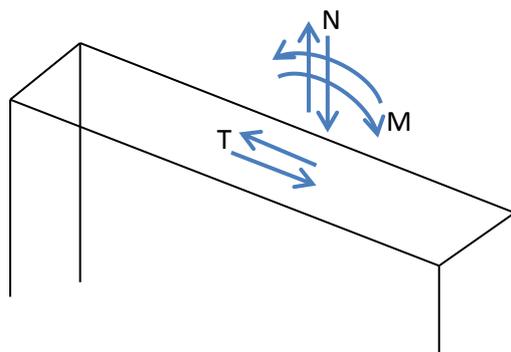


Figure V.7 : Voile soumis à la flexion

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

A : La section transversale du voile.

M : Le moment fléchissant appliqué.

V : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

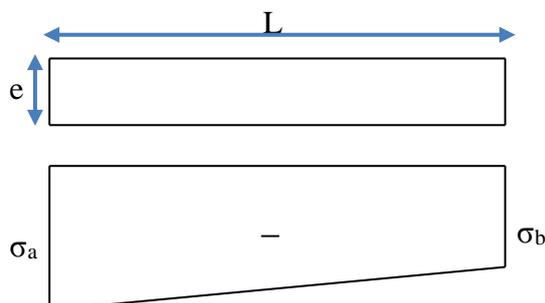
I : Le moment d'inertie du voile.

**Remarque :** On distingue trois cas :

• **1<sup>er</sup> cas :**

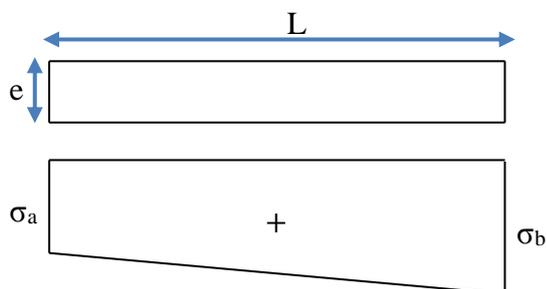
Si  $(\sigma_a ; \sigma_b) > 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement comprimée (SEC) (Pas de zone tendue) la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/Version2003

( $A_{min} = 0,20\% \times e \times L$ ).



• **2<sup>ème</sup> Cas :**

Si  $(\sigma_a ; \sigma_b) < 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement tendue, (SET) (pas de Zone comprimée)



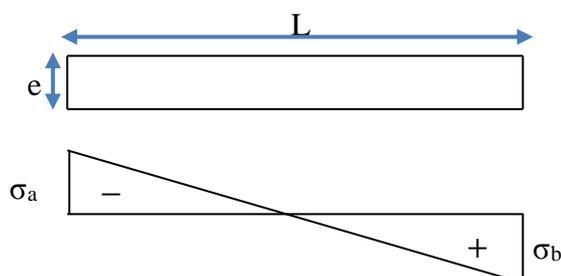
L'effort de traction égale à :  $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à :  $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

• **3<sup>ème</sup> Cas :**

Si  $(\sigma_a ; \sigma_b)$  sont des signes différent  $\rightarrow$  La section du voile est partiellement comprimée (SPC).

On calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.



La longueur de la zone tendue :  $\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right)}$

L'effort de traction égale à :  $F_T = \frac{\sigma_b \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à :  $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

**b. Exemple de calcul :**

▪ **Les voiles (V 1,2,3,4,7,8) du sous-sol à (ELU) :**

Avec (N<sub>(max)</sub>) ; M<sub>(correspondant)</sub>)

N = 5439,535 KN/ml

M = 214,499 KN.m/ml

e = 0,20 m ; Fe = 400 MPa;  $\gamma_s = 1,00$ ;  $\sigma_{st} = 400$  MPa

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml → (l = 1m)

A = e × L = 0,2 × 1,00 = 0,20 m<sup>2</sup>

$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0,5$  m

$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,01666$  m<sup>4</sup>

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{5439,535 \times 10^{-3}}{0,20} + \frac{214,499 \times 10^{-3} \times 0,5}{0,01666} = 33,63 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{5439,535 \times 10^{-3}}{0,20} - \frac{214,499 \times 10^{-3} \times 0,5}{0,01666} = 29,83 \text{ MPa} > 0$$

Les contraintes ( $\sigma_a$ ) et ( $\sigma_b$ ) sont des signes positifs → La section du voile est entièrement comprimé, (SEC).

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/V 2003

$A_{\min} = 0,20\% \times e \times L = 0,002 \times 0,2 \times 1 = 4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

$A_v = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espacement < min (1,5 e ; 30 cm)

→ **St < 30 cm**

**V.4.4.2. Armatures horizontales :**

**a. Vérification sous les sollicitations tangentes :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Avec:  $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$  et  $\bar{V} = 1,4 V$

V : L'effort tranchant maximum.

$b_0$  : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile →  $d = 0,9 h$

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

**Tableau V.35 : Vérification des voiles au cisaillement**

Voile	$V_{\max}$ (KN)/ml	$\bar{V}$ (KN)/ml	$b_0$ (m)	d (m)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
<b>V(1,2,3,4,7,8)</b>	311,706	436,39	2,1	0,18	1,154	5	Vérifiée
<b>V (5-2)</b>	38,429	53,80	1,9	0,135	0,210	5	Vérifiée
<b>V(6)</b>	126,506	177,11	5,14	0,18	0,191	5	Vérifiée
<b>V(9,11)</b>	214,170	299,84	3	0,18	0,555	5	Vérifiée
<b>V(10,12)</b>	192,671	269,74	2,45	0,18	0,612	5	Vérifiée
<b>V(5-3,5-1)</b>	55,502	77,70	2,29	0,135	0,251	5	Vérifiée

**b. Méthode de calcul des armatures horizontales :**

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times St \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_t')}{0,9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec : (K = 0) : Cas de reprise de bétonnage.

( $\gamma_s = 1,15$  → Cas général) ; ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ) ; ( $\alpha = 90^\circ$  → Armatures droites)

D'après le RPA99/V2003 :  $St \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$

**c. Exemple de calcul :**

▪ **Le voile (V9,11) du sous-sol:** ( $V_{\max} = 214,170 \text{ KN/ml}$ )

Avec : ( $e = 0,20 \text{ m}$ ) ; ( $l = 1 \text{ ml}$ ) ; ( $d = 0,90 \text{ m}$ )

$$\tau_b = 0,555 \text{ MPa}$$

$$St \leq \min (1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

-Calcul de la section d'armature horizontale :

$$A_h \geq \frac{0,2 \times 1,15 \times 0,25 \times 0,555}{0,9 \times 400} \times 10^4 \rightarrow A_h (\text{calculé}) \geq 1,063 \text{ cm}^2$$

-Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/V2003 :

$$A_h (\text{min-RPA}) = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 > A_h (\text{calculé})$$

→  $A_h (\text{min-RPA}) = 3 \text{ cm}^2$ .

**V.4.4.3. Choix des armatures :**

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

Avec :

$A_v$  (calculé)  $\text{cm}^2/\text{ml}$  : Ferrailage vertical calculé pour une bande de 1 ml.

$A_v$  (min-RPA)  $\text{cm}^2/\text{ml}$  : Quantité minimale d'armature vertical pour une bande de 1 ml.

$A_v$  (adopté)  $\text{cm}^2$  : Ferrailage vertical adopté pour toute la section du voile.

$St'_{(Av)}$  : Espacement entre les armatures verticales dans la zone extrême.

$L'_{(Av)}$  : Longueur de la zone extrême.

$St_{(Av)}$  : Espacement entre les armatures verticales dans la zone courante.

$A_h$  (calculé)  $\text{cm}^2/\text{ml}$  : Ferrailage horizontal calculé pour une bande de 1 ml.

$A_h$  (min-RPA)  $\text{cm}^2/\text{ml}$  : Quantité minimale d'armature horizontale pour une bande de 1 ml.

$A_h$  (adopté)  $\text{cm}^2$  : Ferrailage horizontale adopté pour toute la section du voile.

$St_{(Ah)}$  : Espacement entre les armatures horizontales.

**Tableau V.36 : Ferrailage des Voiles (1,2,3,4,7,8).**

		Voiles (1,2,3,4,7,8) → L= 2,1 m			
		Ss et RDC	Etage 1,2,3	Etage 4,5,6	Etage 7,8
<b><math>A_v</math> (calculé) <math>\text{cm}^2/\text{ml}</math></b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b><math>A_v</math> (min-RPA) <math>\text{cm}^2/\text{ml}</math></b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b><math>A_v</math> (adopté) <math>\text{cm}^2</math></b>		2×10T12 =22,62	2×10T12 =22,62	2×10T12 =22,62	2×10T12 =22,62
<b>Z.E</b>	<b><math>St'_{(Av)}</math> (cm)</b>	15	15	15	15
	<b><math>L'_{(Av)}</math> (cm)</b>	20	20	20	20
<b>Z.C</b>	<b><math>St_{(Av)}</math> (cm)</b>	30	30	30	30
<b><math>V_{(max)}</math> KN/ml</b>		311,706	266,712	188,609	96,597
<b><math>\tau_b</math> MPa</b>		1,1544679	1,456	0,285	0,250
<b><math>A_h</math> (calculé) <math>\text{cm}^2/\text{ml}</math></b>		2,212	2,790	0,547	0,48
<b><math>A_h</math>(min-RPA) <math>\text{cm}^2/\text{ml}</math></b>		3,00	3,00	3,00	3,00
<b><math>A_h</math> (adopté) <math>\text{cm}^2</math></b>		2×15T10 =23,70	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96
<b><math>St_{(Ah)}</math> (cm)</b>		25	25	25	25

**Tableau V.37 : Ferrailage des Voiles (5-2).**

		<b>Voile (5-2) → L= 1,90 m</b>			
		<b>Ss et RDC</b>	<b>Etage 1,2,3</b>	<b>Etage 4,5,6</b>	<b>Etage 7et 8</b>
<b>Av (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av (min) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×9T12 =20,36	2×9T12 =20,36	2×9T12 =20,36	2×9T12 =20,36
<b>ZE</b>	<b>St<sup>2</sup>(Av) (cm)</b>	15	15	15	15
	<b>L<sup>2</sup>(Av) (cm)</b>	20	20	20	20
<b>ZC</b>	<b>St (Av) (cm)</b>	30	30	30	30
<b>V (max) KN/ml</b>		40,427	38,429	21,196	5,892
<b>τb MPa</b>		0,165	0,157	0,086	0,024
<b>Ah (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		0,316	0,301	0,165	0,046
<b>Ah<sub>min</sub> (RPA) cm<sup>2</sup>/ml</b>		3,00	3,00	3,00	3,00
<b>Ah (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×15T10 =23,70	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96
<b>St (Ah) (cm)</b>		25	25	25	25

**Tableau V.38 : Ferrailage des Voiles (6).**

		<b>Voile (6) → L= 5,14 m</b>			
		<b>Ss et RDC</b>	<b>Etage 1,2,3</b>	<b>Etage 4,5,6</b>	<b>Etage 7et 8</b>
<b>Av (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av (min) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×15T10 =23,40	2×15T10 =23,40	2×15T10 =23,40	2×15T10 =23,40
<b>ZE</b>	<b>St<sup>2</sup>(Av) (cm)</b>	15	15	15	15
	<b>L<sup>2</sup>(Av) (cm)</b>	50	50	50	50
<b>ZC</b>	<b>St (Av) (cm)</b>	30	30	30	30
<b>V (max) KN/ml</b>		133,164	116,974	65,450	20,763
<b>τb MPa</b>		0,202	0,177	0,099	0,031
<b>Ah (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		0,387	0,339	0,190	0,059
<b>Ah<sub>min</sub> (RPA) cm<sup>2</sup>/ml</b>		3,00	3,00	3,00	3,00
<b>Ah (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×15T10 =23,70	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96
<b>St (Ah) (cm)</b>		25	25	25	25

**Tableau V.39 : Ferrailage des Voiles (10,12)**

		<b>Voile (10,12) → L= 3,00 m</b>			
		<b>Ss et RDC</b>	<b>Etage 1,2,3</b>	<b>Etage 4,5,6</b>	<b>Etage 7et 8</b>
<b>Av (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av (min) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×13T12 =29,38	2×13T12 =29,38	2×13T12 =29,38	2×13T12 =29,38
<b>ZE</b>	<b>St<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	15	15	15	15
	<b>L<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	30	30	30	30
<b>ZC</b>	<b>St<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	30	30	30	30
<b>V<sub>(max)</sub> KN/ml</b>		225,442	224,240	163,327	86,937
<b>τ<sub>b</sub> MPa</b>		0,584	0,581	0,423	0,225
<b>Ah (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		0,886	1,114	0,811	0,431
<b>Ah<sub>min</sub> (RPA) cm<sup>2</sup>/ml</b>		3,00	3,00	3,00	3,00
<b>Ah (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×15T10 =23,70	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96
<b>St<sub>(Ah)</sub> (cm)</b>		25	25	25	25

**Tableau V.40 : Ferrailage des Voiles(9,11)**

		<b>Voile (9,11) → L= 2,45 m</b>			
		<b>Ss et RDC</b>	<b>Etage 1,2,3</b>	<b>Etage 4,5,6</b>	<b>Etage 7et 8</b>
<b>Av (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		-25,02	4,00	4,00	4,00
<b>Av (min) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×10T12 =22,62	2×10T12 =22,62	2×10T12 =22,62	2×10T12 =22,62
<b>ZE</b>	<b>St<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	15	15	15	15
	<b>L<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	30	30	30	30
<b>ZC</b>	<b>St<sub>(Av)</sub> (cm)</b>	30	30	30	30
<b>V<sub>(max)</sub> KN/ml</b>		214,170	220,365	141,737	55,788
<b>τ<sub>b</sub> MPa</b>		0,644	0,700	0,450	0,177
<b>Ah (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		1,063	1,342	0,863	0,339
<b>Ah<sub>min</sub> (RPA) cm<sup>2</sup>/ml</b>		3,00	3,00	3,00	3,00
<b>Ah (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×15T10 =23,70	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96
<b>St<sub>(Ah)</sub> (cm)</b>		25	25	25	25

Tableau V.41 : Ferrailage des Voiles(5-1,5-3)

		Voile (5-1,5-3) → L= 2,29 m			
		Ss et RDC	Etage 1,2,3	Etage 4,5,6	Etage 7et 8
<b>Av (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	0,283
<b>Av (min) cm<sup>2</sup>/ml</b>		4,00	4,00	4,00	4,00
<b>Av (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×9T12 =20,36	2×9T12 =20,36	2×9T12 =20,36	2×9T12 =20,36
<b>Z.E</b>	<b>St<sup>o</sup>(Av) (cm)</b>	15	15	15	15
	<b>L<sup>o</sup>(Av) (cm)</b>	30	30	30	30
<b>Z.C</b>	<b>St (Av) (cm)</b>	30	30	30	30
<b>V (max) KN/ml</b>		99,217	58,423	47,0694	36,609
<b>τb MPa</b>		0,337	0,198	0,160	0,124
<b>Ah (calculé) cm<sup>2</sup>/ml</b>		0,646	0,380	0,307	0,238
<b>Ah<sub>min</sub> (RPA) cm<sup>2</sup>/ml</b>		3,00	3,00	3,00	3,00
<b>Ah (adopté) cm<sup>2</sup></b>		2×15T10 =23,70	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96	2×12T10 =18,96
<b>St (Ah) (cm)</b>		25	25	25	25

**V.4.5. Schéma du ferrailage :**

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les voiles (1,2,3,4,7,8) de l'Etage 1,2et 3. Le schéma est illustré sur la figure suivante :

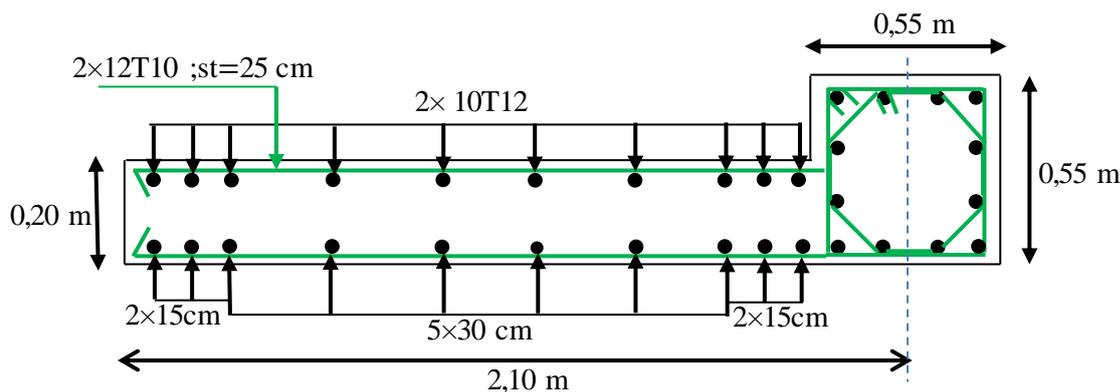


Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile (1,2,3,4,7,8) pour l' étage 1,2,3.

**V.5. Mur de soutènement (voile périphérique) :**

Afin de donner plus de rigidité à la partie entrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé.

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

### V.5.1. Dimensionnement :

Selon le RPA99V2003 ; le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm → On adopte une épaisseur :  $e=20\text{cm}$ .
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0,1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

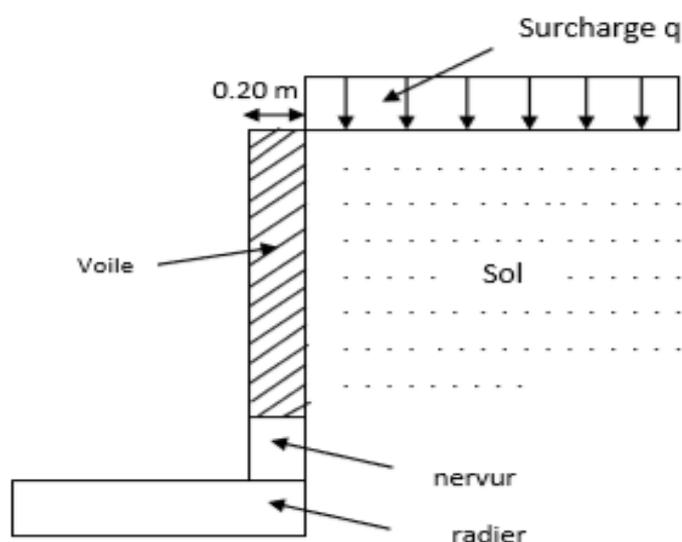


Figure V.9 : Schéma statique du voile périphérique.

### V.5.2. Caractéristiques du sol :

Nota : Nous avons un manque des données géotechniques, pour cela on prendra les caractéristiques d'un sol plus proche à celui de notre site :

- Poids spécifiques de remblais  $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$ .
- L'angle de frottement  $\varphi_s = 30^\circ$ .
- La cohésion  $c = 0$  (remblais).
- Poids spécifiques du béton  $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$ .

La hauteur des voiles périphérique :  $h=2,88 \text{ m}$ .

### V.5.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le mur est soumis à deux charges :

- Charge permanente (G) : due à la poussée des terres
- Surcharge d'exploitation (Q) : due aux passagers →  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

**V.5.4. Calcul des forces :****a. Force due à la poussée du sol :**

Cette force notée  $F_1$  est calculé par cette formule :

$$F_1 = (\gamma \times H \times K_0 - 2 \times c \times \sqrt{K_0}) \times \frac{H}{2}$$

Avec :

$C$  : la cohésion à longue terme

$H$  : hauteur du voile

$\gamma$  : Poids volumique du sol

$$K_0 : \text{Coefficient de poussée des terres} : K_0 = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \rightarrow K_0 = \frac{1 - \sin(30)}{1 + \sin(30)} = 0,33$$

$$F_1 = 18 \times 2,88 \times 0,33 \times \frac{2,88}{2} = 24,63 \text{ KN/m}^2$$

$$F_1 = 24,63 \text{ KN/m}^2$$

**b. Force due à la surcharge  $Q$  :**

La force notée  $F_2$  due au surcharge  $q$ , égale à :

$$F_2 = (Q \times K_0) \times h = (5 \times 0,33) \times 2,88 = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

$$F_2 = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

**V.5.5. Combinaisons d'actions :****❖ ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 24,63 + 1,5 \times 4,75$$

$$q_u = 40,37 \text{ KN/m}^2$$

**❖ ELS :**

$$q_s = G + Q = 24,63 + 4,75$$

$$q_s = 29,38 \text{ KN/m}^2$$

**V.5.6. Calcul du moment :**

Pour le calcul du moment on va utiliser la méthode de B.A.E.L :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,53}{4,83} = 0,52 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porté dans les deux sens}$$

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc Le moment suivant les deux directions  $x$  et  $y$ , est calculé par ces deux formules :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Où :

$M_x$  : C'est le moment fléchissant suivant x.

