



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de
la Recherche Scientifique



Université de TLEMCEEN
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire pour l'obtention du Diplôme
De Master en GENIE CIVIL
Option : STRUCTURE

THEME :

**Etude d'un bâtiment à usage mixte sur fondations
profondes**

Présenté le Juin 2019 par :

MATALLAH Ilyes

DJELAILI Azzeddine

Devant le Jury composé de :

Dr .SELKA Ghouti

Président

Dr. BOURABAH Maghnia Asmahane

Encadreur

Dr. TALEB Omar

Encadreur

Dr. DERFOUF Mounir

Examineur

2018-2019

Remerciements

En tout premier lieu, nous remercions le bon Dieu, notre Créateur tout puissant, pour tous ses bienfaits et de nous avoir aidés pour atteindre ce niveau d'études.

Nos chaleureux remerciements pour nos chers encadreurs Dr. Taleb Omar et Dr. Bourabah Maghnia Asmahane qu'ils n'ont pas hésité de nous aider à tout moment.

Nous remercions également Dr Selka Ghouti de nous avoir fait l'honneur de présider le jury, ainsi que Dr Derfouf Mounir qui a bien voulu expertiser ce modeste travail.

Nous souhaitons aussi exprimer notre gratitude à Mr Benyacoub Hakim pour sa précieuse aide.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous sommes aussi très reconnaissants envers l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

En fin, nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin dans ce travail.

Dédicace

*Enfin voila ce jour après tant d'années
d'études.*

*Je dédie ce mémoire à mes chers parents
qui m'ont guidé durant les moments les
pus pénibles de ce long chemin.*

Mes frères et mes sœurs

Toute la famille MATALLAH

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

Et toute la promotion 2018/2019

MATALLAH Ilyes

Dédicace

*Enfin voila ce jour après tant d'années
d'études.*

*Je dédie ce mémoire à mes chers parents
qui m'ont guidé durant les moments les
pus pénibles de ce long chemin.*

Mes frères et mes sœurs

Toute la famille DJELAILI

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

Et toute la promotion 2018/2019

DJELAILI Azzedine

Résumé

Ce projet de fin d'études présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage mixte sur des fondations profondes, constitué d'un rez de chaussée avec (07) étages, implanté à la wilaya de Tlemcen (classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003).

L'ensemble des calculs sont faits en tenant compte des règlements de calcul et de vérification du béton armé, à savoir le BAEL91 modifié 99 et le RPA 99 V2003.

L'adoption d'un système de fondations profondes dans la partie infrastructure a été proposée dans cette étude en rapport avec la faible capacité portante qui caractérise le sol d'assise.

Mots clés : Bâtiment, Fondations profondes, Béton, SAP2000, RPA 99/2003, BAEL91.

Abstract

This project presents a detailed study of a mixed-use building on deep foundations, consisting of a ground floor with (07) floors, located in the Tlemcen city (classified in seismic zone I according to the RPA99 version 2003).

All calculations are made taking into account the rules for calculation and verification of reinforced concrete, namely BAEL91 modified 99 and RPA 99 V2003.

The adoption of deep foundations system in the infrastructure was proposed in this study in relation to the low bearing capacity that characterizes the ground.

Keywords: Building, Deep foundations, Concrete, SAP2000, RPA 99/2003, BAEL91.

ملخص

يتمثل مشروع نهاية الدراسات إلى دراسة مفصلة لمبنى متعدد الاستخدامات على أسس عميقة، يتكون من طابق أرضي + (07) طوابق، ويقع في ولاية تلمسان (مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 وهذا حسب المركز الوطني للبحث في هندسة مقاومة الزلازل (RPA99 version 2003)

يتم إجراء جميع الحسابات مع مراعاة قواعد حساب الخرسانة المسلحة والتحقق منها، المتمثلة في BAEL91 المعدلة 99 و RPA 99 V2003.

. تم اقتراح اعتماد نظام الأسس العميقة في البنية التحتية في هذه الدراسة نظرا لقدرة التحمل المنخفضة التي تتميز الطابق الأرضي للبنية.

الكلمات الرئيسية: مبنى، أسس عميقة، الخرسانة، RPA 99/2003، SAP2000، BAEL91

1^{ème} PARTIE : ETUDE DE LA PARTIE SUPER STRUCTURE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION	1
I.2. PRESENTATION DE SITE D'ETUDE	1
I.3 .CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE	1
I.4. CONCEPTION DE L'OUVRAGE.....	1
I.4.1. Ossature de l'ouvrage	1
I.4.2. Plancher.....	1
I.4.3. Escalier.....	2
I.4.4. Maçonnerie.....	3
I.4.5. Revêtement	3
I.4.6. Acrotère.....	4
I.5.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	4
I.5.1.BETON	4
I.5.1.1. Résistance mécanique de béton	4
I.5.2.ACIERS	6

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges

II.1. INTRODUCTION :.....	9
II.2.PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS	9
II.2.1.Les Planchers :.....	9
II.2.2.Les poutres.....	9
II.2.3.Les poteaux.....	11
II.2.4.L'acrotère.....	15
II.2.6.Les voiles	15
II.2.6.l'escalier.....	16
II.2.7.Les poutrelles :.....	19
II.3. DESCENTES DES CHARGES	20
II.3.1. Introduction	20
II.3.2. La descente des charges des planchers	20
II.3.3. Descente de charge de la maçonnerie.....	22