$M_y$  : C'est le moment fléchissant suivant y.

P : La charge uniformément répartie par unité d'aire.

$L_x$  : La longueur du voile.

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients obtenues à partir d'un tableau, en fonction de  $\alpha$ .  $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,088 \\ \mu_y = 0,245 \end{cases}$

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = 22,730 \text{ KN.m} \\ M_y = 5,560 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{txu} = 0,75 \times M_x \\ M_{tyu} = 0,75 \times M_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{txu} = 17,04 \text{ KN.m} \\ M_{tyu} = 4,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = 16,45 \text{ KN.m} \\ M_y = 4,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{txs} = 0,75 \times M_x \\ M_{tys} = 0,75 \times M_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{txs} = 12,33 \text{ KN.m} \\ M_{tys} = 3,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### V.5.7. Calcul de ferrailage du voile périphérique:

Le calcul de ferrailage du voile périphérique, se fait en flexion simple et sur une bande de 1 mètre linéaire (1,00×0,20) m<sup>2</sup>.

#### a. Ferrailage suivant x :

On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_{txu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,04 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,037$$

$\mu_u < \mu_R$ ; donc section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire (Asc = 0).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,047$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,047) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{17,04 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,0002782 \text{ m}^2 \rightarrow A_{tx} = 2,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### b. Ferrailage suivant y :

On calcul d'abord  $\mu_u$  par cette formule :

$$\mu_u = \frac{M_{tyu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,17 \times 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,0091$$

$\mu_u < \mu_R$  ; donc section a simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire ( $A_{sc} = 0$ ).

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,011$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,011) = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{tuy}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{4,17 \times 10^{-3}}{0,179 \times 348} = 0,00067 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \quad A_{ty} = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**c. Sections minimales des armatures :(B.A.E.L91)**

-Le sens de la plus grande portée y :

$$A_{y \text{ min}} = 0,08\%B = 0,08\% \times 20 \times 100 \text{ (CBA, 93)} \quad \rightarrow \quad A_{y \text{ min}} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Le sens de la petite portée x :

$$A_{x \text{ min}} = \frac{3-a}{2} A_{y \text{ min}} = \frac{3-0,52}{2} \times 1,6 = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**d. Choix de diamètre :**

$$\phi < \frac{h_0}{10} \quad \rightarrow \quad \phi < \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Le diamètre d'armature choisi doit être inférieur à 20 mm.

**V.5.8 Choix des armatures :**

➤ **Sens « x-x » :**

$$A_{tx} = 2,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix : 6T10/ml**

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33\text{cm} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 20 = 60\text{cm} \\ 33\text{cm} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad S_t \leq 33\text{cm}$$

On adopte un espacement  $S_{tx} = 20 \text{ cm}$

➤ **Sens « y-y » :**

$$A_{ty} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Choix : 5T10/ml**

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 33\text{cm} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \times 20 = 60\text{cm} \\ 33\text{cm} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad S_{ty} \leq 33\text{cm}$$

On adopte un espacement  $S_{ty} = 20 \text{ cm}$ .

**V.5.9. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\alpha \geq 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_{uy} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{l_x + 2l_y} = 40,47 \text{ KN} \\ V_{ux} = q_u \times \frac{l_x}{3} = 34,05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_u = \max (V_{ux} , V_{uy}) = \max (40,47 ; 34,05) \quad \rightarrow \quad V_u = 40,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{40,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,225 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$  ..... **Condition vérifiée.**

#### V.5.10. Vérification à ELS :

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b x^2}{2} + n \text{ Asc } (x-d') - n \text{ Ast } (d-x) \quad \text{Avec : } n=15$$

$$50x^2 + 70,65x - 1271,7 = 0$$

$$x = 4,38 \text{ cm}$$

❖ **Calcul de l'inertie :**

$$I = \frac{b x^3}{3} + n \times \text{Ast } (d-x)^2$$

$$I = 15906,81 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{12,33 \times 10^{-5} \times 4,38}{15906,81 \times 10^{-8}} = 3,395 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$  ..... **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 15 \times \frac{12,33 \times 10^{-5} (18-4,38)}{15906,81 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{st} = 158,36 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) ; \text{ avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (266,66, 201,63)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$  ..... **Condition Vérifiée.**

#### Remarque:

Puisque le voile est encasté en pied dans le radier, et en tête dans la poutre, donc ce n'est pas la peine de vérifier le glissement, ni le renversement.

# Chapitre VI :

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de la superstructure vers le sol sur lequel elles reposent. Elles servent à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements des sols.

### VI .2. Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99/V2003** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases}$$

### VI.3 Choix du type de fondation :

D'après le rapport géotechnique la contrainte du sol égale 2,2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante
- Radier général

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol.
- Le type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

Le type de fondation préconisé pour cette structure est des semelles filantes, mais après le dimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour **un radier général** afin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

### VI.4. Etude du radier général :

#### VI.4.1 Pré dimensionnement :

$h_n$  : Hauteur des nervures.

$h_d$ : Hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 6,50$  m)

$$\begin{cases} h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{650}{10} = 65 \text{ cm} \\ h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{650}{20} = 32,50 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(DTR BC 2.33.1)}$$

❖ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max} ; \text{ Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$L_e$  : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E: Module de Young ( $E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$ )

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de raideur du sol  $\rightarrow$  ( $K = 4,4 \text{ Kg/cm}^3 = 4,4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ ).

$$I = \frac{b \times h_n^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc :  $h_n = 1,03 \text{ m}$

A partir des deux conditions on prend le max :  $h_n = 1,03 \text{ m}$  On opte un  $h_t = 1,10 \text{ m}$ .

$I = 0,1109 \text{ m}^4$ ,  $L_e = 4,24 \text{ m}$

➤ **Vérification de condition :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max} \rightarrow 6,66 \text{ m} > 6,50 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On prend :  $\begin{cases} h_n = 110 \text{ cm} \\ h_d = 50 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Calcul de débordement ( D ) :**

$$D \geq \text{Max} \left( \frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$$

$D \geq 55 \text{ cm} \rightarrow$  On adopte :  $D = 60 \text{ cm}$ .

**VI.5.Vérification nécessaire :**

**VI.5.1. Vérification de la contrainte du sol :**

D'après le rapport géotechnique, on a une contrainte du sol égale à  $\sigma_{sol} = 2,2 \text{ bar}$ .

Pour que la contrainte du sol soit vérifiée, on doit vérifier ces deux conditions :

➤ **Condition 1 :**

$$\sigma_{bl} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :  $\sigma_{bl} = K \times Z_{\max}$

Où :

K : Coefficient de BALLAST, égal à deux fois la contrainte du sol :

$$K = 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 2,2 \rightarrow K = 4,4 \text{ Kg/cm}^3$$

$Z_{max}$ : Déplacement maximal suivant Z, égal à 0,31 cm (ELS, SAP2000),

$$\sigma_{b1} = 4,4 \times 0,31 = 1,364 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 1,364 \text{ bar} < \sigma_{sol} = 2,2 \text{ bar} \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Condition 2 :**

$$\sigma_{b2} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

Où :

$F_z$  : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par SAP2000 ( $F_z = 60833,10 \text{ KN}$ ).

S: Surface du radier, égale à  $285,269 \text{ m}^2$ .

$$\sigma_{b2} = \frac{60833,10 \times 10^2}{285,269 \times 10^4} = 2,13 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 2,13 \text{ bar} < \sigma_{sol} = 2,2 \text{ bar} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**VI.5.2 Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)** on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0,045 \times h_n \times u_u \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime, elle est tirée directement du SAP2000 ➔  $N_u = 2582,45 \text{ KN}$ .

$u_u$  : Périmètre du centre cisailé, il est calculé comme suit :

$$u_u = 4 \times (a + h_n)$$

Avec :  $h_n$  : l'épaisseur de la nervure  $h_n = 1,10 \text{ m}$

$a$  : largeur de la nervure  $a = 1,00 \text{ m}$

$$u_u = 4 \times (1,10 + 1,00) = 8,40 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 1,1 \times 8,40 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$N_u = 2582,45 \text{ KN} < 9039,13 \text{ KN} \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

**VI.5.3. Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon RPA99, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Avec : M : Moment de renversement suivant chaque direction (D'après SAP2000)

Ns : Effort normal total ( $N_s$  (superstructure) +  $N_s$  (Radier) +  $N_s$  (Remblai))

$$(N_s \text{ (superstructure)} = 60,83310 \text{ MN}) ; (N_s \text{ (Radier)} = 13,16425 \text{ MN}) ; (N_s \text{ (Remblais)} = 1,316 \text{ MN})$$

$$N_s = 60,83310 + 13,16425 + 1,316 = 75,3133 \text{ MN}$$

B : Les dimensions du bâtiment suivant les deux directions.

- **Sens X-X** : ( $M_x = 39,6574 \text{ MN.m}$ ) ; ( $N_s = 75,3133 \text{ MN}$ ) ; ( $B_x = 25,10 \text{ m}$ )

$$e = \frac{39,6574}{75,3133} = 0,53 \text{ m} < \frac{25,10}{4} = 6,275 \text{ m}$$

- **Sens Y-Y** : ( $M_y = 39,5715 \text{ MN.m}$ ) ; ( $N_s = 75,3133 \text{ MN}$ ) ; ( $B_y = 20,27 \text{ m}$ )

$$e = \frac{39,5715}{75,3133} = 0,52 \text{ m} < \frac{20,27}{4} = 5,067 \text{ m}$$

Donc il n'y a pas de risque de renversement.

**VI.5.4. Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut vérifier la stabilité du bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous pression,

$$N_s \geq \gamma_w \times S_r \times H \times F_s$$

Avec:

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau →  $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

$S_r$  : La surface totale du radier →  $S_r = 285,269 \text{ m}^2$

$F_s$  : C'est un coefficient de sécurité →  $F_s = 3$

$H$  : La hauteur d'ancrage du bâtiment →  $H = 3,98 \text{ m}$

$N_s$  : Effort normal total ( $N_s$  (superstructure) +  $N_s$  (Radier) +  $N_s$  (Remblai)).

$$N_s = 60,83310 + 13,16425 + 1,316 = 75,3133 \text{ MN}$$

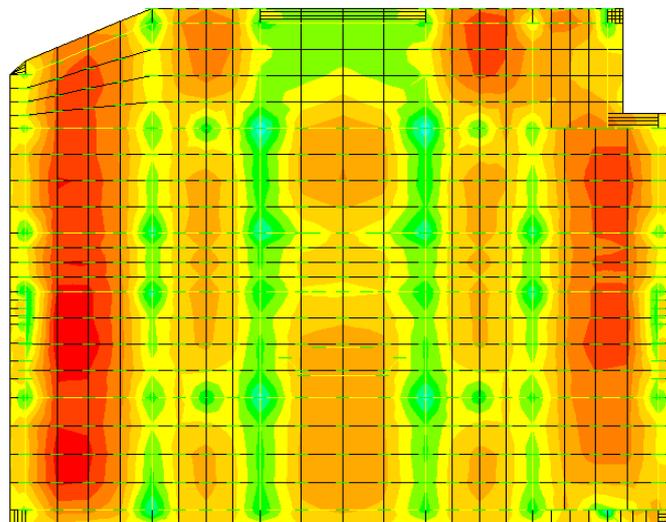
$$N_s \geq \gamma_w \times S_r \times H \times F_s = 10 \times 10^{-3} \times 3,98 \times 285,269 \times 3 = 34,061 \text{ MN}$$

$N_s = 75,3133 \text{ MN} > 34,061 \text{ MN} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

**VI.6. Différentes sollicitations :**

Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 », on a obtenu les résultats suivants :

- **Sens x-x :**



**Figure VI.1 : Moment M11 à l'ELU**

- Sens y-y :

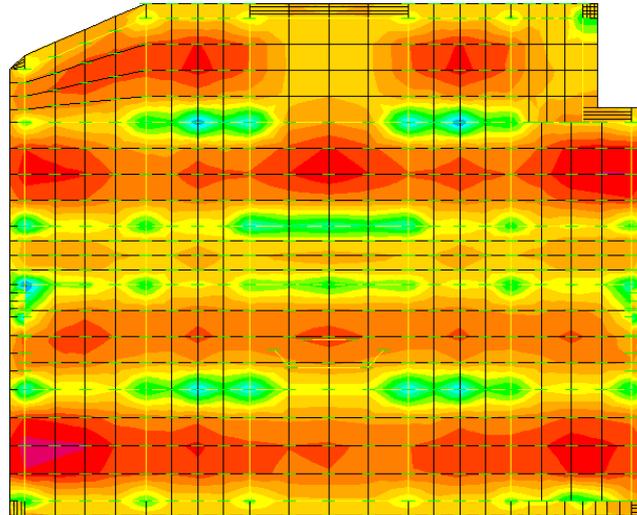


Figure VI.2 : Moment M22 à ELU

Les différentes sollicitations du radier sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales au niveau des dalles.

Sens	ELU		ELS	
	M (Travée) (KN.m)/ml	M (Appui) (KN.m)/ml	M (Travée) (KN.m)/ml	M (Appui) (KN.m)/ml
x-x	153,405	197,754	111,986	144,18
y-y	128,895	193,208	94,240	140,877

Tableau VI.2 : Sollicitations maximales au niveau des nervures.

Position	ELU	ELS
	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
Appui	750,426	548,578
Travée	739,799	540,822

## VI.7. Calcul du ferrailage :

### VI.7.1. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bande de 1 ml.

#### a. Sens x-x :

##### ❖ Calcul du ferrailage en travée :

Avec :  $b = 1,00 \text{ ml}$  ;  $h = 0,50 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $F_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\mu_R = 0,392$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{153,405 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,0535$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$  (FeE400) → section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire,  $A_{sc}=0$ )

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0535)}) = 0,069$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,069) = 43,76 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{153,405 \times 10^{-3}}{0,4376 \times 348} = 10,08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Calcul du ferrailage en appui :**

Avec :  $b = 1,00 \text{ ml}$  ;  $h = 0,50 \text{ m}$ ;  $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $Fe = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\mu_R = 0,392$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{197,754 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,0689$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$  (FeE400) → section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire,  $A_{sc}=0$ ).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0689)}) = 0,089$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,089) = 43,39 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{197,754 \times 10^{-3}}{0,4339 \times 348} = 13,10 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**b. Sens y-y :**

❖ **Calcul du ferrailage en travée :**

Avec :  $b = 1,00 \text{ ml}$  ;  $h = 0,50 \text{ m}$ ;  $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $Fe = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\mu_R = 0,392$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{128,895 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,0449$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$  (FeE400) → section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire,  $A_{sc}=0$ )

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0449)}) = 0,057$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,057) = 43,96 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{128,895 \times 10^{-3}}{0,4396 \times 348} = 8,43 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Calcul du ferrailage en appui :**

Avec :  $b = 1,00 \text{ m}$  ;  $h = 0,50 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  
 $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\mu_R = 0,392$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{193,208 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,0673$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$  (FeE400) → Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire,  $A_{sc}=0$ )

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0673}) = 0,087$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,087) = 43,43 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u22}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{193,208 \times 10^{-3}}{0,4343 \times 348} = 12,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \max \left( \frac{1 \times 0,5}{1000} ; \frac{0,23 \times 1 \times 0,45 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{st \min} \geq \max (5 ; 5,43) \text{ cm}^2$$

Donc la section minimum égale à  $A_{st \min} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**-Travée :**

Sens x-x :  $A_{st} = 10,08 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$  → **Condition vérifiée.**

Sens y-y :  $A_{st} = 8,43 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$  → **Condition vérifiée.**

**- Appui :**

Sens x-x :  $A_{sa} = 13,10 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$  → **Condition vérifiée.**

Sens y-y :  $A_{sa} = 12,79 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$  → **Condition vérifiée.**

❖ **Choix d'armature :**

**- Travée :**

Sens x-x :  $A_{st} = 9T16 = 18,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y :  $A_{st} = 9T16 = 18,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**- Appui :**

Sens x-x :  $A_{st} = 9T16 = 18,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y :  $A_{st} = 9T16 = 18,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**VI.7.1.1.Vérification de la dalle à l'ELS :**

D'après (C.B.A.93), Le radier est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

- $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

-Exemple de calcul : On va prendre comme exemple de calcul, la travée (X-X)

b = 1 m ; h = 0,50 m ; d = 0,45 m ; d' = 0,05m ; Ms (Travée) = 0,111986 MN.m ; Fe=400MPa

n = 15 coefficient d'équivalence ; (Asc = 0) ; Ast = 8T16 = 18,10 cm<sup>2</sup>

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast (d - x) = 0$$

$$50 x^2 - 271,5 (45 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1577,413 \rightarrow x = 13,06 \text{ cm}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n Ast (d - x)^2 \rightarrow I = 351226,44 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = 3,988 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,379 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

❖ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d-x)}{I} = 152,757 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 152,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ ..... Condition Vérifiée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.**

					Béton		Aciers		
Position		Ms	Ast	Xs	I	$\sigma_{bc}$	<15	$\sigma_{st}$	<201,63
		(KN.m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm)	(cm <sup>4</sup> )	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
X-X	Travée	111,986	18,10	13,06	351226,44	3,988	Vérifiée	152,75	Vérifiée
	Appui	144,18	18,10	13,06	351226,44	5,638	Vérifiée	196,67	Vérifiée
Y-Y	Travée	94,240	18,10	13,06	351226,44	3,356	Vérifiée	130,76	Vérifiée
	Appui	140,877	18,10	13,06	351226,44	5,017	Vérifiée	195,48	Vérifiée

**VI.7.1.2. Vérification au cisaillement :**

➤ **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1035,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,50} = 2,30 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{646,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,50} = 1,437 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.7.1.3. Calcul de l'espacement :**

D'après le (BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(40,5 ; 40) \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de : **St = 15 cm.**

**VI.7.2. Calcul de Ferrailage de la nervure :**

Le calcul se fait en flexion simple, à l'ELU avec une section (100×110) cm<sup>2</sup>

Avec : b = 1,00 m ; h = 1,10 m ; (d = 0,9 × 1,10 = 0,99 m) ; f<sub>c28</sub> = 25 MPa

Fe = 400 MPa ; σ<sub>st</sub> = 348 MPa ; f<sub>bc</sub> = 14,17 MPa ; μ<sub>R</sub> = 0,392

❖ **Calcul du ferrailage en travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{739,799 \times 10^{-3}}{1 \times (0,99)^2 \times 14,17} = 0,0533$$

μ<sub>u</sub> < μ<sub>R</sub> = 0,392 (FeE400) → section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire, A<sub>sc</sub>=0)

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0533}) = 0,0685$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 99 \times (1 - 0,4 \times 0,0685) = 96,39 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u11}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{739,799 \times 10^{-3}}{0,9639 \times 348} = 22,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Calcul du ferrailage en appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{750,426 \times 10^{-3}}{1 \times (0,99)^2 \times 14,17} = 0,054$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$  (FeE400) → section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire,  $A_{sc}=0$ )

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,069$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 99 \times (1 - 0,4 \times 0,069) = 96,27 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{750,426 \times 10^{-3}}{0,9627 \times 348} = 22,39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 1,1}{1000}; \frac{0,23 \times 1 \times 0,99 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st \min} \geq \max(11; 11,95) \text{ cm}^2$$

Donc la section minimum égale à  $A_{st \min} = 11,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Travée :

$$A_{st} = 22,20 \text{ cm}^2/\text{ml} > 11,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Appui :

$$A_{sa} = 22,39 \text{ cm}^2/\text{ml} > 11,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Choix d'armature :**

- Travée :  $A_{st} = 6T20+10T16 = 38,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Appui :  $A_{st} = 6T20+12T16 = 42,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**VI.7.2.1. Vérification de la dalle à l'ELS :**

D'après (C.B.A.93), La nervure est soumise à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

- $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

- $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

- Exemple de calcul : On va prendre comme exemple de calcul, la travée de la nervure  $b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 1,1 \text{ m}$  ;  $d = 0,99 \text{ m}$  ;  $d' = 0,11 \text{ m}$  ;  $M_s$  (Travée) =  $0,54082 \text{ MN.m}$  ;  $F_e = 400 \text{ MPa}$   $n=15$  coefficient d'équivalence ; ( $A_{sc} = 0$ ) ;  $A_{st} = 6T20+ 10T16 = 38,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$50 x^2 - 584,4 (99 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 3451,47 \rightarrow x = 28,67 \text{ cm.}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 3676151,20 \text{ cm}^4.$$

❖ **Calcul des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = 4,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d - x)}{I} = 155,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 155,20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.**

					Béton		Aciers	
Position	Ms (KN.m)	Ast (cm <sup>2</sup> )	Xs (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	<15 (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	<201,63 (MPa)
<b>Travée</b>	540,822	38,96	28,67	3676151,20	4,21	Vérifiée	155,20	Vérifiée
<b>Appui</b>	548,578	42,97	29,86	3968626,598	4,12	Vérifiée	143,356	Vérifiée

**VI.7.2.2. Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{901,28 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,50} = 2,00 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.7.2.3. Calcul de l'espacement :**

Selon RPA 99/V2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{min} ; 30 \text{ cm}\right) \dots \dots \dots \text{En zone nodale} \\ S'_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Avec :  $\phi_{min}$  Le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal.

$$S_t \leq \min\left(\frac{110}{4}; 12 \times 2; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S_t \leq 14 \text{ cm}$$

$$S'_t \leq \frac{110}{2} \rightarrow S'_t \leq 55 \text{ cm}$$

On adopte un espacement :

$$\begin{cases} S_t = 12 \text{ cm} \\ S'_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

**VI.7.2.4. Ferrailage transversal :**

$$\phi_{\min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_{\min} \leq \min(3,14; 1,6; 10)$$

On prend :  $\phi_{\min} = 8 \text{ mm}$

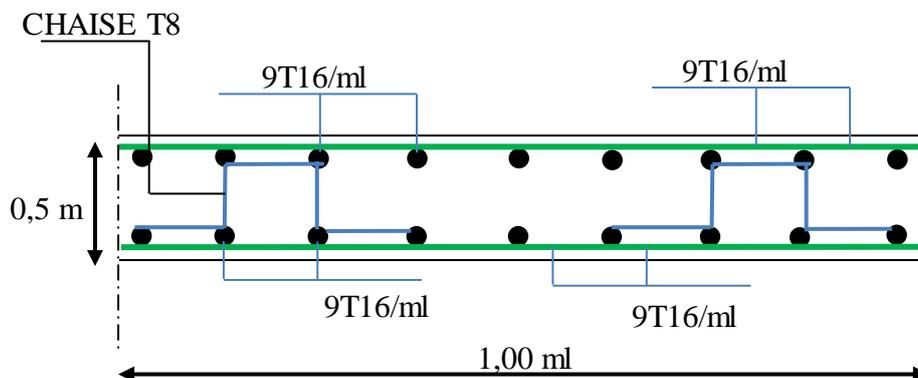
Le tableau ci-dessous, est une récapitulation de tout le ferrailage trouvé :

**Tableau VI.5 :** Ferrailage de la nervure et la dalle du radier.

			Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> /ml)	Ferrailage min (cm <sup>2</sup> /ml)	Ferrailage choisi
Dalle	Travée	x-x	10,08	5,43	9T16
		y-y	8,43		9T16
	Appui	x-x	13,10	5,43	9T16
		y-y	12,79		9T16
Nervure	Travée		22,20	11,95	6T20+10T16
	Appui		22,39	11,95	6T20+12T16

**VI.8. Schéma de ferrailage du radier :**

Le schéma du ferrailage de la nervure ainsi que la dalle, sont illustrés sur ces deux figures :



**Figure VI.3 :** Ferrailage de la dalle du radier suivant les deux sens (x ; y)

**Remarque :**

Il faut ajouter les armatures de peau parallèle à l'axe neutre, leur section d'au moins de  $3\text{cm}^2/\text{m}$  de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend **6T12**.

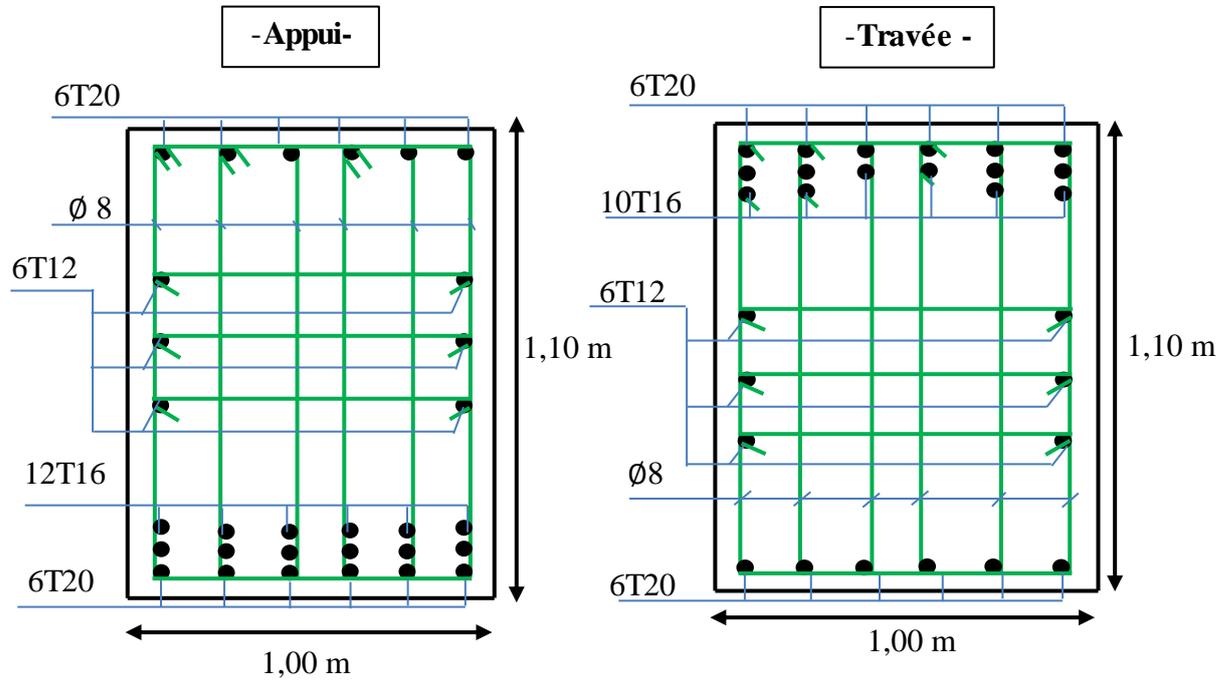


Figure VI.4 : Ferrailage des nervures.

# Chapitre VII :

## COMPARAISON ENTRE LES SYSTÈMES À BASE FIXE ET À BASE ISOLÉE

### VII.1 Présentation du système dissipation :

#### VII.1.1 Historique :

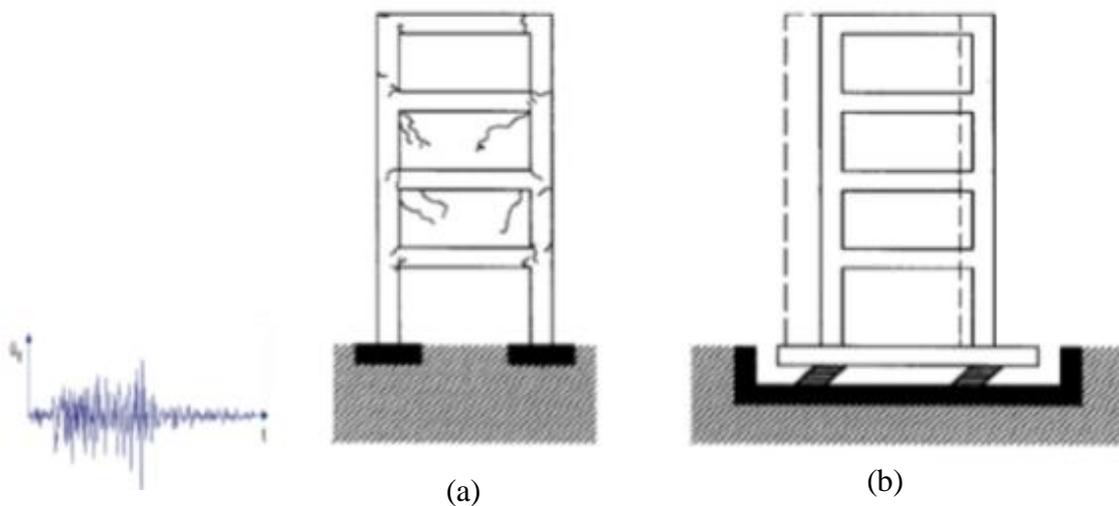
Les isolateurs sismiques ont émergé au début du 20ème siècle, Les premières expériences n'ont pas fonctionné, le succès a commencé seulement dans les années 70 et 80 [3].

En 1950, des structures ont été utilisées en caoutchouc flexible pour isoler des bâtiments contre les vibrations causées par les chemins de fer et le vent ...etc

Le premier isolateur a été utilisé pour isoler la base du bâtiment du séisme en 1969 dans une école primaire à Skopje (ex- Yougoslavie) [4].

#### VII.1.2.Principe de l'isolation sismique :

La fonction de l'isolateur sismique dans la base est d'augmenter la période de vibration pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre. C'est un dispositif qui permet de dissiper l'énergie externe et absorber des chocs pour contrôler les mouvements et réaliser une conciliation efficace entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement [5].



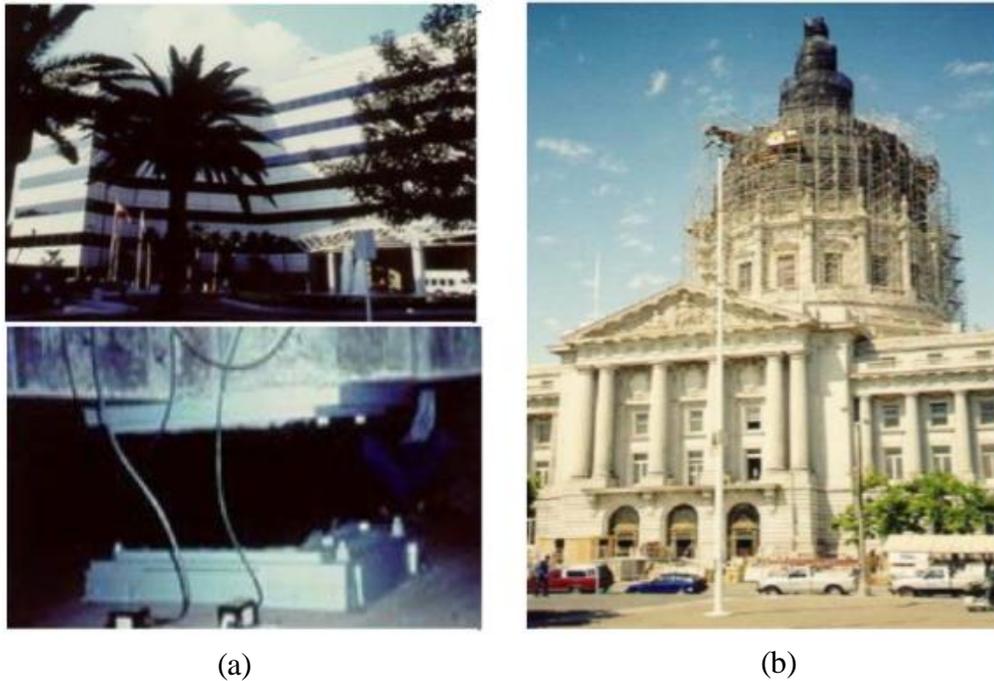
**Figure VII.1:**Comportements des structures lors d'un séisme.  
(a) Encastrée, (b) Isolée. [7]

#### VII.1.3 Système d'isolation dans le monde :

##### VII.1.3.1 Les états-unis :

Aux états-unis, contrairement au Japon, la croissance de l'utilisation des systèmes d'isolation sismique a été très lente au cours des dernières années.

Dans ce pays, la technique d'isolation est relativement limitée à des structures stratégiques et publiques et la moitié de ces applications sont des réhabilitations [5].



**Figure VII.2 :** Réhabilitation des structures à usa par des systèmes d'isolations.

**a.** L'université de Californie à Los Angeles, protégée par des isolateurs. Cette structure a résisté au séisme de Northridge 1994.

**b.** Hôtel de ville de San Francisco, construit en 1912 et qui a été endommagé par le séisme de LomaPrieta en 1989, puis il a été isolé au moyen de 530 isolateurs en 2000.

### VII.1.3.2 Russie :

Dans ce pays, le nombre de bâtiments isolés est approximativement de 600 constructions historiques en plus des nouveaux bâtiments à grandes hauteurs (gratte-ciel) [1].



**Figure VII.3 :** Un nouveau d'hôtel à Sochi, protégé par 156 isolateurs [1].

### VII.1.3.3. Japon :

L'utilisation des isolateurs sismiques a augmenté rapidement au Japon après le tremblement de terre de Kobe le 17 janvier 1995. Ce pays est le premier au monde qui compte plus de 5000 bâtiments isolés [1].



Figure VII.4 : La tour cristal de Kobé.

### VII.1.3.4. Italie :

Une des premières utilisations de systèmes d'isolation sismique dans ce pays est le système de pendule à friction (Figure VII.5). Après le tremblement de terre 2009, le quartier Aquila ont été reconstruites en utilisant ce type d'isolation.

La surface de friction est recouverte d'un matériau non corrosif (Téflon) ; la courbure de la friction d'amortissement est de 4 m, l'obtention de 20% avec un déplacement de 260 mm [5].



Figure VII.5 :Aquila bâtiments du quartier et le système de pendule de frottement utilisés [5].

### VII.1.4.Type des systèmes d'isolation sismique :

Les systèmes d'isolation sismique sont des dispositifs caractérisés par une grande souplesse horizontale et une rigidité verticale, ils sont placés entre les fondations et la superstructure pour dissiper le maximum d'énergie. Parmi ces catégories et selon leur mode de fonctionnement on peut citer, [6] :

- Appuis à élastomère.
- Appuis à pot.
- Appuis à glissement.
- Appuis à déformation et glissement.
- Appuis à roulement.

### VII.2. Méthodes de calcul des constructions isolées :

Dans ce projet on utilise un appui en pendule glissant (Friction Pendulum Sliding) Ce type d'appuis (FPS) comporte une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule (Figure VII.6).

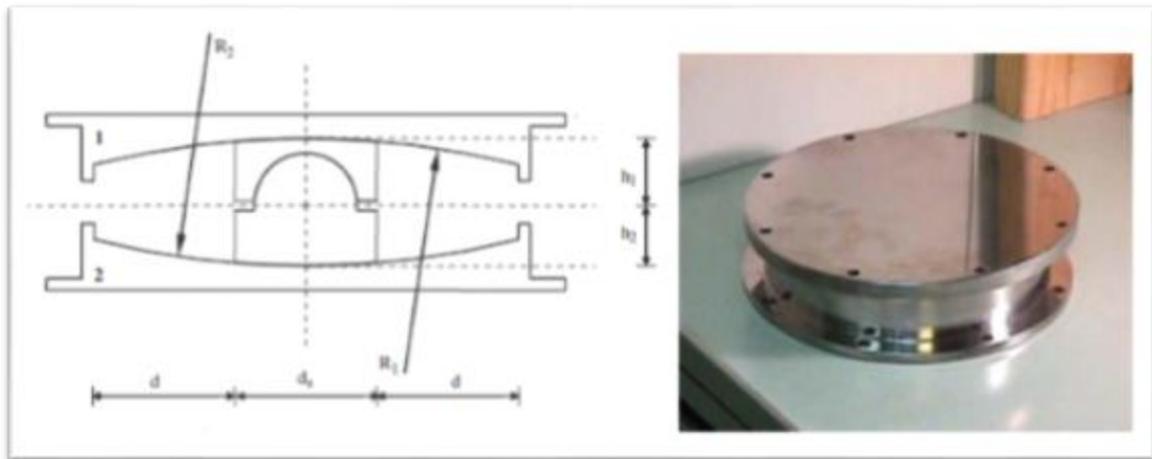


Figure VII.6: Appuis en pendules glissants (FPS) [7].

#### VII.2.1 Dimensionnement d'isolateur pendule à friction (FPS) :

Le dimensionnement est réalisé comme suit [8] :

- La rigidité effective est donnée par :

$$K_{eff} = \frac{N}{g} \left( \frac{2\pi}{T_D} \right)^2 \quad (7.1)$$

- Déplacement maximum de conception :

$$D = \frac{g \times c \times T_D}{4 \times \pi^2 \times B_D} \quad (7.2)$$

## Chapitre VII : Comparaison entre les systèmes à base fixe et à base isolée

Avec :

$B_D$  : Le coefficient d'amortissement donné en termes d'amortissement effectif  $\xi(\%)$ , il est donné selon l'UBC97 (chapitre 16, sous chapitre 4, Tableau A-16-C)

**Tableau VII.1** : Facteurs d'amortissement  $B_D$ .

Amortissement critique $\xi(\%)$	Facteur $B_D$
$\leq 2\%$	0,8
5	1,0
10%	1,2
20%	1,5
30%	1,7
40%	1,9
$\geq 50\%$	2,0

Selon RPA99/V2003 le pourcentage d'amortissement critique d'un bâtiment en béton armé a remplissage dense  $\xi(\%) = 7 \rightarrow$  Donc le facteur  $B_D = 1,2$

C : Coefficient sismique :  $C = Z.N.S$

Ou :

Z : Facteur de la zone sismique Z, ses valeurs sont données selon UBC 97 (chapitre 16, sous chapitre 5, Tableau 16-I) comme suit :

**Tableau VII.2** : Facteurs de la zone sismique.

Zone	I	IIA	IIB	III	IV
<b>Z</b>	0,075	0,15	0,2	0,3	0,4

N : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active. Ces valeurs sont données par le tableau suivant :

**Tableau VII.3** : Coefficient de la proximité de la faille active.

Distance à la faille	Magnitude MCE		
	$\geq 8,0$	$= 7,0$	$\leq 6,0$
$\geq 15\text{km}$	1,0	1,0	1,0
$= 10\text{km}$	1,2	1,0	1,0
$\leq 5\text{km}$	1,5	1,3	1,1

S : Coefficient caractérisant le type de sol. Ces valeurs sont données par le tableau suivant :

**Tableau VII.4 :** coefficient caractérisant le type de sol (S).

Type de sol	S
S <sub>1</sub> : Sol ferme	1,0
S <sub>2</sub> : Sol moyen	1,4
S <sub>3</sub> : Sol meuble	2,3
S <sub>4</sub> : Sol très meuble	2,7

- Calcul du rayon de la surface sphérique :

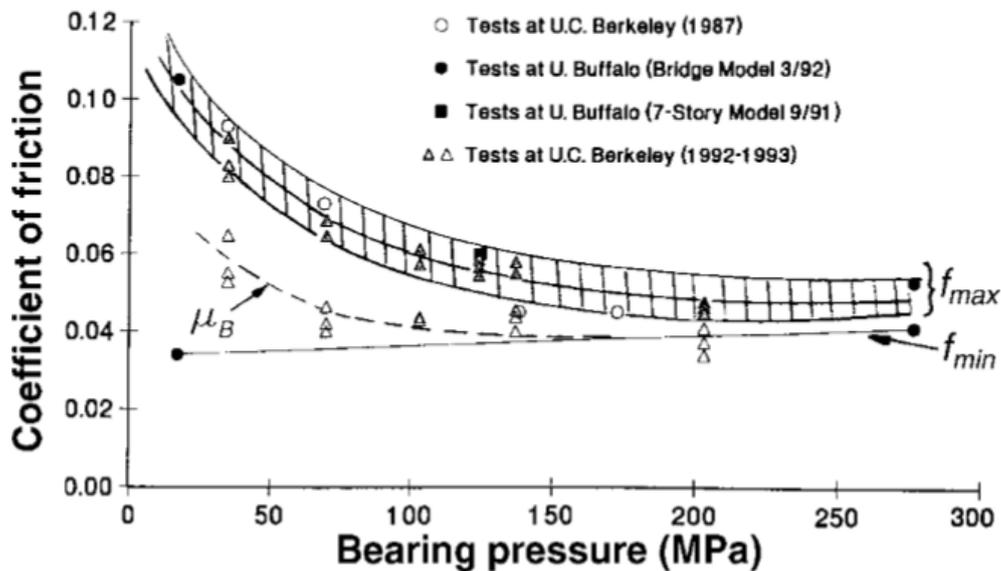
$$T=2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad \rightarrow \quad R_{FPS} = \frac{T_D^2 g}{(2\pi)^2} \quad (7.3)$$