Chapitre III ; Calcule des éléments secondaires

III.1. Introduction:	24
----------------------------	----

III .2.ÉTUDE DU PLANCHER A CORPS CREUX.....	24
III .2.1.Les types des poutrelles :(Etage courante + RDC)	24
III .2.2.Les charges des poutrelles :.....	24
III .2.3.Détermination des efforts internes par la méthode des trois moments :	25
III 2.3.1.Exemples de calcul des poutrelles :.....	25
III 2.3.2.Les diagrammes des moments et des efforts tranchants des poutrelles a l'ELU et ELS	38
III .2.3. 3. Calcul du ferrailage poutrelles	40
III .3. L'ETUDE DE L'ACROTERE.....	47
III .3.1. Introduction	47
III .3.2. Détermination de ferrailage.....	48
III.4.ETUDE D'ESCALIERS	52
III.4.1.Introduction	52
III.4.2.Terminologie	52
III.4.3.Dimensions des escaliers.....	52
III.4.4.Descente des charges.....	52
III.4.4.1. Combinaisons d'action	53
III.4.5. Diagrammes des moments et l'effort tranchant	56
III.4.6. Calcul du ferrailage	57
III.3. 8. Vérification des contraintes du béton.....	59
III.5.POUTRE PALIERE	61
III.5.1.Pré dimensionnement	61
III.5.2.Descende des charges.....	62
III.5.3.Calcul de ferrailage	62
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1.Introduction:.....	65
IV.1.1. Choix de la méthode de calcul	65
IV.1.2.Classification de l'ouvrage.....	65
IV.1.3.Classification de site	65
IV.2.METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE.....	66
IV.2.2.Principe de la méthode	66
IV.2.3. Domaine d'application.....	66
IV.2.4. Choix du type de contreventement.....	66
IV.2.5.Modélisation de la structure	66

IV.2.1/Détermination des paramètres de spectre de réponse :	69
I V-2-1-3/facteur de qualité Q :	69
I V-2-1-4/ Méthode statique équivalente :	70
IV.2.3.Vérification de la période empirique:	71
IV.2.3.Vérification du coefficient de comportement R :	73
IV.2.4.Poids des différent niveaux:	73
IV.2.5.Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau :	74
IV.2.6. Résultante des forces sismique de calcul	75
IV.3. JUSTIFICATION DE LA SECURITE	76
IV.3.2.Vérification de l'effet P-Delta	77

Chapitre V : Etudes des éléments structuraux

V.1.INTRODUCTION	79
V.2.VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATION NORMALES	79
V.3.VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATION TENGENTES	80
V.4.FERRAILLAGE DES POTEAUX	81
V.4.1.Combinaison de calcul :	81
V.4.2.Sollicitations à considérer :	81
V.4.3.Armature longitudinal:	82
V.4.4.Calcul du ferrailage transversale :(RPA2003)	85
V.5.FERRAILLAGE DES POUTRES	88
V.5.1. Les combinaisons de calcul :	88
V.5.2.Exemple d'étude d'une poutre principale :	89
V.5.3.Exemple d'étude d'une poutre secondaire :	95
V.5.4.Dispositions des chapeaux:	101
V.5.FERRAILLAGE DES VOILES :	101
V.6.1.Introduction :	101
V.6.2.Combinaisons de calcule	102
V.6.3.Prescriptions pour le ferrailage des voiles	102
V.6.4. Vérification des contraintes tangentielles :	105
V.6.4.Ferrailage de trumeau	105
V.6.5.Ferrailage des murs voiles	111

Chapitre VI : Généralités sur les fondations

VI.1. Introduction	113
VI.2. Définition	113
VI.3. Choix du type de Fondation	113
VI.4. Les différents types de fondations	114
VI.5. Définition d'un pieu.....	116
I.6 CONCLUSION	119

Chapitre VII : Etude géotechnique

<u>VII.1. Introduction.....</u>	120
<u>VII.2. Reconnaissance in-situ.....</u>	120
<u>VII.2.1. Sondage de reconnaissance.....</u>	120
<u>VII.3. Reconnaissance au laboratoire.....</u>	121
<u>VII.3.2. Essais Mécanique.....</u>	127

Chapitre VIII : Dimensionnement des fondations

III.1. DESCENTE DES CHARGES	132
III.2. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DE SOL DE FONDATION	133
III.2.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais en laboratoire	133
III.2 .2. Calcul de la contrainte admissible de sol	135
III.3. CALCUL DE TASSEMENT	135
III.3.2. Calcul des tassements a la pointe	136
III .4. Conclusion.....	137

Chapitre IX: Dimensionnement des fondations profondes

IX.1. INTRODUCTION	138
IX.2. Calcul de la portance d'un pieu.....	139
IX.3. TASSEMENT D'UN PIEU ISOLE	143
IX.4. FERRAILLAGE DES FONDATIONS	144
IX.4.1. Ferrailage des pieux	144
IX.4.2. Le schéma de ferrailage du pieu :	145
IX.5. ETUDE DE RADIER:	146
IX.5.1. Dimensionnement du radier :	146
IX 5.2 . Ferrailage de la dalle du radier:.....	148
IX.5.3 .Calcul de Ferrailage de la nervure:	154