- Calcul de la pression de contact et du coefficient de frottement :

$$\sigma_p = \frac{N}{A} \quad (7.4)$$

Avec :  $A= \pi R^2$  et  $R=H/2$

Pour le calcul du coefficient de frottement en fait la projection de la pression des contacte sur la courbe du coefficient de frottement minimum et maximum (figure VII.7)



**Figure VII.7:** Coefficient de frottement en fonction de la pression (FEMA 356).

Et on trouve :  $\begin{cases} \mu_{min} = 0,055 \\ \mu_{max} = 0,075 \end{cases} \rightarrow \text{La moyenne} = 0,065$

- Le rapport d'amortissement efficace, fourni par le système d'isolement, est une fonction du déplacement de la conception, qui peut être exprimée comme:

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{2}{\pi} \left( \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R_{RPS}}} \right) \quad (7.5)$$

- Estimation du déplacement vertical  $\delta_v$  :

$$\delta_v = \frac{D^2}{2 R_{RPS}} \quad (7.6)$$

- Calcul de la rigidité post-élastique :

$$K_p = \frac{W}{R} \quad (7.7)$$

- Calcul de la rigidité linéaire ( $K_e$ ) :

Pour des meilleurs résultats en a choisi :

$$K_e = 50 \times K_p \quad (7.8)$$

- Calcul de la rigidité verticale ( $K_v$ ) :

$$K_v = \frac{E \times A}{H} \quad (7.9)$$

Les caractéristiques d'isolateur pendule à friction sont représenté dans le tableau suivante :

**Tableau VII.5:** Les caractéristiques d'isolateur pendule à friction (FPS).

<b>Caractéristique</b>	<b>FPS</b>
Dimensions (mm)	(1100×150)
$K_{\text{eff}}$ (KN/m)	1884,22
H(m)	0,15
$K_p$ (KN/m)	15208,275
$K_e$ (KN/m)	760413,75
$K_v$ (KN/m)	376900
R(m)	4
$\mu_{\text{min}}$	0,055
$\mu_{\text{max}}$	0,075
Rate paramètre (s/m)	40

**VII.3 Résultats et analyses :**

La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel sap2000. Les résultats suivants ont été obtenus :

**VII.3.1 Période et facteur de contribution modal :**

**Tableau VII.6 : Période et facteur de contribution modal.**

Mode	Structure contreventé par les voiles			Structure avec le système d'isolation		
	Période (s)	Cumulé Ux (%)	Cumulé Uy (%)	Période (s)	Cumulé Ux (%)	Cumulé Uy (%)
<b>1</b>	0,86142	0,00005	0,68579	2,131336	0,00134	0,84543
<b>2</b>	0,6912	0,69746	0,68592	1,974001	0,07194	<b>0,94923</b>
<b>3</b>	0,63766	0,71258	0,68644	1,812803	<b>0,98496</b>	0,95223
<b>4</b>	0,24590	0,71258	0,84129	0,645835	0,98497	0,99488
<b>5</b>	0,20991	0,851	0,8413	0,562141	0,98529	0,99495
<b>6</b>	0,18655	0,85235	0,84206	0,474208	0,99882	0,99496
<b>7</b>	0,11588	0,85237	<b>0,90303</b>	0,313418	0,99889	0,99773
<b>8</b>	0,10416	<b>0,90591</b>	0,90313	0,310145	0,99908	0,99913

**Remarque :**

L'effet du système d'isolation permet d'assouplir le bâtiment. La raison de cet effet est le rallongement de la période fondamentale de la structure à une valeur plus grande par rapport à la période de la structure à base fixe.

Ce rallongement est la raison principale de l'efficacité du système d'isolation pour la réponse de la structure, on remarque que le mode fondamentale pour la structure contreventé par les voiles dépasse 90% au huitième mode, par contre la structure isolée est régie par le troisième mode. Cela est significatif dans le cadre de l'analyse dynamique des structures car la contribution des modes supérieurs est complètement négligeable. Ce qui n'a pas été vérifié dans le cas de la structure à base fixe.

**VII.3.2. Les réponses maximales en déplacement, accélération, vitesse, efforts tranchants à la base et en sollicitations maximales :**

**Tableau VII.7 : Réponse maximale (accélérogramme Keddara et Sylmar).**

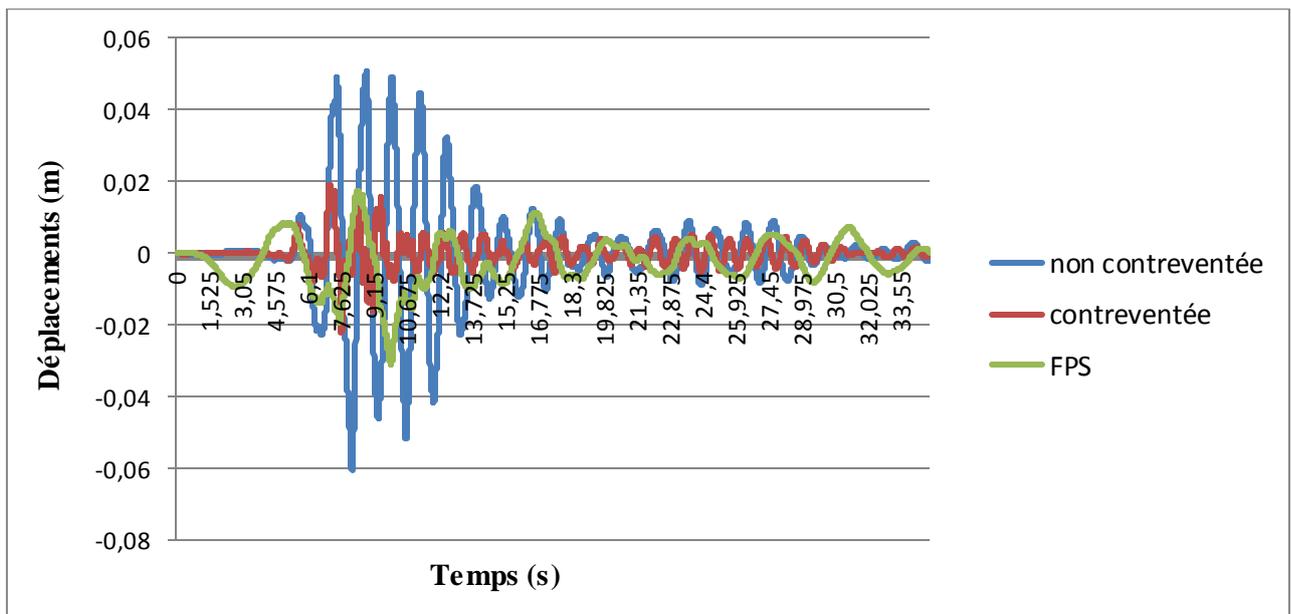
Type d'accélération	Type de structure	Déplacement (cm)	Accélération (m/s <sup>2</sup> )	Vitesse (m/s)	Effort tranchant à la base (KN)	Sollicitation		
						N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
Keddara	Contreventée	2,22	8,421	0,281	12467,357	1530,8	87,73	620169,86
	Non contreventée	6,07	7,135	0,352	8740,111	1711,9	155,01	510240,99
	FPS	3,09	3,960	0,189	1585,986	1210,1	33,76	398962,4
sylmer	Contreventée	32,17	26,39	2,612	54974,826	12717,29	423,98	2614511,3
	Non contreventée	58,65	28,08	2,669	49702,954	8727,39	903,49	939129,88
	FPS	48,28	15,58	1,407	7011,662	2785,01	608,02	903414,51

**VII.4 Analyse des réponses temporelles pour le système FPS :**

Les résultats obtenus sont comparés avec les modèles contreventés et à systèmes d'isolation.

**VII.4.1 Station Keddara :**

**VII.4.1.1 Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps :**



**Figure VII.8 : Réponse temporelle en déplacements.**

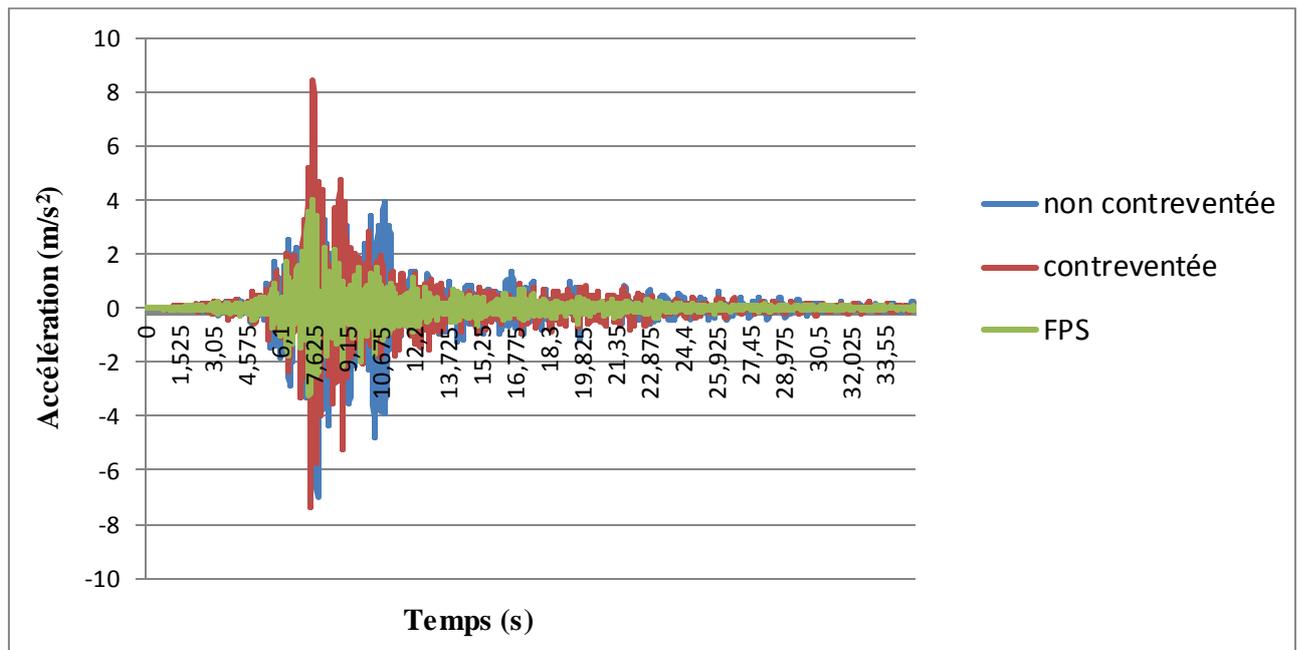


Figure VII.9 : Réponse temporelle en accélération.

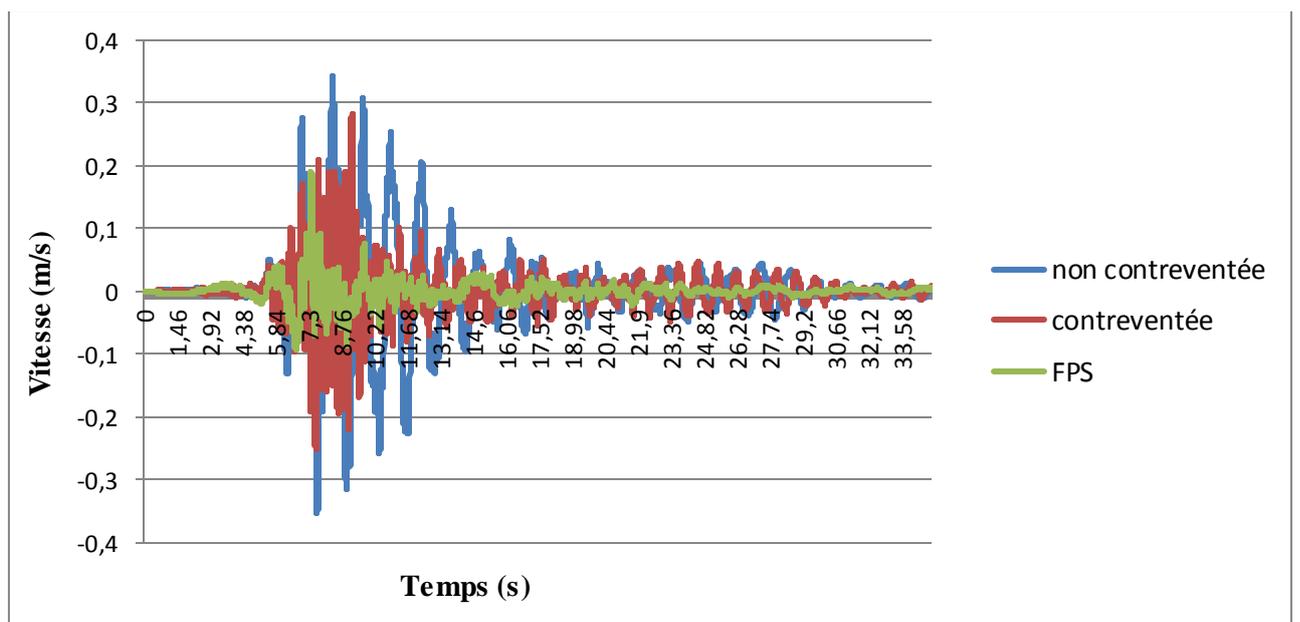


Figure VII.10 : Réponse temporelle de vitesse.

A partir des (figure VII.8, figure VII.9, figure VII.10) on a :

- Déplacement maximum de la structure à base fixe est réduit de 37,09% par rapport à la structure isolée.
- La variation maximum d'accélération de la structure isolée est de 48,19% par rapport à la structure à base fixe, ce qui a conduit à une diminution de la vitesse estimée à 51,42%

### VII.4.1.2 Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

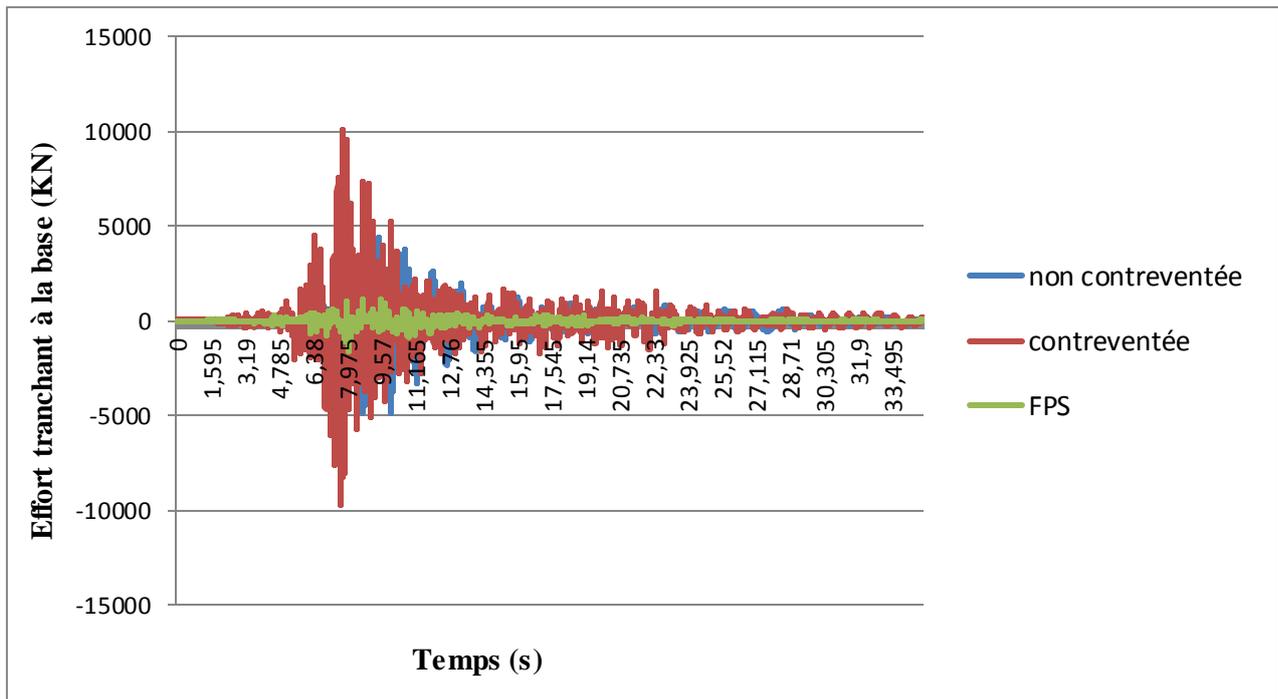


Figure VII.11 : Réponse temporelle en effort tranchant à la base.

La figure VII.11 montre la réduction d'effort tranchant à la base d'une structure isolée de 90 % à cause de l'efficacité du FPS, qui réduit l'accélération transmises à la superstructure.

### VII.4.1.3 Variation des sollicitations en fonction du temps :

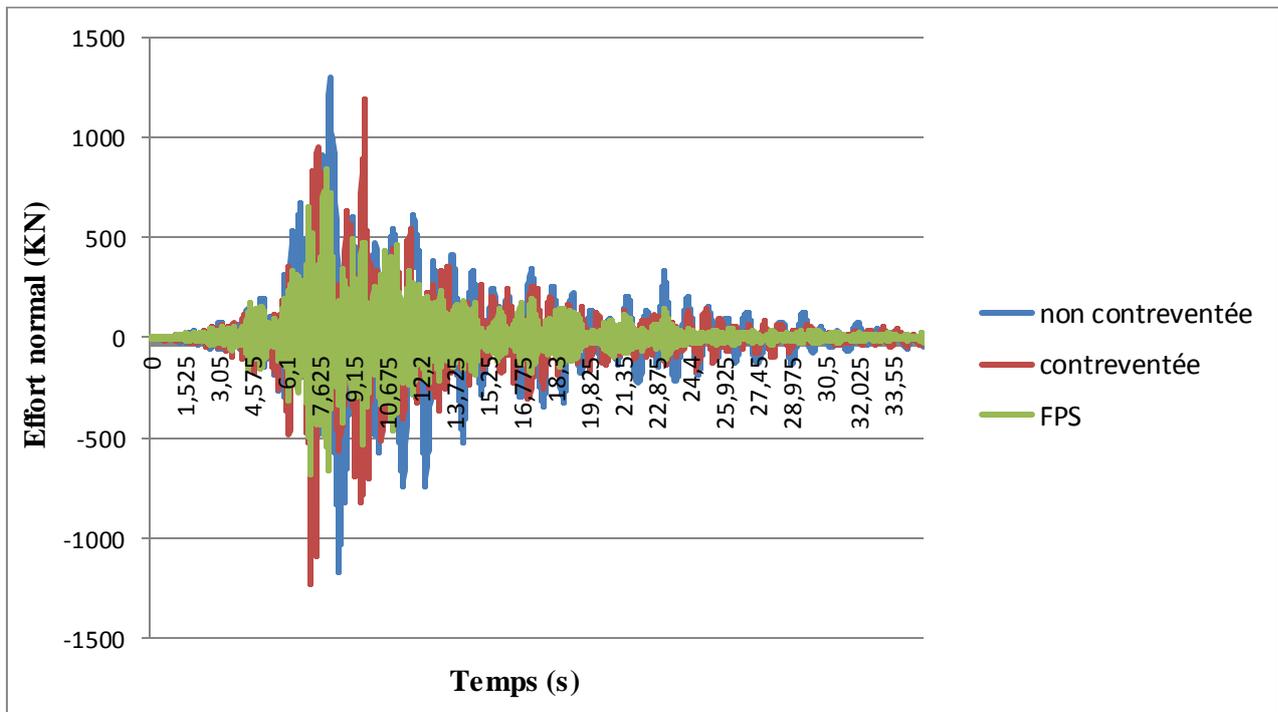


Figure VII.12 : Réponse temporelle en effort normal.