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisé.....	7
Tableau II.1: dimensionnement des poutres principales et secondaires.....	11
Tableau II.2 : récapitulons du pré dimensionnement	14
TableauII.3 : évaluation de charges permanentes (g) pour le palier.....	18
Tableau II.4: évaluation des charges permanent(g) pour la paillasse.....	19
Tableau II.5 : descente de charge de plancher R.D.C.	20
Tableau II.6 : Descente de charge de plancher terrasse inaccessible	21
Tableau II.7 : descente de charge du mur extérieure.....	22
Tableau II.8 : descente de charge du mur intérieur	23
Tableau .III.1. Les charges des poutrelles	25
Tableau III.2 : ferrailage des poutrelles.....	46
Tableau III.3: combinaison d'action	54
Tableau III.4 : Tableau récapitulative des moments et des efforts à l'ELU et à l'ELS	56
Tableau III.5 : Tableau récapitulative du ferrailage d'escalier.	61
Tableau IV.1: Classification de site.....	65
Tableau VI.2 : Valeur de pénalité " P _q ".....	69
Tableau IV.3 : Vérification des masses modales.....	72
Tableau IV.4: vérification du coefficient R=5.....	73
Tableau IV.5: poids des différent niveaux.....	73
Tableau IV.6: les forces sismiques et l'effort tranchant de chaque niveau (pour R=4) suivant le sens (X-X).	74
Tableau IV.7: les forces sismique et l'effort tranchant de chaque niveau pour (R=4) suivant le sens (Y-Y).	75
Tableau IV.8 : les efforts tranchant a la base de la structure.....	76
Tableau VI.9 : Vérification des déplacements inter-étages.	77
Tableau IV.10: Vérification à l'effet P-Δ sens (x-x)	78
Tableau IV.11 : Vérification à l'effet P-Δ sens (y-y)	78
Tableau V.1: Vérification spécifique sous sollicitations normales.....	80
TableauV.2 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	80
Tableau V.3 : Les différents efforts internes	82
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinale des poteaux.	84
TableauV.5: Longueur de la zone nodale.	86

Tableau V.6: Ferraillage transversale des poteaux	86
Tableau V.7: Ferraillage transversale des poteaux	87
Tableau V.8: Sollicitations de la poutre principale.....	89
Tableau .V.9: Tableau de ferraillage des poutres principale	94
Tableau.V.10: Tableau de ferraillage des poutres secondaire	100
Tableau.V.11 : Vérification des contraintes tangentielles	104
Tableau V.12 : Sollicitations des voiles ($e_p=20$ cm).....	105
Tableau VII.1 : Caractéristique physique de sol	126
Tableau VII.2 : Résultats des essais mécanique	131
Tableau IX.1 : Charges nominales à prendre en compte sur le pieu.....	139
Tableau IX.2: Les valeurs du coefficient de portance[K_p].....	140
Tableau IX.3 : Tableau représente le frottement de chaque couche de sol	141
Tableau IX.4: Résultat de l'essai préssiométrique	142

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Plancher à corps creux	2
Figure I.2 :Brique creuse.....	3
figure I.3 :Diagramme contrainte deformation à l'ELU	5
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELS.....	6
Figure I.5 : diagramme déformation –contrainte des aciers à l'ELU.....	8
Figure II.1 :Dimensions du plancher	9
Figure II.2 : cotation de la poutre principales.....	10
Figure II.3 : cotation de la poutre secondaire	11
Figure II.4 : la section supportée par le poteau le plus sollicité	12
Figure II.6 : Dimension de l'acrotère.....	15
Figure II.7 : Voile en élévation.....	16
Figure II.8 : schéma d'un escalier.....	16
Figure II.9 : Dimensions de la poutrelle	19
Figure II.10 : Plancher du RDC.....	21
Figure II.11 : Plancher type terrasse	22
Figure II.12 : mur extérieure.....	22
Figure III . 1 : Coupe transversale du plancher	24
Figure III.2 : Schéma statique de la poutrelle type 1 E.L.U.....	25
Figure III. 3 :Section 0-1 E.L.U	26
Figure III . 4 : Section 1-2 E.L.U	27
Figure III. 5 : Section 2-3 E.L.U	28
Figure III . 6 : Section 0 - 1 E.L.U	29
Figure III . 7 : Section 0 - 1 E.L.U	30
Figure III . 8 :section 2 - 3 E.L.U	31
Figure III . 9 :schéma statique de la poutrelle type 1 E.L.S	32
Figure III . 10 : Section 0-1 E.L.S	33
Figure III . 11 :Section 1-2 E.L.S	34
Figure III . 12 : Section 1-2 E.L.S	35
Figure III . 13 : Section 1-2 E.L.S	35
Figure III . 14 : Section 1-2 E.L.S	37
Figure III . 15 : Section 1-2 E.L.S	37