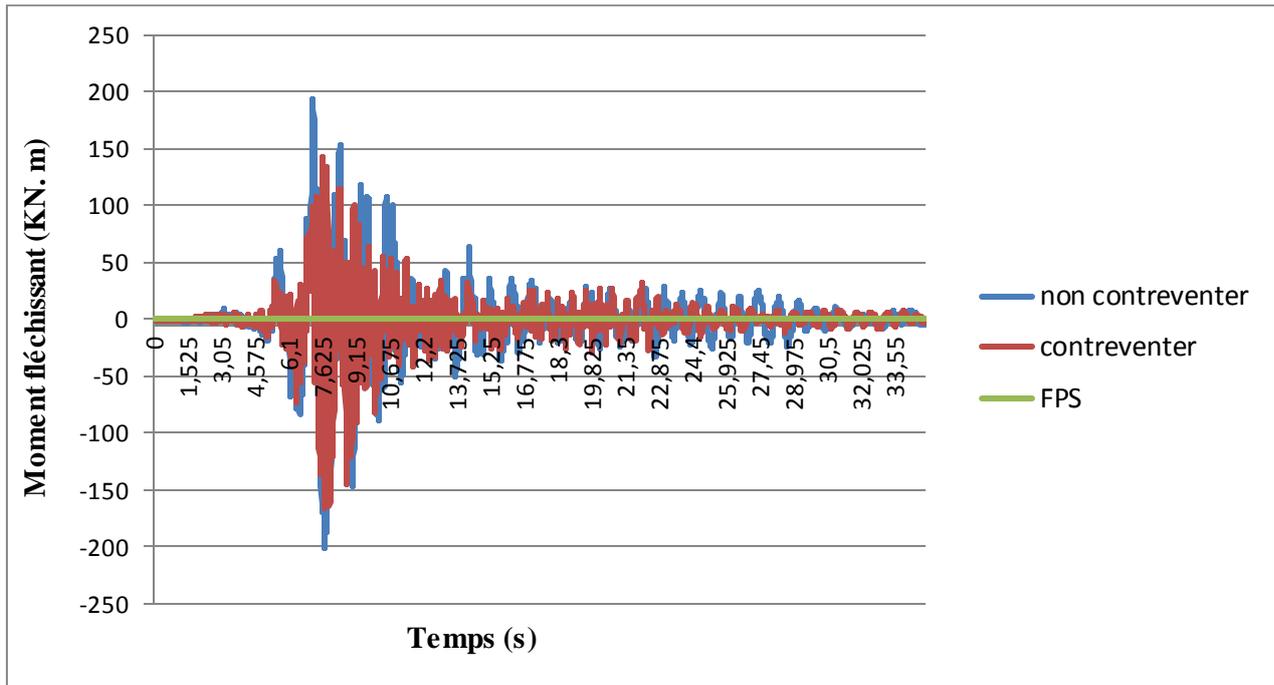


Figure VII.13 : Réponse temporelle en moment fléchissant.

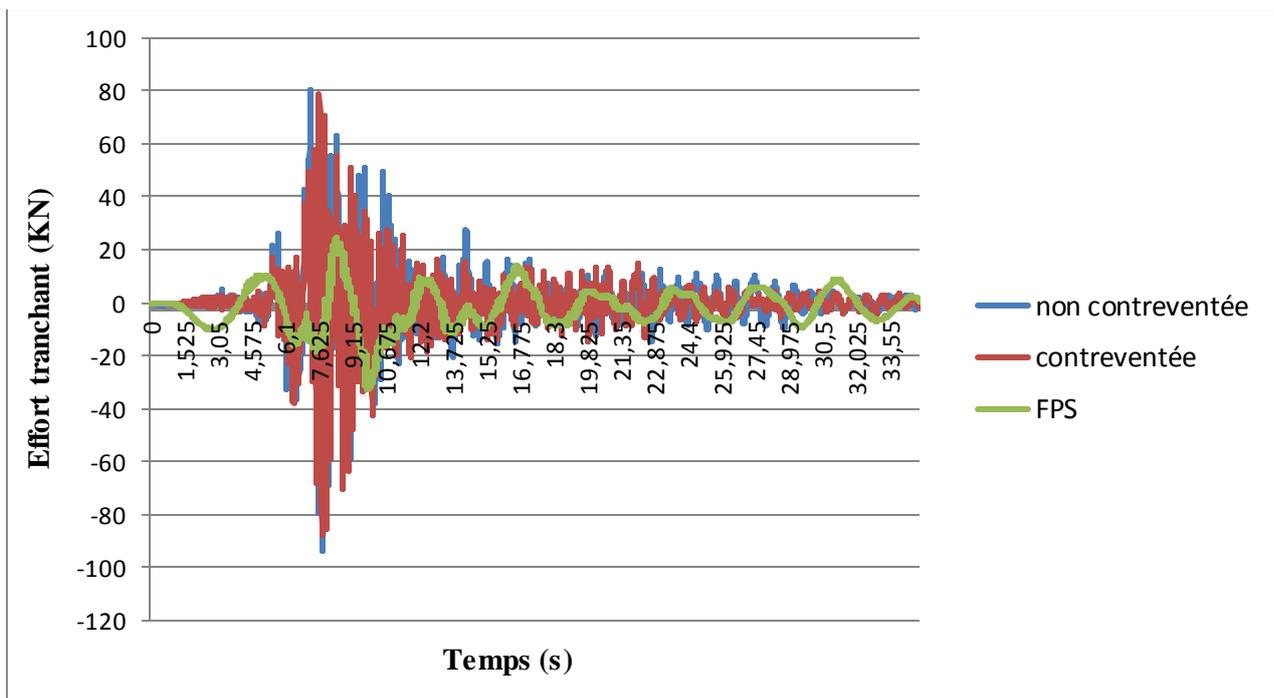


Figure VII.14 : Réponse temporelle en effort tranchant.

A partir des figures VII.12, VII.13 et VII.14 on a une diminution des résultats obtenus pour le système d'isolation qui atteint 55,78% pour l'effort normal, et 35,29% de l'effort tranchant, et en dernier lieu le moment fléchissant diminue considérablement de 97%.

VII.4.2 Station de Sylmar :

VII.4.2.1 Variation du déplacements, accélérations et vitesses en fonction du temps :

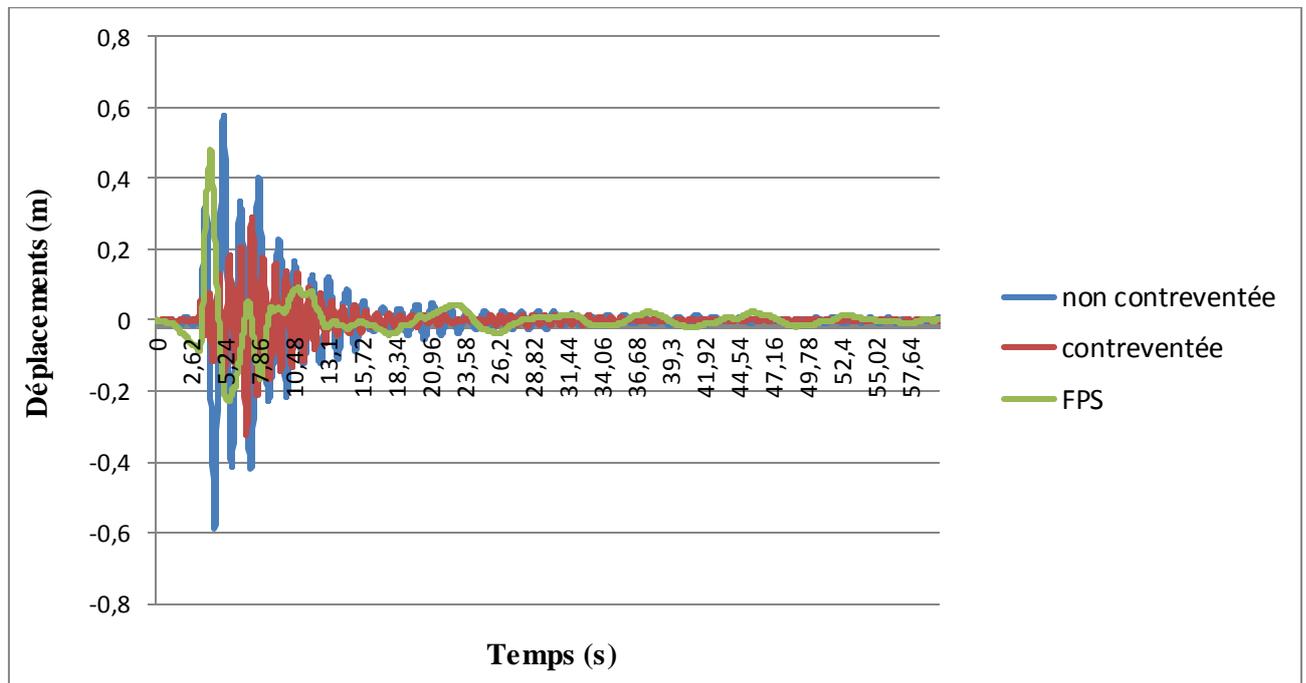


Figure VII.15 : Réponse temporelle en déplacements.

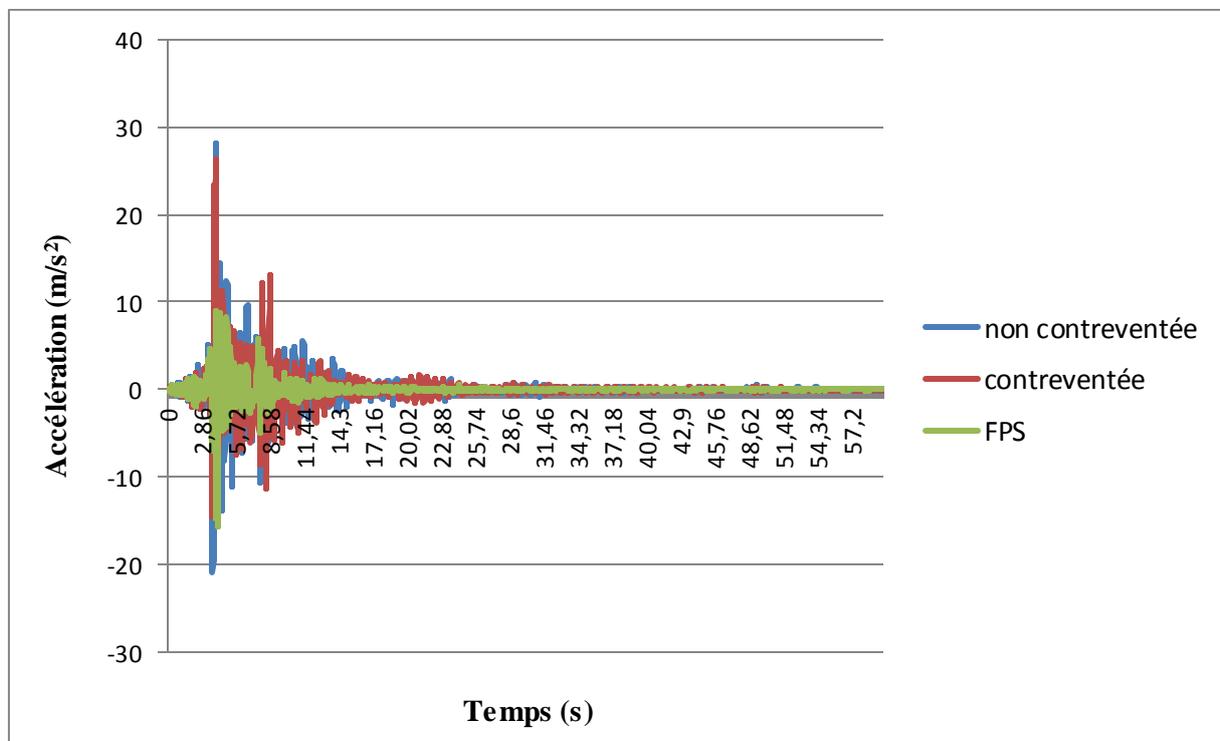


Figure VII.16 : Réponse temporelle en accélération.

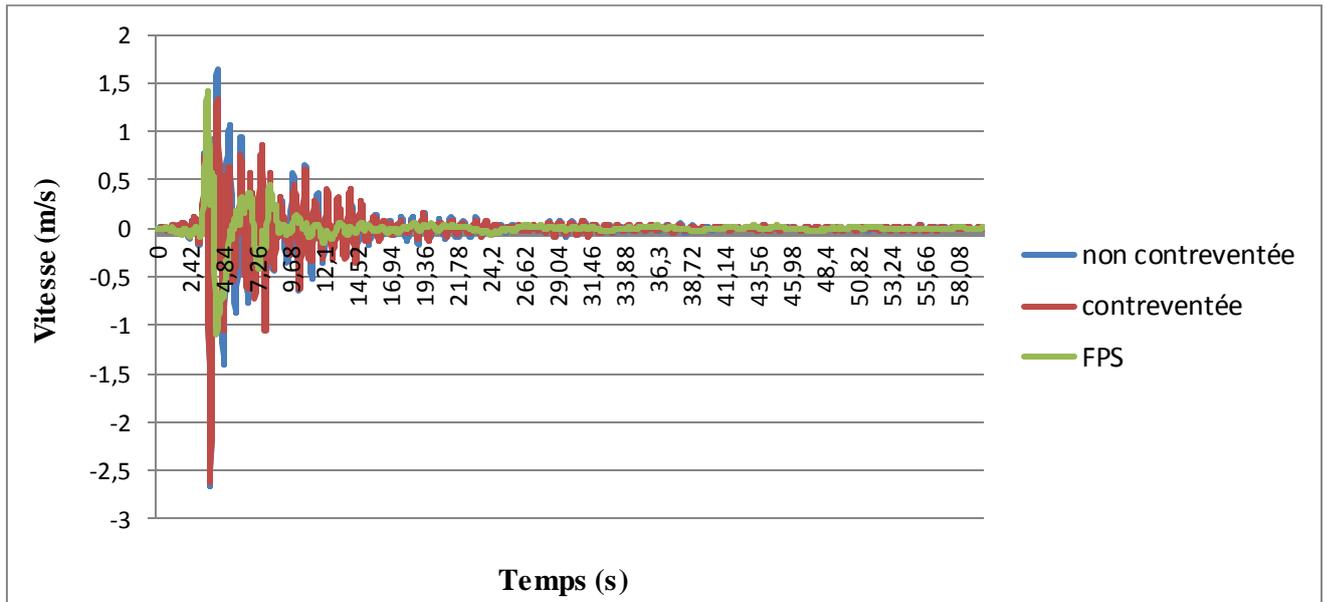


Figure VII.17 : Réponse temporelle de vitesse.

A partir des figures VII.15, VII.16 et VII.17 on a :

- Le déplacement maximum de la structure à base fixe est réduit de 26,66% par rapport à la structure isolée.
- La variation maximale de l'accélération de la structure isolée est de 46,43% par rapport à la structure à base fixe, ce qui a conduit à une diminution de la vitesse estimée à 50,91%.

#### VII.4.2.2 Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps :

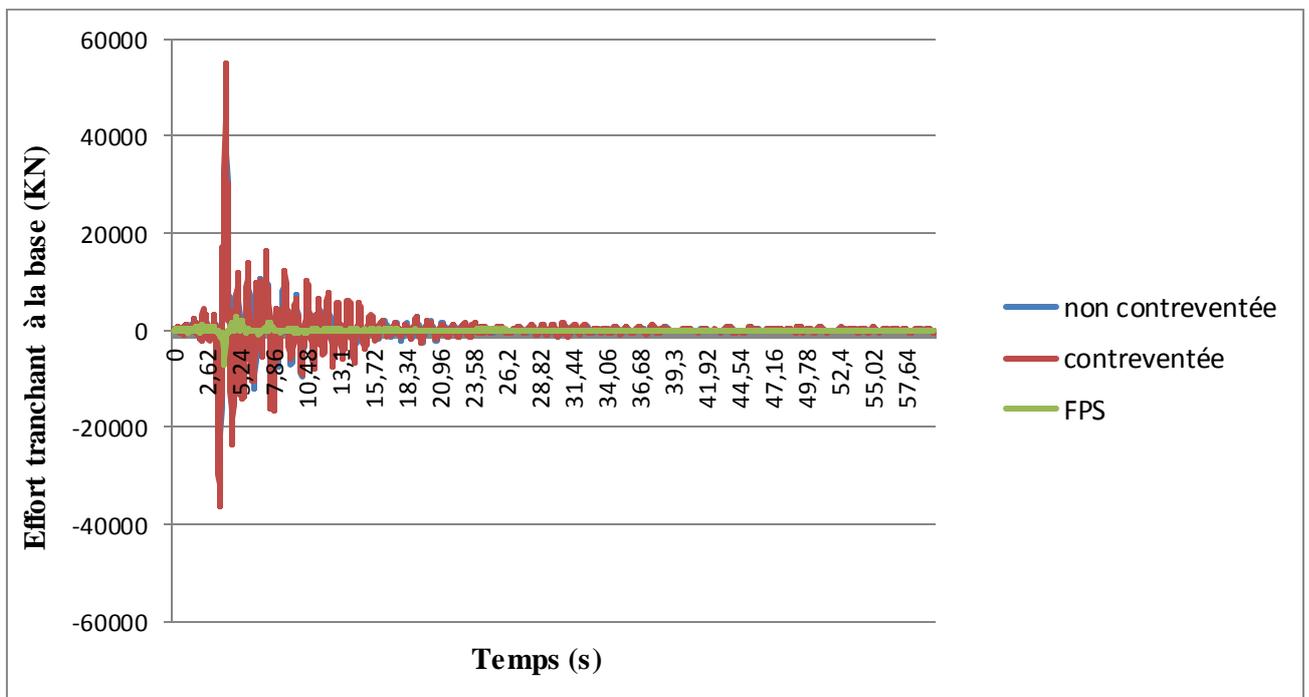


Figure VII.18 : Réponse temporelle de l'effort tranchant à la base.

La figure VII.18 montre une réduction d'effort tranchant à la base d'une structure isolée de 89,91% à cause de l'efficacité du FPS, qui réduit l'accélération transmises à la superstructure.

### VII.4.2.3 Variation des sollicitations en fonction du temps :

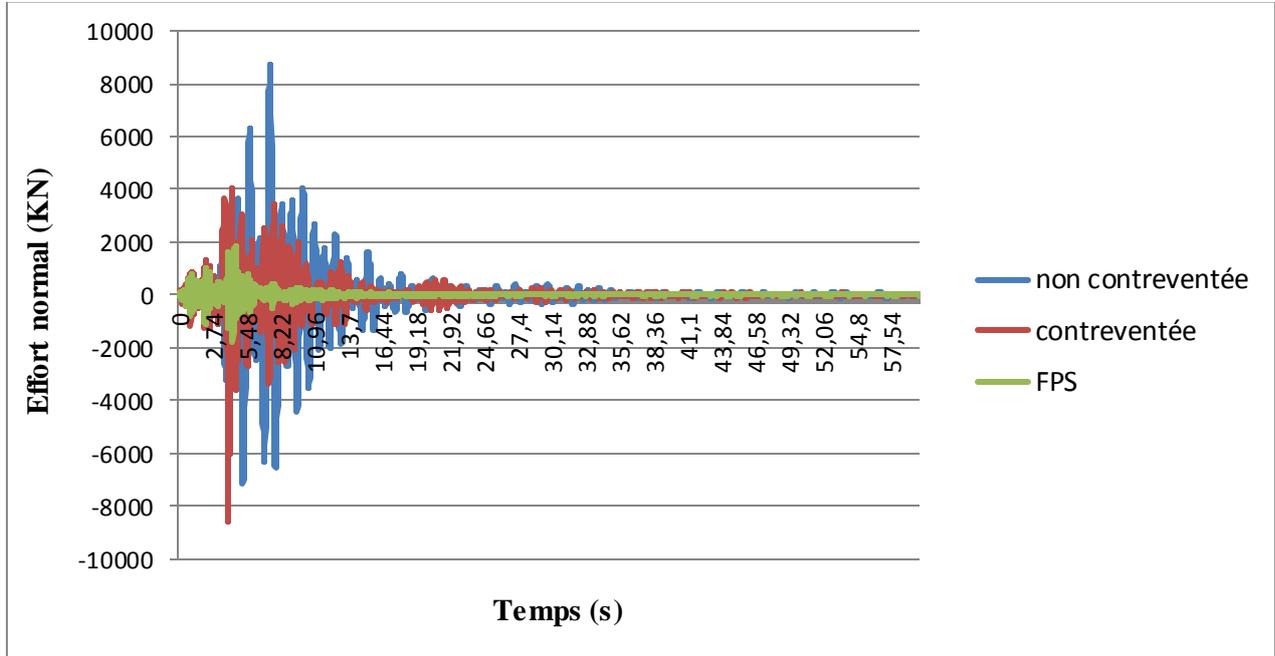


Figure VII.19: Réponse temporelle de l'effort normal.