Figure III.16 : Diagrammes des moments et des efforts tranchant des poutrelles Type 02 à L' E.L.U	38
Figure III.17 : Diagrammes des moments et des effort tranchant des poutrelles type 01 à L' E.L.S.....	38
Figure III.18 : Diagrammes des moments et des effort tranchant des poutrelles Type 02 à L' E.L.U	39
Figure III.19 : Diagrammes des l'effort tranchant des poutrelles à L' E.L.S.....	39
Figure III.20 : Diagrammes des moments et des effort tranchant des poutrelles Type 03 à l'E.L.U.....	39
Figure III.21 : Diagrammes des l'effort tranchant des poutrelles à L' E.L.S.....	40
Figure III.22 : Dimensions des poutrelles	40
Figure III.23 : Schéma de ferrailage des poutrelles pour l'appui et le travée.	46
Figure III.24 : Dimension de l'acrotère	47
Figure III.25 :Schéma statique.	47
Figure III.26 : Ferrailage de l'acrotère.	51
Figure III.27 : Le schéma statique d'escaliers de RDC.....	54
Figure III.28 : Diagrammes des sollicitations à l'ELU & ELS (S.A.P2000)	54
Figure III.27 : Diagrammes des moments à l'ELU & ELS.....	56
Figure III.29 : dalle pleine d'escalier	57
Figure III.30 : Schéma de ferrailage de l'escalier □	61
Figure III.30 : Ferrailage de la poutre palière en appui et en travée	64
Figure IV.1 : Modélisation 3D du bâtiment par SAP2000	67
Figure IV.2 : 1ère disposition des voiles	67
Figure IV.3 : 2ème disposition des voiles.....	68
Figure IV.4 : 3ème disposition des voiles.....	68
Figure V.1 : ferrailage des poteaux	87
Figure V.2 : Ferrailage des poutres principales	95
Figure V.3 : ferrailage des poutres secondaires	100
Figure V.4 : Disposition des chapeaux	101
Figure V.5 : Moment et force.....	106
Figure V.6 : Schéma de ferrailage du Voile V=2,8m (niveau R.D.C).....	112
2ème partie : Etude de l'infrastructure du bâtiment	
Figure VI.1 : différentes types de semelles.....	114
Figure VI.2 : Domine de la fondation profonde.....	115

Figure VI.3 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De.....	117
La résistance peut être fournie par deux critères :.....	115
Figure VI.4 : Action entre sol et fondation profonde.....	118
Figure VII.1 : Résultats de sondage du sol d'assise	121
Figure VII.2: Les limites d'Atterberg cisaillement.....	124
Figure VII.3: La courbe granulométrique.....	133
Figure IX.1 : Répartition des pieux sous le radier.....	143
Figure IX.2 : Schéma de ferrailage de pieu	145
Figure.IX.3: Dimension du radier	147
Figure IX.4: Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens X-X et le sens Y-Y	159

Liste des symboles

LA PREMIERE PARTIE

G : Action permanente
Q : Action d'exploitation
E : Action accidentelle
 σ_{bc} : Contrainte admissible du béton
 σ_{st} : Contrainte admissible d'acier
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement
 f_{bc} : Contrainte de calcul
 f_{cj} : Résistance à la compression
 f_{tj} : Résistance à la traction
 f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours
 A_{st} : Section d'armature
 A_r : Armature de répartition
 γ_b : Coefficient de sécurité de béton
 γ_s : Coefficient de sécurité d'acier
 η : Facteur de correction d'amortissement
 b : Largeur de la poutre
 h : La hauteur de la poutre
 I_x, I_y : Moments d'inertie
 I_y, i_y : Rayons de giration
 μ_u : Moment ultime réduite
 α : 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 horizontale
 B_r : Section réduite
 M : Moment fléchissant
 T : Effort tranchant
 N : Effort normal
 A : Coefficient d'accélération de zone
 D : Facteur d'amplification dynamique
 R : Coefficient de comportement global de la structure
 Q : Facteur de qualité
 W : Poids total de la structure
 V : Force sismique totale
 W_i : Poids sismique au niveau « i »
 CT : Coefficient de période
 β : Coefficient de pondération

LA DEUXIEME PARTIE

γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
 γ_d : Poids volumique sec (t/m³).
 γ_w : Poids volumiques de l'eau (t/m³).
 γ_s : Poids volumique des grains solides (t/m³).
 γ' : Poids volumiques déjaugé de sol (t/m³).
 P : Poids total de l'échantillon (t).

P_s : Poids total des grains solides (t).
 P_w : Poids de l'eau (t).
 V : Volumes total de l'échantillon (m³).
 V_v : Volume des vides (m³).
 V_s : Volume des grains solides (m³).
 V_w : Volume des l'eau (m³).
 n : La porosité.
 e : L'indice des vides.
 SR : Degrés de saturation (%).
 W : La teneur en eau naturelle (%).
 WL : Limite de liquidité (%).
 Wp : Limites de plasticité (%).
 Ip : Indice de plasticité (%).
 Ic : Indice de consistance (%).
 qu : La capacité portante du sol (bars).
 D : L'ancrage de la fondation (m).
 N_γ, N_c et N_q : Facteurs de portance.
 S_γ, S_c et S_q : Facteurs adimensionnels.
 F : Coefficient de sécurité.
 σ_{adm} : La contrainte admissible du sol.
 Kp : Facteur de portance pressiométrique.
 Ple^* : Pression limite nette équivalente (bars).
 De : La hauteur d'encastrement équivalente (bars).
 $\Delta\sigma$: Contrainte verticale (bars).
 σ'_{vo} : La contrainte verticale des terres (bars).
 α : Coefficient rhéologique.
 Ec et Ed : Modules pressiométrique moyens (bars).
 $Eoed$: Module oedometriques (bars).
 $B0$: Largeur de référence(m).
 λ_c et λ_d : Coefficients de forme.
 $Ei-j$: La moyenne harmonique (bars).
 Sd : Tassement déviatorique (m).
 Sc : Tassement sphérique (m).
 σ : La contrainte appliquée sur le sol (bars).
 σ_s : La contrainte du sol (bars).
 Ec : Module de Young (bars).
 Qpu : La charge limite de pointe (bars).
 Ap : Surface droite de la pointe (m²).
 qpu : La contrainte de rupture (bars).
 Qsu : La charge limite en frottement latérales (bars).
 P : Périmètre(m).
 Ql : La charge limite (bars).
 Qc : La charge de fluage (bars).
 Qn : La charge admissible (bars).
 qce : Résistance de pointe équivalente (bars)

INTRODUCTION GENERALE

Au cours de ces dernières décennies, un bon nombre de constructions ont été réalisées dans notre pays. De nouvelles villes entières ont été construites pour remédier à la demande de logements importante. Ainsi, l'état a adopté une nouvelle stratégie de construction d'immeubles constitués de plusieurs étages.

Cependant la nature du sol peut être un handicap pour la construction surtout pour des bâtiments de grande hauteur et à plusieurs niveaux.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC avec sept étages dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Mais vu la qualité médiocre du sol, les fondations profondes sont nécessaires.

Le mémoire est divisé en deux grandes parties :

La première partie est composée de six chapitres.

Dans le premier chapitre, les caractéristiques de l'ouvrage sont présentées avec les matériaux choisis pour cette étude.

Dans le chapitre deux, nous présentons le pré-dimensionnement des éléments structuraux, tels que les poteaux, les poutres et les voiles, ainsi que le pré dimensionnement des éléments non structuraux comme les planchers.

Le chapitre trois porte sur le calcul des éléments secondaires tels que l'acrotère, les poutrelles, et les escaliers.

Le chapitre quatre traite l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Cette étude sera faite sur la base de l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul (SAP2000).

Le cinquième chapitre montre le calcul du ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel (SAP2000).

La deuxième partie est composée de chapitres qui traitent l'étude de l'infrastructure du bâtiment.

On abordera dans le premier chapitre une description des caractéristiques géotechniques du site où sera implanté l'ouvrage.

Dans le deuxième chapitre le dimensionnement et le calcul du ferrailage des fondations profondes choisies comme type de fondation seront traités.

I.1. INTRODUCTION

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

I.2. PRESENTATION DE SITE D'ETUDE

L'objectif de ce projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment à usage mixte composé, d'un rez-de-chaussée à usage commercial, et de 7 étages à usage d'habitation, cet ouvrage est implanté dans la Wilaya de Tlemcen, et présente des fondations profondes.

La partie superstructure, constitué de :

- ❖ Un rez -de -chaussée (RDC) à usage commercial.
- ❖ 1^{er} au 7^{eme} étage a usage d'habitation.

I.3 .CARACTERESTIQUES GEOMETRIQUE

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau Suivant :

Dimensions	(m)
Hauteur totale	24,82
Hauteur du RDC	3,4
Hauteur des étages courants	3,06

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.4. CONCEPTION DE L'OUVRAGE

I.4.1. 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.

I.4.2. Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

a. Planchers corps creux_:

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm (figure I.1)

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation
- portées de l'ouvrage pas importantes
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

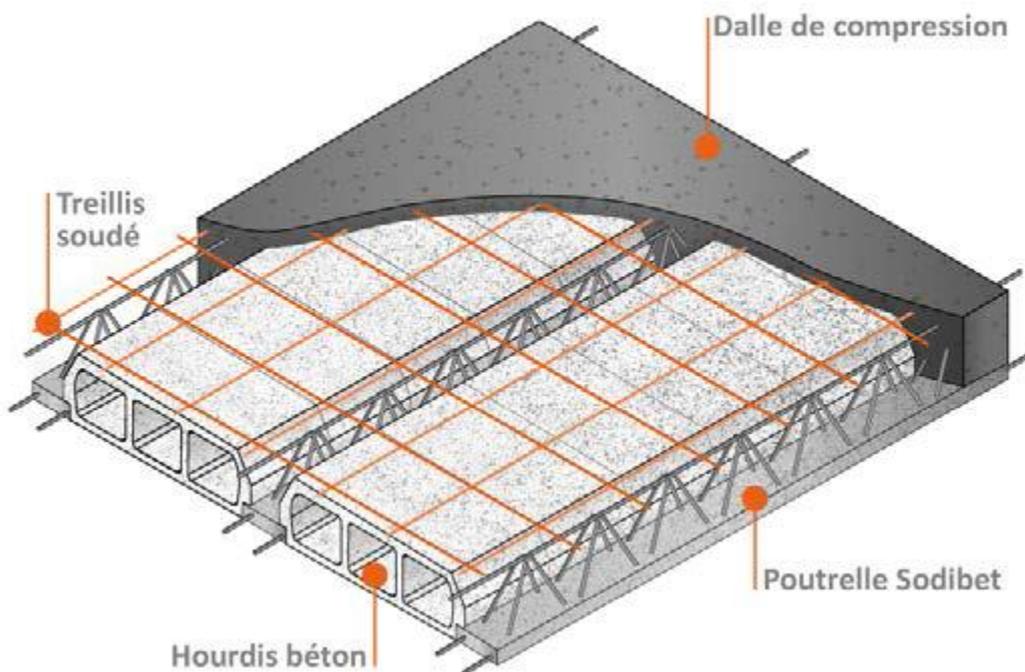


Figure I.1 : Plancher à corps creux

b. Planchers en dalle pleine :

Pour certaines zones, on optera pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales en ces zones.

I.4.3. Escalier

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.4.4. Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses (figure I.2) pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie qui sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Ces murs sont composés de cloison de séparation de 10 cm D'épaisseur



Figure I.2: Brique creuse

I.4.5. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

- Du mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures.