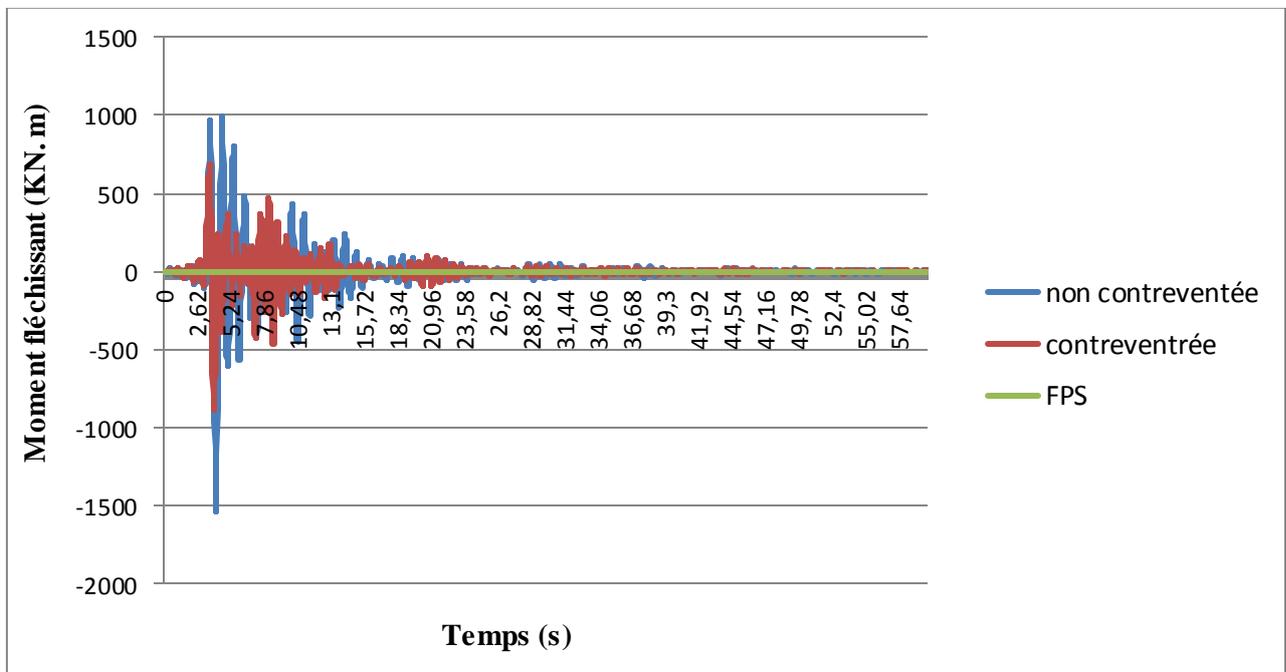


Figure VII.20 : Réponse temporelle du moment fléchissant.

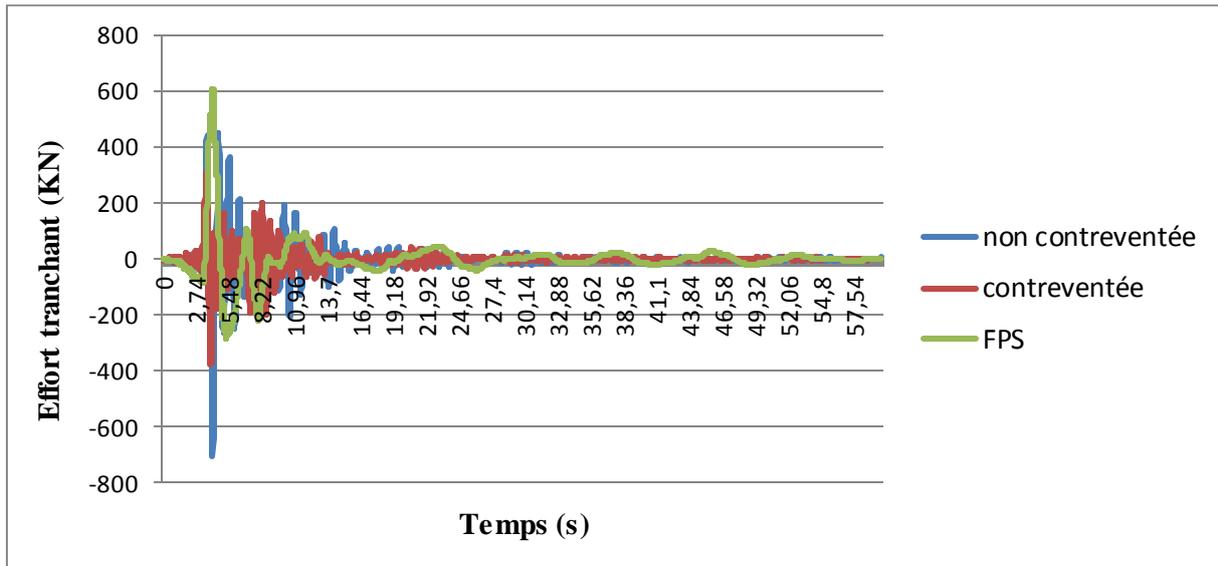


Figure VII.21 : Réponse temporelle de l'effort tranchant.

A partir des figures VII.19, VII.20, et VII.21 on a une diminution des résultats obtenus pour le système d'isolation atteignant 77,77% pour l'effort normal, et 14,28% pour l'effort tranchant, et en dernier lieu le moment fléchissant diminue considérablement de 97,69%.

VII.1.5. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps :

a. Station Keddara :

Tableau VII.8 : Déplacement inter étage (accélérogramme Keddara).

Hauteur (m)	Base fixe contreventé (m)	Base fixe non contreventée (m)	FPS (m)
0	0	0	0,0017
2,88	0,001126	0,003701	0,02737
6,45	0,004085	0,01278	0,027582
9,51	0,007074	0,021058	0,027454
12,57	0,009752	0,028121	0,027641
15,63	0,0115	0,035559	0,028122
18,69	0,012164	0,04493	0,028586
21,75	0,012829	0,052231	0,028968
24,81	0,01392	0,058074	0,029414
27,87	0,017489	0,064773	0,03012
30,93	0,022504	0,07285	0,031003

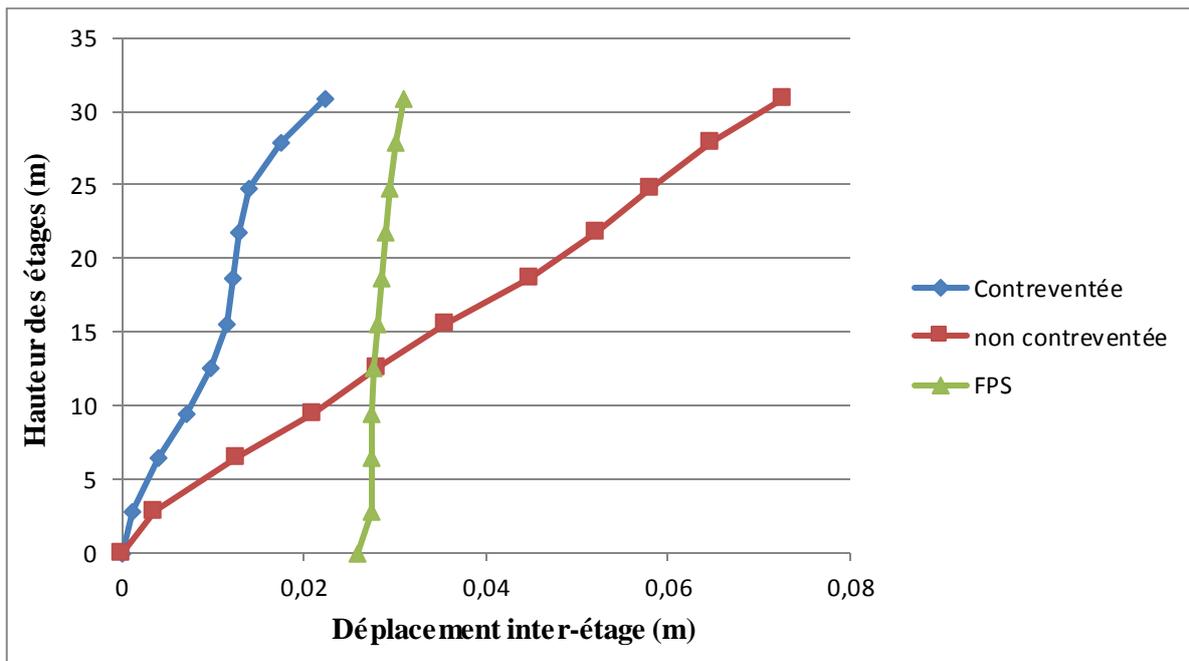


Figure VII.22 : Déplacement inter-étage (accélérogramme Keddara).

b. Station de Sylmar :

Tableau VII.9 : Déplacement inter étage (accélérogramme sylmar).

Hauteur (m)	Base fixe contreventé (m)	Base fixe non contreventée (m)	FPS (m)
0	0	0	0,0066
2,88	0,00975	0,026471	0,4482
6,45	0,0373	0,099985	0,4495
9,51	0,0698	0,14299	0,4501
12,57	0,1068	0,243552	0,4546
15,63	0,1461	0,306443	0,4622
18,69	0,1858	0,360206	0,4637
21,75	0,2241	0,412888	0,4682
24,81	0,2597	0,469806	0,471
27,87	0,2927	0,533783	0,4772
30,93	0,3231	0,598356	0,4840

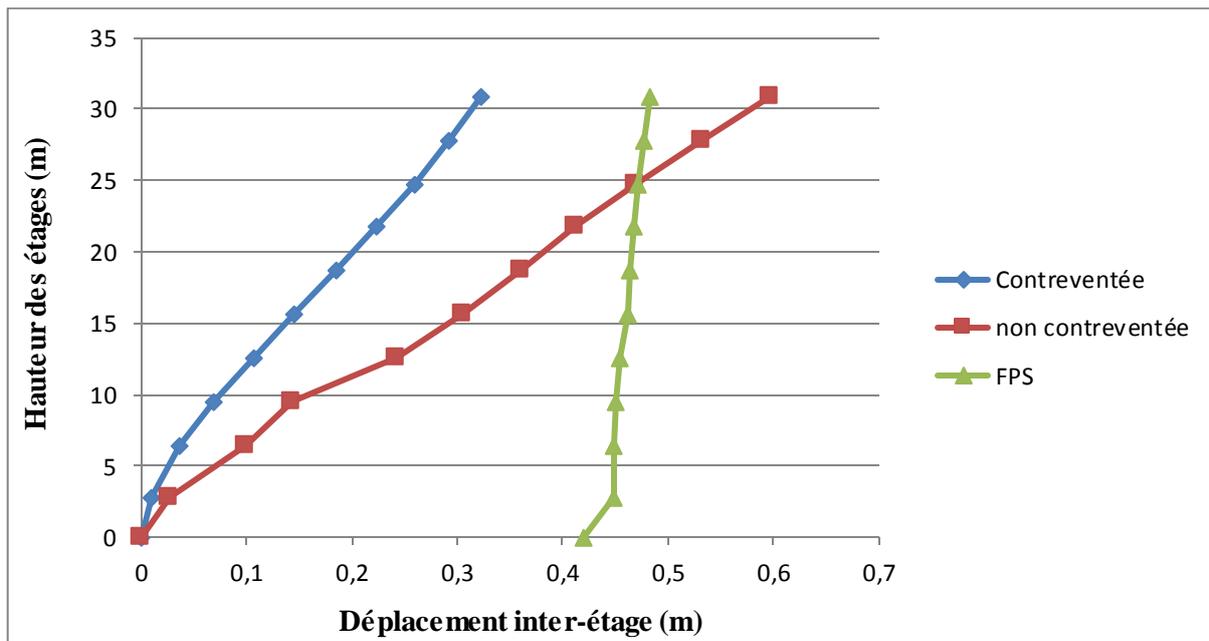


Figure VII.23 : Déplacement inter-étage (accélérogramme sylmar).

On remarque que la courbe de la structure à base isolée se comporte presque comme une droite verticale qui garde presque le même déplacement dans tous les étages, par contre on remarque que la courbe de la structure à base fixe (contreventée et non contreventée) à une croissance de déplacement en fonction de la hauteur du bâtiment.

### VII.5 Conclusion :

Après comparaison entre le système isolé (FPS) et le système à base fixe contreventé par voile on remarque que :

- L'isolation sismique est plus efficace au séisme
- La période fondamentale d'une structure isolée a augmenté par rapport au système à base fixe, cela signifie que la structure vibre presque comme un corps rigide.
- Les déplacements et accélérations ont diminué plus ou moins pour le système isolé contrairement au système contreventé.
- Les meilleurs résultats des efforts internes (N, M, T) sont obtenus par le système avec isolation (FPS).
- Les résultats obtenus montrent que le système d'isolation par FPS est très efficace pour réduire les sollicitations, les accélérations, les déplacements ainsi que les vitesses d'un bâtiment soumis à effort dynamique.)

## CONCLUSION GENERAL :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de master, c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquise durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche.

Le parcours que nous avons fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une construction avec :

- L'application des nouvelles règles de calcul à savoir BAEL91, RPA99 version2003, CBA93
- L'utilisation des logiciels de calculs et de dessins importants tel que SAP2000 et AUTOCAD.

Au cours de cette étude, nous sommes parvenus à certains nombres de conclusions dont les plus importantes sont :

- Un pré-dimensionnement au début facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures.
- Dans l'étude des éléments porteurs, le ferrailage des poteaux et des voiles est calculé par le minimum exigé par le règlement parasismique algérien.
- Pour l'infrastructure, le meilleur type de fondation et le plus adéquat pour cette structure est le radier nervuré.
- La technique d'isolation parasismique est un nouveau moyen de réduction des effets sismiques sur les bâtiments et de déduire les paramètres influant sur le comportement de la superstructure, cette technique devrait être améliorée au futur dans le domaine du génie parasismique en Algérie.

A la fin, nous souhaiterons que ce projet de fin d'étude soit réalisé de manière appropriée, et sera un point de départ pour d'autres prochains travaux.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] GHENNOU.A, ABDESSELAM.I. Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé à usage d'habitation et administratif à Mansourah. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en juin 2018, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 132 p.
- [2] MESSAOUDEN.S, HALHALI.A. Etude technique et managériale d'un bâtiment « Ss sol+ RDC +10 Etages » à oran. Mémoire d'Obtention du Diplôme du MASTER en Génie civil, soutenue en juin 2018, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 233 p.
- [3] Benzina.F Contribution a l'étude des structures intelligentes. Tlemcen. Mémoire de magistère en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2013.
- [4] GUIZANI L., Groupe Conseil Inc., Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec : Mise au point.1997.
- [5] Nait Z, Benmouna N. ALYSE DE L'EFFET DES SYSTEMES DE DISSIPATION PASSIVE DANS LE CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS. TIEMCEN. Mémoire de master en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2014.
- [6]. Zacek. M. (1996). Construction parasismique. Editions Parenthèses.
- [7] Mr. BENAYAD Karim. COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES OUVRAGES SUR ISOLATEURS DE BASE. TELMCEN. Mémoire de magistère en génie civil, Université Abou Bekr Belkaid, 2013.
- [8]. Yeong-Bin Yang and Kuo-Chun Chang. (2002). Chapter 17 :Base Isolation, Earthquake engineering handbook. CRC Press
- [9] Dr BENMANSOUR-MEDDANE Nassima, Cours de génie parasismique, Justification de la sécurité.
- [10] FEMA 356 (Chapitre 9)
- [C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993
- [BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougine, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [DTR2.2,88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS 1988.
- [RPA,03] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

# ANNEXE « A »

**I. Choix du type de fondation :**

**I.1 Etudes des semelles isolée :**

- Pré-dimensionnement des semelles isolées :

La condition d'homothétie :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$  et ( $a = b = 65$  cm)

La vérification à faire est :  $\frac{N_s}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}}$

On va pré-dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec :  $N_s$  : Effort normal maximal à ELS  $\rightarrow N_s = 1,88349$  MN

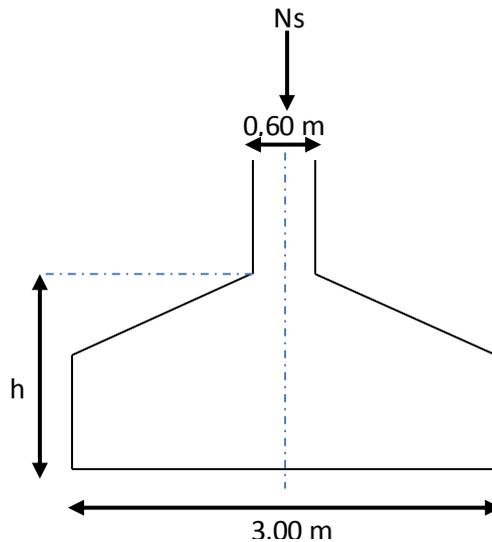
( $a ; b$ ) : Les dimensions du poteau  $\rightarrow (a = b = 60$  cm)

( $\bar{\sigma}_{\text{admissible}}$ ) : Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{\text{admissible}} = 0,22$  MPa

( $A ; B$ ) : Les dimensions de la semelle isolée  $\rightarrow (A = B)$  Semelle carrée.

$$\frac{N_s}{(A \times B)} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}} \rightarrow \frac{1,88349}{A^2} \leq 0,22 \rightarrow A^2 \geq \frac{1,88349}{0,22} \rightarrow A \geq 2,926 \text{ m}$$

On adopte une semelle isolée de  $(3,00 \times 3,00)$  m<sup>2</sup>



**Figure VI-1 :** Dimensions de la semelle isolée.

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles dans le sens y-y, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

**I.2 Etudes des semelles filantes :**

On choisit une semelle filante située sous un portique central de six poteaux.

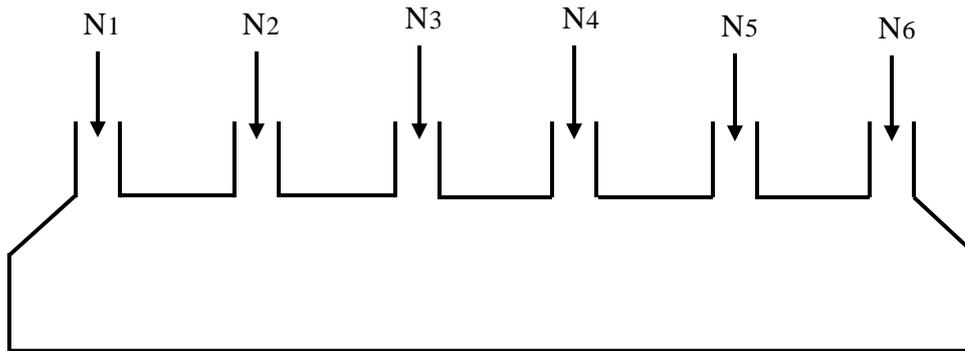


Figure VI.2 : Semelle filante sous portique central.

- Pré-dimensionnement des semelles filantes :

Le pré-dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}}$$

Avec :

$\sum N_i$  : La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

L : La longueur de la file considérée → L = 20,27 m

B : La largeur de la semelle filante.

$\bar{\sigma}_{\text{admissible}}$  : Contrainte admissible du sol →  $\bar{\sigma}_{\text{admissible}} = 0,22 \text{ MPa}$

$$N_s = \sum N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5 + N_6$$

$$N_s = 1883,496 + 1406,538 + 1477,720 + 1478,64 + 1368,893 + 1210,476 = 8825,763 \text{ KN}$$

➤ La largeur de la semelle filant :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}} \rightarrow \frac{8,825763}{20,27 \times B} \leq 0,22 \rightarrow B \geq \frac{8,825763}{20,27 \times 0,22} \rightarrow B \geq 1,979 \text{ m}$$

On adopte une semelle filante de (20,27×2,00) m<sup>2</sup>

-Vérification de chevauchement entre semelles filantes :

Si on adopte la même largeur (B = 2,00 m) pour toutes les semelles filante de la structure, la surface totale des semelles filantes égales à :

$$S_{\text{(Semelles filantes)}} = (L_{\text{(Totale)}} \times B) = (123,336 \times 2,00) = 246,672 \text{ m}^2$$

L<sub>(Totale)</sub> : La longueur totale des semelles filantes → L<sub>(Totale)</sub> = 123,336 m

$$S_{\text{(Bâtiment)}} = 478,7 \text{ m}^2$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{S_{\text{(Semelles filantes)}}}{S_{\text{(Bâtiment)}}} \leq 50 \%$$

$$\frac{246,672}{478,7} = 0,5153 = 51,53 \% > 50\% \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La surface totale des semelles dépassent 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation.

# ANNEXE « B »

**I. Dimensionnement d'isolateur pendule à friction (FPS) :**

$N_s = 1,8523 \text{ MN}$

$T = 0,871 \text{ s}$  (période de structure à base fixe)

$T_D = 2,0 \text{ s}$  (période de structure isolé)

- La rigidité effective :

$$K_{eff} = \frac{N}{g} \left( \frac{2\pi}{T_D} \right)^2 = \frac{1852,3}{9,81} \left( \frac{2\pi}{2,00} \right)^2 = 1884,22 \text{ KN/m} \quad (7.1)$$

- Déplacement maximum de conception :

→  $Z = 0,075$

→  $N = 1,5$

→  $S = 1$

Donc :

$C = 0,075 \times 1,5 \times 1 = 0,1125$

$$D = \frac{g \times c \times T_D}{4 \times \pi^2 \times B_D} = \frac{9,81 \times 0,1125 \times 2,00}{4 \times \pi^2 \times 1,2} = 0,045 \text{ m} \quad (7.2)$$

- Calcul du rayon de la surface sphérique :

$$R_{FPS} = \frac{T_D^2 g}{(2\pi)^2} = \frac{1,99^2 \times 9,81}{(2\pi)^2} = 0,98 \text{ m} \quad (7.3)$$

On prend  $R_{FPS} = 1,10 \text{ m}$

- Calcul de la pression de contact et du coefficient de frottement :

$A = \pi R^2$  et  $R = H/2 = 0,15/2 = 0,075 \text{ m}$

$$\sigma_p = \frac{N}{A} = \frac{1,8523}{0,01767} = 104,83 \text{ Mpa} \quad (7.4)$$

Et on trouve :  $\begin{cases} \mu_{min} = 0,055 \\ \mu_{max} = 0,075 \end{cases} \rightarrow \text{la moyenne} = 0,065$

- Le rapport d'amortissement efficace :

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \left( \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R_{FPS}}} \right) = \frac{2}{\pi} \left( \frac{0,065}{0,065 + \frac{0,045}{1,1}} \right) = 0,39 \rightarrow \xi_{eff} = 39\% \quad (7.5)$$

- Estimation du déplacement vertical  $\delta_v$  :

$$\delta_v = \frac{D^2}{2 R_{FPS}} = \frac{0,045^2}{2 \times 1,1} = 0,00092 \text{ m} = 0,92 \text{ cm} \quad (7.6)$$

- Calcul de la rigidité post-élastique :

$$K_p = \frac{W}{R} = \frac{608333,1}{4} = 15208,275 \text{ KN/m} \quad (7.7)$$

- Calcul de la rigidité linéaire ( $K_e$ ) :

$$K_e = 50 \times K_p = 50 \times 15208,275 = 760413,75 \text{ KN/m} \quad (7.8)$$

## ANNEXE B

---

- Calcul de la rigidité verticale ( $K_v$ ):

$$K_v = \frac{E \times A}{H} = 376900 \text{ KN/m} \quad (7.9)$$

# ANNEXE « C »



www.ltpo-dz.com

LABORATOIRE DES TRAVAUX  
PUBLICS DE L'OUEST

Entreprise Publique Economique  
au capital social de 1 090 000 000 DA

Unité  
de Tiemcen

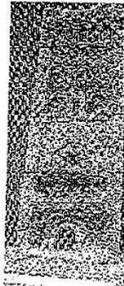
ltpo1@yahoo.fr  
ltpo.tiemcen@ltpo-dz.com

Adresse  
Route Abou Tachfine  
BP 164  
13000 Tiemcen  
Algérie

Téléphone  
+213 (0) 43 38 05 42  
Télécopie  
+213 (0) 43 38 93 72

Registre de commerce 99 B 0103524 - Identification fiscale 099031010015039  
Article d'imposition 1301 6101001 - Identification statistique 099031010015057

# RAPPORT ETUDE DE SOL



<u>Projet</u>	<b>ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS</b>
<u>Lieu</u>	OUJLIDA
<u>Dossier N°</u>	72 / ES / UT / 2012
<u>Facture N°</u>	-
<u>R.éf Client</u>	B.C DU 26/02/2012
<u>Nom du Client</u>	<b>SNC STPBD DALI</b>

Date : 31/05/2012

RET.2E

### 3° - Résultats et interprétations

#### a - Description géologique

Les sondages carottés ont mis en évidence la présence d'une formation géologique prédominante représentée par des calcaires gréseux conglomératiques en surface peu cariés devenant grisâtres compacts en profondeur altéré par fois en sable avec des poches d'argile rougeâtre concrétionnaire tendre à pâteuse.

Le tout est masqué par une couche de remblai d'épaisseur de 0.30 à 0.80m.

#### a - contexte géologique

D'après la carte géologique de la région de Tlemcen, à l'échelle 1/50.000<sup>e</sup>, le terrain où sera implanté le projet de 86 logements à Oudjlida appartient à la période géologique du Jurassique, de l'ère Mésozoïque, confirmant ainsi les configurations géologiques des sols rencontrés.

#### b - Pénétrations dynamiques

Vu la nature du sol en place les essais à la pénétration dynamiques sont jugés inutiles.

## ESSAIS GEOTECHNIQUES

Vu la nature des sols en place, des échantillons à l'état remanié appartenant à la formation d'argile et de sable ont été prélevés, sur lesquels des essais classiques d'identification : "physico-chimique" et d'autres essais mécaniques de compression simple appartenant à la formation des calcaires ont été programmés.

### A- Formation des calcaires :

#### 1/ - Essai mécanique :

##### a/ Résistance à la compression :

Sur des échantillons sous forme de carottes, appartenant à la formation rocheuse des calcaires, des essais de résistance à la compression ont été programmés.

SONDAGES	PROFONDEUR (m)	RC EN Kg/cm <sup>2</sup>
01	5.20-5.50	419
02	4.50-4.80	251
03	3.80-4.00	486

Les valeurs de la résistance à la compression simple sont très bonnes, montrant ainsi une formation géologique compacte très dure.

LTPO - Unité de Tlemcen			
Établie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Révisée le : 31/05/2012	OUDJLIDA - TLEMEN		Dpt T : A.B/H.D/N.B
indice de révision : 1			

## SOMMAIRE

Intitulés .....	<u>Pages</u>
<b>Introduction</b> .....	2
<b>Reconnaitances des Sols</b> .....	2
1°/ - Situation du projet.....	2
2°/ - Programmation des essais in situ.....	2
3°/ - Résultats & interprétations.....	3
a - Description géologique.....	3
b - Contexte géologique.....	3
c - Pénétrations dynamiques.....	3
<b>Essais géotechniques :</b> .....	3
A - Formation des calcaires.....	3
1. Essai mécanique.....	3
B - Formation des argiles.....	4
1. Essais physiques.....	4
2. Essais chimiques.....	4
C - Formation des argiles.....	4
1. Essais physiques.....	4
2. Essais chimiques.....	4
<b>Fondations des blocs</b> .....	5
1°/ - Système de fondation.....	5
2°/ - Sismicité.....	5
<b>Avis du LTPO</b> .....	6
<b>Conclusion</b> .....	7
<b>Bibliographie</b> .....	8
<b>Annexes</b> .....	9

LTPO - Unité de Tlemcen			
Établie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Révisée le : 31/05/2012	OUJLIDA -TLEMEN	Dpt T :A.B/H.D/N.B	1/9
indice de révision : 1			

## MODE DE FONDATION

### 1°/- Système de fondations

Les sols en place sont composés d'une importante couche représentée par des calcaires gréseux conglomératiques devenant grisâtres durs en profondeur

Les calcaires qui constituent les sols en place se trouvent fissurés, cariés et par fois altérés en sable.

Les fissures se remplissent d'argile limoneuse rougeâtre sous forme de poche, d'épaisseur variable (centimétrique à métrique).

Les altérations et les fissurations sont dues au phénomène de karstification des roches calcaire qui est très développé dans cette région.

Les argiles en places sont de faible épaisseur ; caractérisées par une plasticité moyenne et une compressibilité faible

Ainsi le fondement des différents blocs prévus dans le projet, sera recommandé par le LTPO d'adopter un système de fondation de type superficiel à l'aide des semelles isolées, rigidifiées par des poutres bien ferrillées, avec un ancrage de l'ordre de 2.00m dans la formation naturelle. La contrainte admissible dans ce cas peut être estimée forfaitairement égale à 2.20 bar.

### 2°/- Sismicité

D'après le RPA 99, version 2003, la région de Tlemcen se trouve dans la zone 1.

LTPO – Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS	Dpt T :A.B/H.D/N.B	5/9
Révisée le : 31/05/2012	OUJLIDA -TLEMCCEN		
Indice de révision : 1			

## INTRODUCTION

Suite au bon de commande daté du 26/02/2012, émanant de SNC-STPBD DALI – YAHIA & CIE, le laboratoire des travaux publics de l'ouest - unité de Tlemcen est intervenu, sur le terrain afin de procéder à la description géologique et l'analyse géotechnique de l'assiette retenue pour la réalisation de 86 logements à OUDJLIDA.

Pour ce faire, une sortie sur les lieux du projet a été effectuée en compagnie d'un représentant de l'entreprise SNC DALI-YAHIA & CIE, au cours de laquelle il a été procédé à la visite de site, à la délimitation de l'assiette et à l'implantation des essais de reconnaissance ;

Enfin, l'intervention de nos équipes de reconnaissance a été effectuée du 16 au 17 Mai 2012.

## RECONNAISSANCE DES SOLS

### 1°/- Situation du projet

Le terrain réservé à ce projet se situe à l'entrée de OUDJLIDA, plus précisément sur le coté droit après le rondpoint de la CCLS en venant de TLEMEN, tout juste devant l'arrêt de bus ; sur le plan topographique le terrain est plat et se trouve sur une cuvette d'un synclinal qui se caractérise par des dépôt d'argile et de limon d'épaisseur variable centimétrique à métrique ; il est limité dans l'ensemble comme suit :

- Nord : terrain nu et habitations (villas de BOUCHNAK).
- Sud : la voie qui mène vers OUDJLIDA centre et CCLS.
- Est : terrain nu et la voie qui mène vers AIN EL HOUT
- Ouest : habitation ruinées.

Terrain accessible aux engins de reconnaissance de LTPO.

### 2°/- Programmation des essais in situ

Il a été programmé :

- 03 sondages carottés, descendus verticalement jusqu'à 06.00m, respectivement, avec l'extraction des échantillons pour l'analyse géologique et géotechnique.
- Vu la nature du sol en place les essais à la pénétration dynamique sont jugés inutiles.

Ces essais de reconnaissance figurent dans un plan d'implantation schématique, dressé lors des sorties sur site.

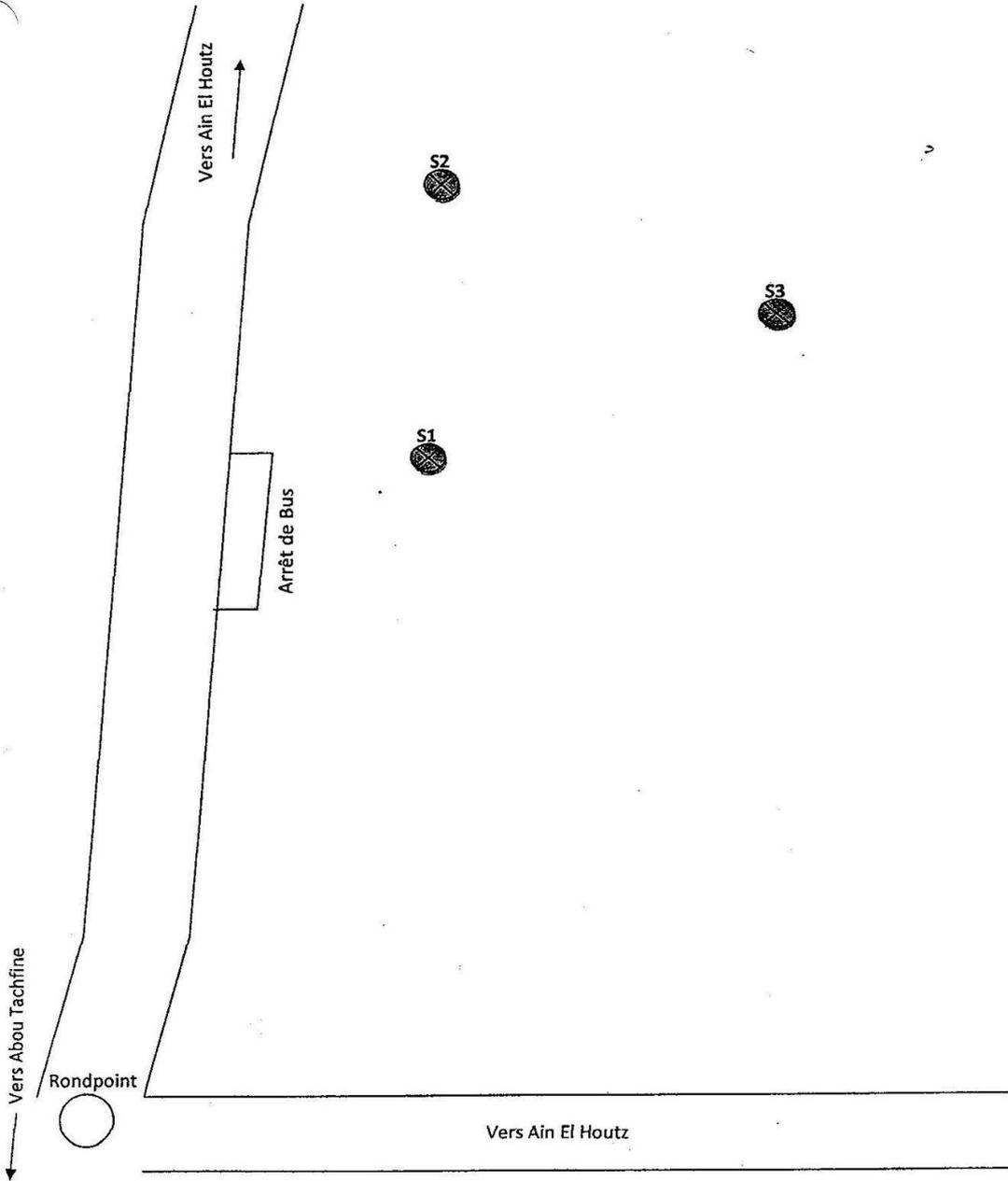
ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS

OUJLIDA -TLEMEN

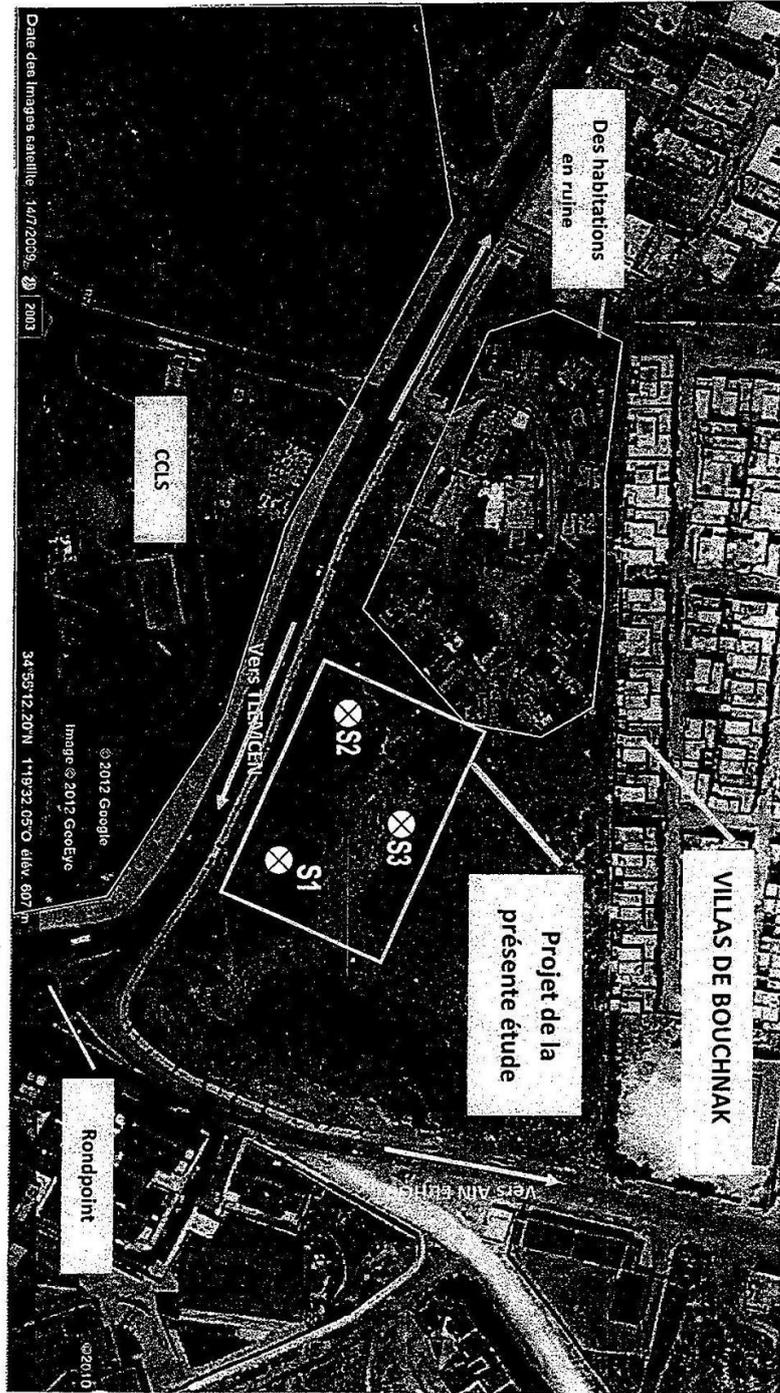
Dpt T :A.B/H.D/N.B

2/9

**PLAN SCHEMATIQUE D'IMPLANTATION**  
**Projet 86 LOGEMENTS**  
**Lieu OUDJLIDA**



Indice	Date	Objet ou modification	Conçu	Etabli	Vérifié	Approuvé	N° Pièce	N° Plan	Echelle
1	30/05/2012	31/05/2012	A.B	A.B	H.D	N.B	A4	A2 / A12	SCHEMATIQUE
OUDJLIDA - TLEMEN			ETUDE DE SOL REALISATION DE 86 LOGEMENTS				PLAN SCHEMATIQUE		



Indice	Date	Objet ou modification	Conçu	Etabli	Vérifié	Approuvé	N° Pièce	N° Plan	Echelle
1	30/05/2012	31/05/2012	A.B	A.B	H.D	N.B	A4	A1 / A12	SCHEMATIQUE
OUDJLIDA - TLEMCEM			ETUDE DE SOL REALISATION DE 86 LOGEMENTS				PHOTO GOOGLE EARTH		

## BIBLIOGRAPHIE

- Cours pratiques de mécanique.....J.COSTET et G.SANGLERAT<sup>2</sup>
- Calcul des ouvrages en béton armé.....Mr BELAZOUGUI
- Carte géologique de Tlemcen .....échelle de 1/50.000<sup>e</sup>

LTPO - Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS	Dpt T : A.B/H.D/N.B	8/9
Révisée le : 31/05/2012 indice de révision : 1	OUJLIDA -TLEMEN		

**A/- Formation des argiles :**

**1/ -- Essais physiques :**

**a/ Granulométrie :**

La granulométrie montre que le sol à la texture sableuse-graveleuse à limoneuse, faiblement argileuse.

**b/ Limite d'Atterberg :**

IP = 13 % → caractérise un sol moyennement plastique.

**2/ Essais chimiques :**

**a/ Teneur en Carbonate :**

La teneur en carbonate CaCO<sub>3</sub> est de 62% => confirmant que c'est une formation d'argile concrétionnée.

**B/- Formation des sables :**

**1/ -- Essais physiques :**

**a/ Granulométrie :**

La granulométrie montre que le sol à la texture sableuse faiblement limoneuse à graveleuse.

**b/ Limite d'Atterberg :**

IP Non mesurable → caractérise un sol non plastique.

**c/ Equivalence de sable :**

L'équivalent de sable est de :

E.S.= 29% → confirmant que c'est une formation de sable propre.

**2/ Essais chimiques :**

**a/ valeur du bleu de méthylène :**

VBS = 0.356 g du bleu/100g du sol=> caractérise un sol peu sensible à l'eau.