I.4.6. Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I .5.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment étudié doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) avec application aussi du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003 Et du CBA 9 :))

I .5.1.BETON

I .5 .1.1. Résistance mécanique de béton

a-La résistance caractéristique du béton en compression (f_{cj}) :(CBA.93 [ART2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28}=25\text{MPa}$

Pour l'âge $j < 28$ jour

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$$

b-La résistance caractéristique du béton à la traction (f_{tj}) :(CBA.93 [ART2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la traction du béton est de $f_{c28}=2.1\text{MPa}$

Pour l'âge $j < 28$ jour

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

c-Déformation longitudinales du béton.

- **déformation instantané $\ll E_{ij} \gg$ (CBA.93 [ART2.1.1.2])**

par la formule $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [\text{Mpa}]$

pour le calcul sous charges le contre durée ($< 24h$)

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ [MPa]}.$$

- **Déformation différée « E_{ij} » (CBA93 [ART2.1.2.2])**

Les déformations différées du béton comprenant le retrait et le fluage sont considérées dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

d-Le coefficient de Poisson (CBA.93 [ART3.12.3]) utilisé dans cette étude est de :

$\lambda = 0.2$ pour le calcul des déformations

$\lambda = 0$ pour le calcul des sollicitations.

e-Les contraintes limites de calcul :

e.1 .Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite est défini généralement par la limite de résistance mécanique au au-delà de laquelle, il y a ruine de l'ouvrage, cette résistance est définie par (figure I.3)

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \lambda_b}$$

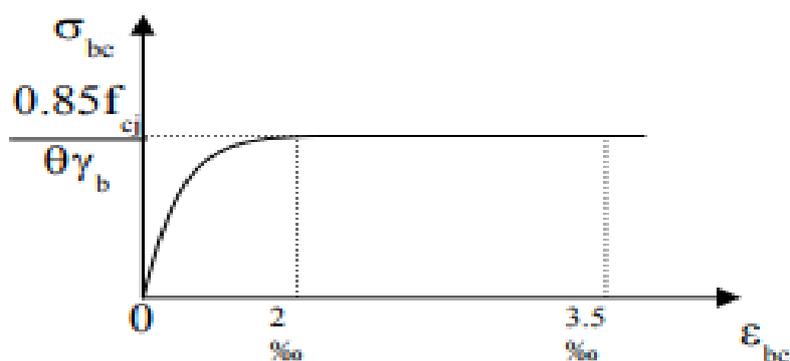


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation à l'ELU

Avec :

$\theta = 1$ durée $> 24h$

$\gamma_b = 1,5$ combinaisons courantes

$\theta = 0,9$ $1h < \text{durée} < 24h$

$\gamma_b = 1,15$ combinaisons accidentelles

$\theta = 0,85$ durée $< 1h$

e-2-contraintes limites à l'état limite de service [E.L.S]

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour laquelle elle a été conçue

cette contrainte limite de service est donnée par (figure 1.4): $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15\text{Mpa}$

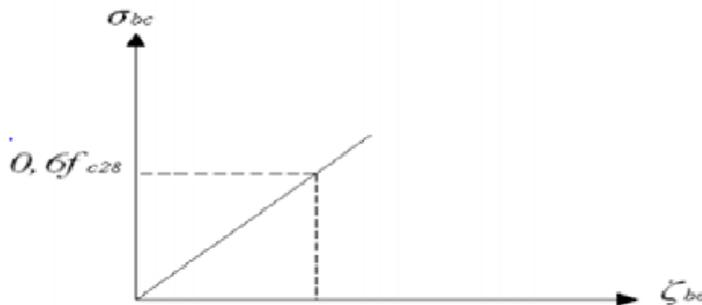


Figure 1.4 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELS

I.5.2.ACIERS

Pour obtenir une bonne résistance du béton à la traction, on intègre dans ce béton des armatures d'aciers pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés sont :

- Rond lisses (RL) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE40
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\phi = 6\text{mm}$ pour les dalles

Les caractéristiques mécaniques de ces types d'aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant (Tableau I.2)

Type	Nuance	Limite élastique Fe(Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement à la rupture (%)
Haute Adherence	FeE400	400	310-490	22
	FeE215	500	390-490	25
Rond Lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis Soudés	FeE500	500	550	12

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des aciers utilisé

a-Module élastique des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinal dont sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'aciers par :

$$ES = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

b-Contraintes limites :

b.1.contraainte limite à l'état limite ultime(ELU)

Le diagramme de calcul des aciers à l'ELU (figure 1.5) se déduit en effectuant une affinité parallèlement a la tangente a l'origine dans le rapport $\left[\frac{1}{\gamma_s} \right]$

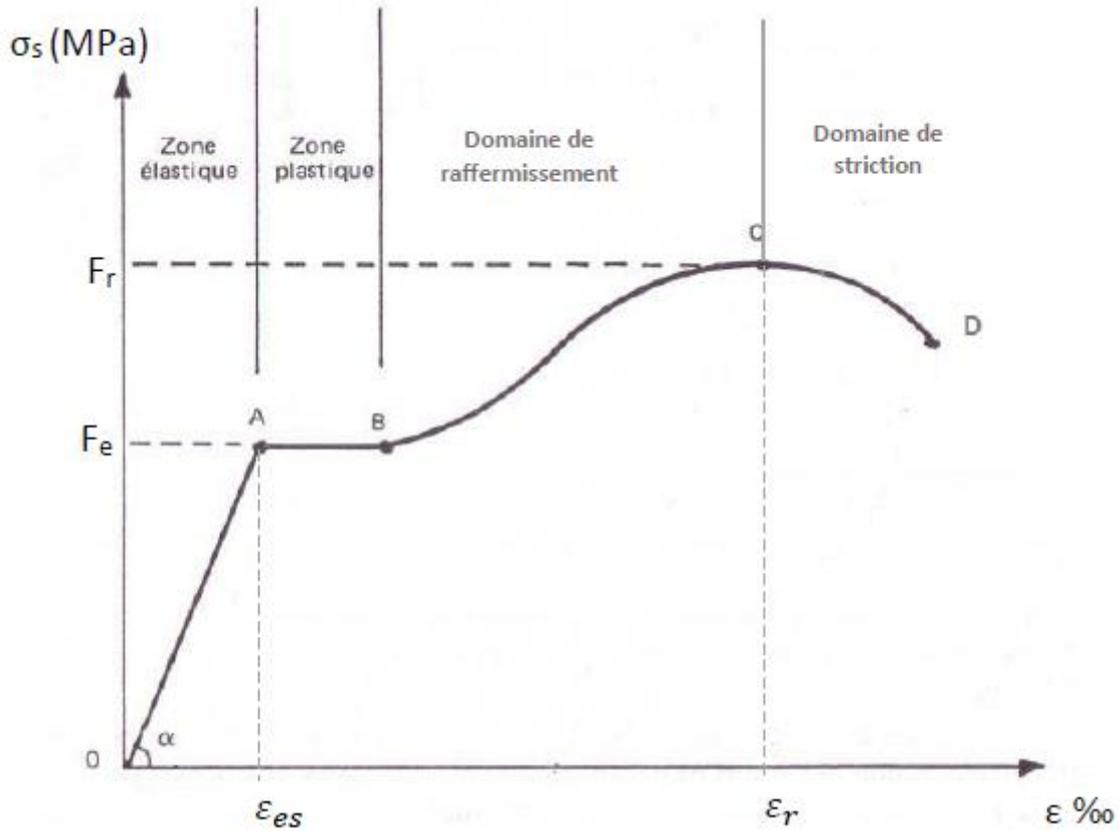


Figure I.5 : diagramme déformation –contrainte des aciers à l'ELU

b.2 .L'état limite service :

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

-Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

-Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110 \sqrt{(\eta f_{tj})})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

-Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 \times f_e ; 90 \sqrt{(\eta f_{tj})})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (200 ; 164,97) = 164,97 \text{ MPa}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99 version2003 et C.B.A 93.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation du plancher, les poutrelles, les poutres et les poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II.2.1. Les Planchers :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux ; les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur du plancher à corps creux est déterminée par la condition de RPA suivante (figure II.1) :

$$h \geq \frac{L}{22,5}$$

L : Longueur entre un appui

h : Epaisseur du plancher

L=3,35 m

Dans notre cas nous aurons :

$$h \geq \frac{L}{22,5} \implies h \geq \frac{335}{22,5} = 14.88 \text{ cm}$$

L'épaisseur de plancher à corps creux adopté pour notre structure est de h= 21 cm

II.2.2. Les poutres

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

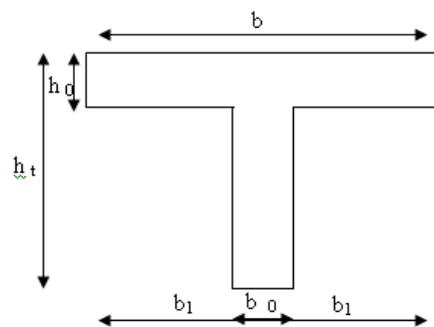


Figure II.1 : Dimensions du plancher

- ▶ Les poutres principales
- ▶ Les poutres secondaires

La hauteur de la poutre doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La condition de flèche : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$.
- ✓ Les dimensions de la poutre : $0,3h \leq b \leq 0,4h$.
- ✓ Les conditions du « RPA99 » qui sont :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

➤ **Poutres Principales :**

Pour déterminer « h », on a la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : Portée maximale des travées du portique

Donc : L = 4,80 m (distance entre les axes des poteaux)

$$\frac{480}{15} < h < \frac{480}{10} \implies 32\text{ cm} < h < 48\text{cm}$$

On prend : **h = 40cm**

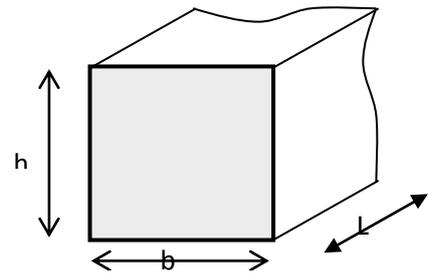


Figure II.2 : Dimensions de la poutre principale

Pour déterminer « b », on a la condition de flèche suivante :

$$0,3h \leq b \leq 0,7 h$$

$$12\text{ cm} \leq b \leq 30\text{ cm}$$

Selon le RPA b ≥ 20 cm

On Prend : **b = 30cm**

Vérification des conditions du RPA 99 :

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{h = 40\text{cm} > 30\text{ cm}} \\ \mathbf{b = 30\text{cm} > 20\text{ cm}} \\ \mathbf{\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33\text{cm} < 4} \end{array} \right\} \text{conditions vérifiées}$$

➤ **Poutres Secondaires :**

Pour déterminer « h », on a la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : Portée maximale des travées du portique