LTPO – Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Révisée le : 31/05/2012	OUJLIDA -TLEMEN	Dpt T :A.B/H.D/N.B	4/9
indice de révision : 1			

Unité de Tlemcen

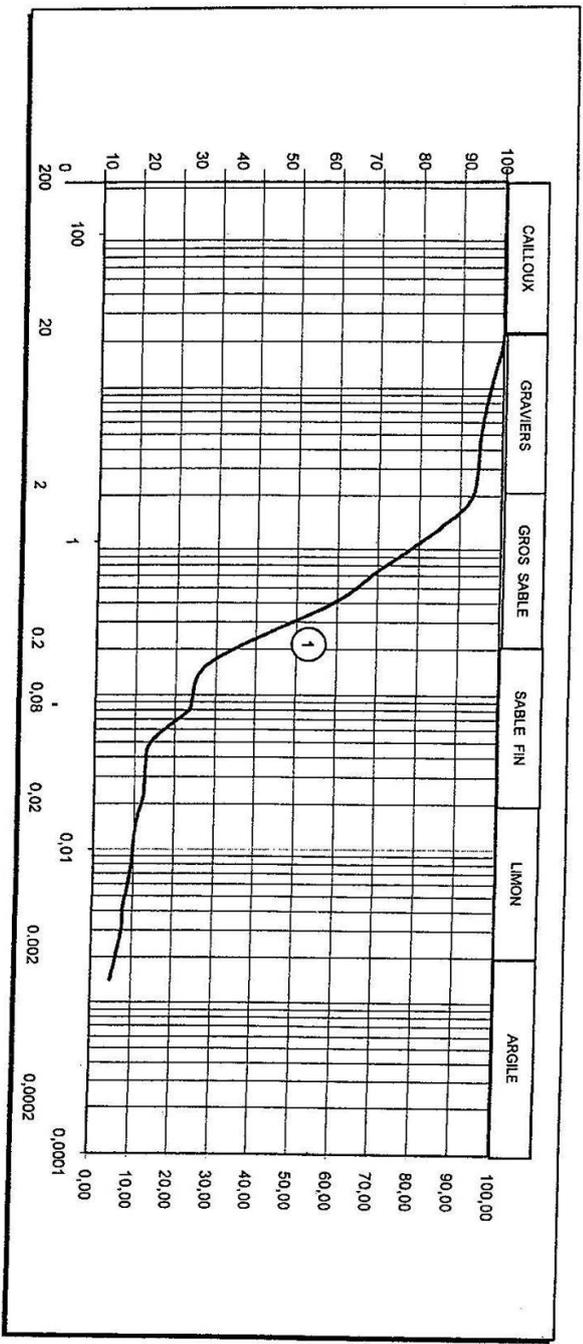
SONDAGE CAROTTE					FORAGE		TUBAGE	
Dossier N° : 72/ES/UT/2012 Projet : 86 logts -Oudjlida Chef de Poste : Mr MOUKADEM Ingénieur Chef de Projet : Mr H.DAHMANI					Ø mm	Jusqu'à	Ø mm	Jusqu'à
					Coordonnées X = Y =			
					SONDAGE			
					N° 03			
					Feuille N° 01			
Dates	Echantillons Paraffines (m)	Piézo	Carottage		Stratigraphie	Prof (m)	N.G.F (m)	DESCRIPTION
			Passe (m)	Récup (%)				
17/05/2012				100%		0.30		Remblai argileux
				85%		1 2 3 4 4.50		Calcaire brunâtre, à aspect conglomératique, peu carié, altéré en sable en surface, devenant grisâtre dur à partir de 3,80m
						5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15		
Niveau d'eau (m)			Remarques			Pertes d'Eau (m)		
			Arret de sondage à 4.50m					

LTPO – Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Révisée le : 31/05/2012	OUDJLIDA -TLEMCEM		Dpt T :A.B/H.D/N.B
Indice de révision : 1			A12/A12



**LTPO**  
**UNITÉ DE TIEMCEN**  
**Dpt. d'Algérie**  
**Société Géotechnique**

<b>CLIENT</b>	SNC DALI ET CIE		<b>DATE</b>	27/05/2012
<b>PROJET</b>	REALISATION DE 86 LOGEMENTS OUDJLIDA			
<b>Designation des échantillons</b>	{ (1) }	S-	1	Prof: 3,00-3,60
<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE</b>				



Echantillon N° 01	Tamisé à 2 mm	Tamisé à 80 microns	Limites d'Atterberg		Argile	Limon	CaCO <sub>3</sub> (%)	V de bleu (%)
	93	24	WL (%)	LP (%)				
			17	1	5	7		0,356

M5.2

LTPO - Unité de Tiemcen		ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		Dpt T : A.B/H.D/N.B	A6/A12
Établie le : 30/05/2012	Révisée le : 31/05/2012	OUDJLIDA -TIEMCEN			
Indice de révision : 1					

Unité de Tlemcen

SONDAGE CAROTTE					FORAGE		TUBAGE		SONDAGE
Dossier N° : 72/ES/UT/2012 Projet : 86 logts -Oudjlida Chef de Poste : Mr MOUKADEM Ingénieur Chef de Projet : Mr H.DAHMANI					Ø mm	Jusqu'à	Ø mm	Jusqu'à	
Coordonnées			Sondeuse :... DB 850.....		Feuille N° 01				
X =		Y =							
Dates	Echantillons Paraffines (m)	Piézo	Carottage		Stratigraphie	Prof (m)	N.G.F (m)	DESCRIPTION	
			Passe (m)	Récup (%)					
16/05/2012				100%		0.30		Remblai argileux	
				85%		1		Calcaire grisâtre compact, peu	
						2			
				85%		3		Argile rougeâtre tendre à conglomératique	
						4			
				85%		5		Calcaire gréseux brunâtre, conglomératique en surface, peu carié, devenant compact grisâtre à partir de 5,80m	
						6			
						7			
						8			
						9			
						10			
						11			
						12			
						13			
						14			
						15			
Niveau d'eau (m)								Pertes d'Eau (m)	
				Remarques					
				Fin de sondage à 6.00m					

LTPO – Unité de Tlemcen

Etablie le : 30/05/2012

Révisée le : 31/05/2012

indice de révision : 1

ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS

OUDJLIDA -TLEMCCEN

Dpt T : A.B/H.D/N.B

A11/A12

## CONCLUSION

Le terrain retenu pour le projet de 86 logements à OUDJLIDA, appartenant à la période géologique du Jurassique de l'ère Mésozoïque représenté par une formation géologique composée essentiellement de calcaire gréseux conglomératique devenant grisâtre dur en profondeur, par fois altéré en sable ; avec la présence des poches d'argile d'ordre métrique en terme d'épaisseur, caractérisée par une plasticité moyenne et compressibilité faible.

Le tout est recouvert par une couche de remblai d'épaisseur centimétrique allant de 0.30 à 0.80m.

Le LTPO recommande :

- 1) Prévoir un fondement de l'ouvrage dans la formation naturelle, selon un ancrage de l'ordre de 2.00m en termes des profondeurs.
- 2) Prévoir des fondations de type superficielle, genre isolées, rigidifiées par des poutres bien ferrillées, ancrées dans la formation décrite ci-dessus selon une contrainte admissible de l'ordre de : 2,20 bar.

Enfin, le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour tout renseignement utile et demande au client de lui faire appel, lors de l'ouverture des fouilles pour fondations afin de s'assurer de leur conformité avec les conclusions du présent rapport.

L'ingénieur chargé de l'étude  
H.DAHMANI et A.BENSENOUCI

Le chef Département Technique  
H.DAHMANI

Le Directeur d'Unité  
N.BOUSSEMAHA

LTPO – Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Révisée le : 31/05/2012		Dpt T : A.B/H.D/N.B	7/9
Indice de révision : 1	OUDJLIDA -TLEMEN		

**L.T.P.O - UNITE DE TLEMCEN**

**Service Géotechnique**

**Dossier** REALISATION DE 86 LOGEMENTS OUDJLIDA

**Sondage** 1

**Prof :** 5,20-5,50

**Nature :** CALCAIRE

**Technicien :**

**Date:** 22/05/2012

**Résistance à la compression simple Rc (Kg/cm<sup>2</sup>)**

Diamètre (cm)	8,50
Hauteur ( cm )	17,00
Charge ( Kg )	25000
<b>Rc ( Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>419</b>

M5.14

LTPO – Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Révisée le : 31/05/2012	OUDJLIDA -TLEMCEN		Dpt T :A.B/H.D/N.B
Indice de révision : 1			A7/A12

**L.T.P.O - UNITE DE TLEMCEN**

**Service Géotechnique**

**Dossier** REALISATION DE 86 LOGEMENTS OUDJLIDA

**Sondage** 2

**Prof :** 4,50-4,80

**Nature :** CALCAIRE

**Technicien :**

**Date:** 22/05/2012

**Résistance à la compression simple Rc (Kg/cm<sup>2</sup>)**

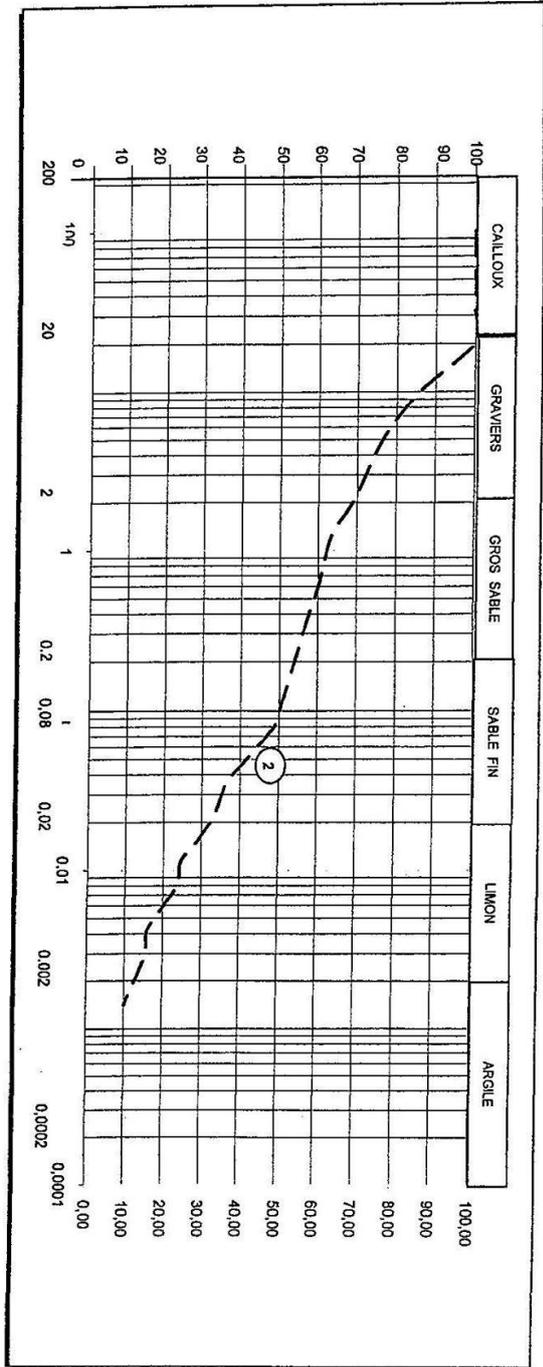
Diamètre (cm)	8,50
Hauteur ( cm )	17,00
Charge ( Kg )	15000
Rc ( Kg/cm <sup>2</sup> )	251

M5.14

LTPO - Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Révisée le : 31/05/2012	OUDJLIDA -TLEMCEN	Dpt T :A.B/H.D/N.B	A8/A12
indice de révision : 1			

**LTPO**  
**UNITÉ DE TIEMCEN**  
**Dpt Tlemcen**  
**Statéotechnique**

<b>SCHEMATA</b>		SNC DALI ET CIE		27/05/2012	
<b>PROJET</b>		REALISATION DE 86 LOGEMENTS OUDJLIDA			
Designation des échantillons	(1)	S:			
	(2)	S:	2		Prof: 2,00-2,50
<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE</b>					



Echantillon N° 92	Tamiset à 2 mm	69	Tamiset à 80 microns	49	Limites d'Atterberg		L.R.(%)	Argile	10	Limons	21	CaCO <sub>3</sub> (%)	62	V de bleu (%)	0
					WL(%)	27	13								

M5.2

LTPO – Unité de Tiemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Révisée le : 31/05/2012	OUDJLIDA -TIEMCEN		Dpt T :A.B/H.D/N.B
indice de révision : 1			A5/A12

**L.T.P.O - UNITE DE TLEMCCEN**

**Service Géotechnique**

**Dossier** REALISATION DE 86 LOGEMENTS OUDJLIDA

**Sondage** 3

**Prof :** 3,80-4,00

**Nature :** CALCAIRE

**Technicien :**

**Date:** 22/05/2012

**Résistance à la compression simple Rc (Kg/cm<sup>2</sup>)**

Diamètre (cm)	8,50
Hauteur ( cm )	17,00
Charge ( Kg )	29000
<b>Rc ( Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>486</b>

M5.14

LTPO – Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS	Dpt T : A.B/H.D/N.B	A9/A12
Révisée le : 31/05/2012	OUDJLIDA -TLEMCCEN		
Indice de révision : 1			

## AVIS DU LTPO

### Avertissement

Le L.T.P.O. n'est pas habilité par ses statuts à jouer le rôle d'un bureau d'études, c'est-à-dire à interpréter et utiliser les résultats de ses reconnaissances, pour déterminer lui-même la nature et les dimensions des ouvrages à construire.

Le présent rapport englobe les résultats des essais de laboratoire et in-situ, suivis de recommandations données à titre de conseil.

Le présent rapport et ses annexes constituent un ensemble indissociable. La mauvaise utilisation qui pourrait être faite d'une communication ou d'une reproduction partielle sans accord préalable dégrèverait totalement la responsabilité du L.T.P.O.

Il est rappelé que cette étude repose sur une reconnaissance par points, ne saurait engager la responsabilité du L.T.P.O sur des quantités contractuelles au moment des travaux.

Des changements dans l'implantation, la conception ou l'importance du projet par rapport aux données de l'étude, ou même un décalage important dans la date de réalisation des travaux, peuvent conduire à modifier les conclusions et prescriptions du rapport et doivent par conséquent, être portés à la connaissance du L.T.P.O.

De même des éléments nouveaux mis en évidence lors des travaux et n'ayant pu être détectés au cours des opérations de reconnaissance ( Karst, remblais, hétérogénéité localisées, venues d'eaux etc...), peuvent rendre partiellement caduques les conclusions du rapport.

Ces éléments nouveaux, ainsi que tout incident important survenu en cours de travaux (glissement de talus, éboulements de fouilles, dégâts occasionnés aux constructions existantes etc...) doivent immédiatement être signalés au L.T.P.O. pour lui permettre de reconsidérer et d'adapter éventuellement les solutions préconisées.

Le L.T.P.O. ne saurait être rendu responsable des modifications apportées au dimensionnement et aux dispositifs constructifs préconisés dans son étude que dans la mesure où il aurait donné par écrit son accord sur les dites modifications.

LTPO - Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Révisée le : 31/05/2012		Dpt T : A.B/H.D/N.B	6/9
Indice de révision : 1	OUDJLIDA -TLEMEN		

Unité de Tlemcen

SONDAGE CAROTTE					FORAGE		TUBAGE	
Dossier N° : 72/ES/UT/2012 Projet : 86 logts -Oudjlida Chef de Poste : Mr MOUKADEM Ingénieur Chef de Projet : Mr H.DAHMANI Coordonnées : X = Y =					Ø mm	Jusqu'à	Ø mm	Jusqu'à
					Sondeuse : ... DB 850.....			
					N° 01			
					Feuille N° 01			
Dates	Echantillons Paraffines (m)	Plézo	Carottage		Stratigraphie	Prof (m)	N.G.F (m)	DESCRIPTION
			Passe (m)	Récup (%)				
16/05/2012				100%		0,80		Remblai argileux
				100%		1		Terre végétale
				100%		1,90		Calcaire conglomératique grisâtre.
						2,70		Argile marron concrétionnaire
				100%		4		Calcaire gréseux brunâtre, très peu carié, altéré en sable entre: 3,00-4,00m devenant grisâtre compacte à partir de 5,00m
		5						
						6		
						7		
						8		
						9		
						10		
						11		
						12		
						13		
						14		
						15		
Niveau d'eau (m)			Remarques			Pertes d'Eau (m)		
					Fin de sondage à 6.00m			

LTPO - Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Révisée le : 31/05/2012	OUDJLIDA -TLEMEN		Dpt T :A.B/H.D/N.B
indice de révision : 1			A10/A12

TABLEAU DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ET CHIMIQUES

PROJET : REALISATION DE 86 LOGEMENTS Dossier N°: 72/ES/UT/2012  
OUDJLIDA

Client: SNC DALI ET CIE

SONDAGE / PUIS		1	2	2	3	
PROFONDEUR ( m )		5,20-5,50	2,00-2,50	4,50-4,80	3,80-4,00	
NATURE APPARENTE DES ECHANTILLONS		CALCAIRE	ARGILE	CALCAIRE	CALCAIRE	
ESSAIS PHYSIQUES	POIDS VOLUMIQUE SEC ( $\gamma_d$ ) t / m <sup>3</sup>					
	TENEUR EN EAU NATURELLE ( W % )					
	DEGRE DE SATURATION ( SR % )					
	POIDS VOLUMIQUE HUMIDE ( $\gamma_h$ ) t / m <sup>3</sup>					
	Granulo & Sédimen	Argile %		10		
		Limon %		21		
		Sable %		37		
		Gravier %		31		
	Tamisé à 0,08 mm %		49			
	Tamisé à 2 mm %		69			
	Limite d'Atterberg WL %		27			
Indice de plasticité IP %		13				
Equivalent de Sable E.S %						
ESSAIS MECANIKES	CISAILLEMENT	CD	W %			
			C KPa			
			$\phi$ (°)			
			W %			
			C KPa			
			$\phi$ (°)			
	CISAILLEMENT	CU	W %			
			C KPa			
			$\phi$ (°)			
			W %			
			C KPa			
			$\phi$ (°)			
	CISAILLEMENT	U	W %			
			C KPa			
			$\phi$ (°)			
PRESSION DE CONSOLIDATION ( bars )						
Coefficient de Tassement						
Coefficient de Gonflement						
Permeabilité ( K ) à 1,25 bars cm / s						
Permeabilité ( K ) à 2,50 bars cm / s						
PRESSION DE GONFLEMENT ( $\sigma_g$ ) bars						
COMPRESSION SIMPLE Rc Kg /cm <sup>2</sup>		419		251	486	
ESSAIS CHIMIQUES	CaCO <sub>3</sub> %			62		
	V. du Bleu %					
	SO <sub>4</sub> mg / Kg					
	SO <sub>4</sub> %					
	M. O %					
	C. L mg / Kg					

LTPO - Unité de Tlemcen			
Etablie le : 30/05/2012	ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS		
Revisée le : 31/05/2012	OUDJLIDA - TLEMCEM	Dpt T : A.B/H.D/N.B	A3/A12
Indice de révision : 1			

**DPT TECHNIQUE**  
**Sce.GEOTECHNIQUE**

**TABLEAU DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ET CHIMIQUES**

**PROJET :** REALISATION DE 86 LOGEMENTS  
OUDJLIDA

**Dossier N°:** 72/ES/UT/2012 (2 eme partie)

**Client:** SNC DALI ET CIE

SONDAGE / PUIS		1	
PROFONDEUR ( m )		3,00-3,60	
NATURE APPARENTE DES ECHANTILLONS		SABLE	
ESSAIS PHYSIQUES	POIDS VOLUMIQUE SEC ( $\gamma_d$ ) t / m <sup>3</sup>		
	TENEUR EN EAU NATURELLE ( W % )		
	DEGRE DE SATURATION ( SR % )		
	POIDS VOLUMIQUE HUMIDE ( $\gamma_h$ ) t / m <sup>3</sup>		
	Granulo & Sédimen	Argile %	5
		Limon %	7
		Sable %	81
		Gravier %	7
	Tamisat à 0, 08 mm %		24
	Tamisat à 2 mm %		93
	Limite d'Atterberg WL %		17
Indice de plasticité IP %		1	
Equivalent de Sable E.S %		29	
ESSAIS MECANIQUES	CISAILLEMENT	Pression de Consolidation ( bars )	
		Coefficient de Tassement	
		Coefficient de Gonflement	
		Permeabilité ( K ) à 1,25 bars cm / s	
		Permeabilité ( K ) à 2,50 bars cm / s	
		Pression de Gonflement ( $\sigma_g$ ) bars	
	COMPRESSION SIMPLE Rc Kg /cm <sup>2</sup>		
	U	W %	
		C Kpa	
		$\phi$ ( ° )	
	C	W %	
		C Kpa	
		$\phi$ ( ° )	
	D	W %	
		C KPa	
$\phi$ ( ° )			
ESSAIS CHIMIQUES	CaCO <sub>3</sub> %		
	VBS	0,356	
	SO <sub>4</sub> mg / Kg		
	SO <sub>4</sub> %		
	M . O %		
	C . L mg / Kg		

LTPO – Unité de Tlemcen

Établie le : 30/05/2012  
Révisée le : 31/05/2012  
Indice de révision : 1

ETUDE DE SOL : REALISATION DE 86 LOGEMENTS

OUDJLIDA -TLEMEN

Dpt T : A.B/H.D/N.B

A4/A12