Pour notre cas d'étude on a :

$$\frac{335}{15} < h < \frac{305}{10}$$

$$20,33 \text{ cm} < h < 30,5 \text{ cm}$$

Donc on prend : **h = 30 cm**

Selon le RPA b ≥ 20

On prend : **b = 30 cm**

Vérification des conditions du RPA 99

$$h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1,00 < 4$$

conditions vérifiées

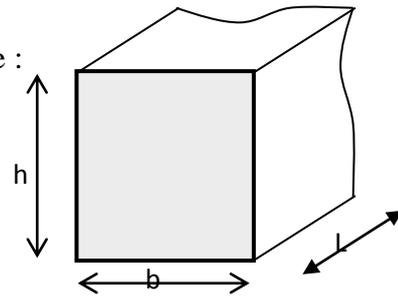


Figure II.3 : Dimensions de la poutre secondaire

Les dimensionnements adoptés pour les poutres de notre structure sont résumées dans le (tableau II.1) suivant :

TYPE DE POUTRE	Niveau R.D.....7 ^{ème} étage
Poutre principale	40 × 30
Poutre secondaire	30 × 30

Tableau II.1: dimensionnement des poutres principales et secondaires

II.2.3. Les poteaux

Un poteau est un élément vertical soumis à la flexion composée centrée dont la fonction principale est de transmettre les charges et les surcharges aux fondations, le dimensionnement des poteaux suit les étapes suivant (figure II.4)

1. On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.
2. Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions du R.P.A 99 V2003

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \text{Zone : 1 et 2}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad h_e : \text{hauteur d'étage}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

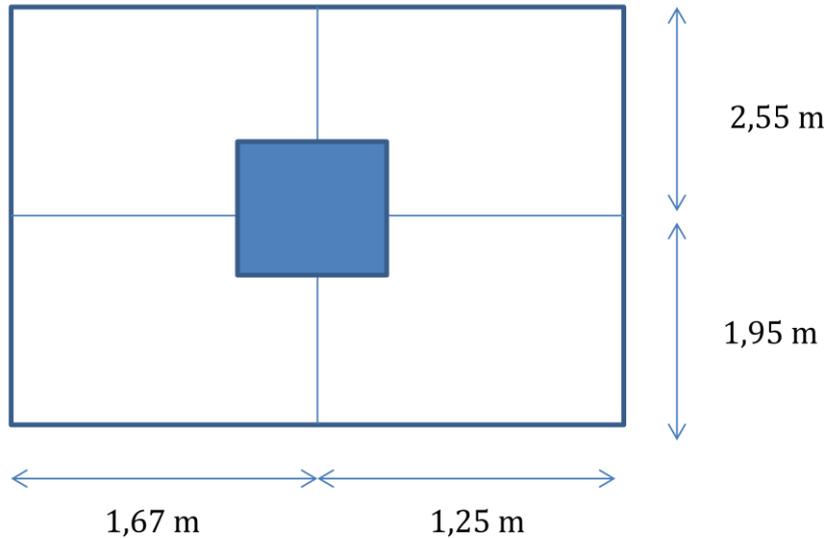


Figure II.4 : la section supportée par le poteau le plus sollicité

$$N_u = P_u \times S \times n$$

Avec :

N_u : étant la charge verticale à l'ELU.

P_u : charge du plancher $P_u = 1\text{t/m}^2$

S : surface supporté par le poteau le plus sollicité

n : nombre d'étage

$$S = [(1,67+1,25) \times (1,95+2,55)] = 14,54 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1 \times 14,54 \times 7 = 101,78 \text{ t} \quad \Longrightarrow \quad N_u = 1,02 \text{ Mn}$$

➤ **Section réduite :**

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction ($\beta = 1.2$ parce que $\lambda=35$).

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas général)}$$

$\theta = 1$ pour une durée d'application plus de 24 h

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$B_r \geq \frac{1,02}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,8 \times 400}{100 \times 1,15}} = 0,066 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r}$$

on prend $a = b = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification des conditions du R.P.A 99 V2003:**

$$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \min(30, 30) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \min(30, 30) > 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Vérification du poteau au flambement :**

Calcul du moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} \quad \Longrightarrow \quad I_x = I_y = 67500 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec $A = a \times b$ (section du poteau)

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8,66$$

➤ **Calcul de l'élanement**

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

avec : $L_f = 0,7 \times L_0$

$$L_0 = 3,40 \text{ m}$$

$$L_f = 238$$

$$\implies \lambda_x = \lambda_y = \frac{238}{8,66}$$

$$\implies \lambda_x = \lambda_y = 27,48$$

Donc on a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 27,48 < 50 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Tableau suivant récapitule le pré dimensionnement adopté pour les poteaux des différents étages du bâtiment :

Niveau	N°	h_e (m)	a , b (cm)	Nu (Mn)	λ_x, λ_y	$\lambda < 50$
R.D.C	24	3,4	30	1,02	27,48	c.v
1	24	3,06	30	1,02	27,48	c.v
2	24	3,06	25	0,727	29,68	c.v
3	24	3,06	25	0,727	29,68	c.v
4	24	3,06	25	0,727	29,68	c.v
5	24	3,06	25	0,727	29,68	c.v
6	24	3,06	25	0,727	29,68	c.v
8	24	3,06	25	0,727	29,68	c.v

Tableau II.2 : récapitulons du pré dimensionnement

II.2.4.L'acrotère

Introduction :

L'acrotère est une console encastrée dans le plancher terrasse inaccessible soumise à son poids propre «**G**» et à une surcharge «**P**» appliquée horizontalement (figure II.5)

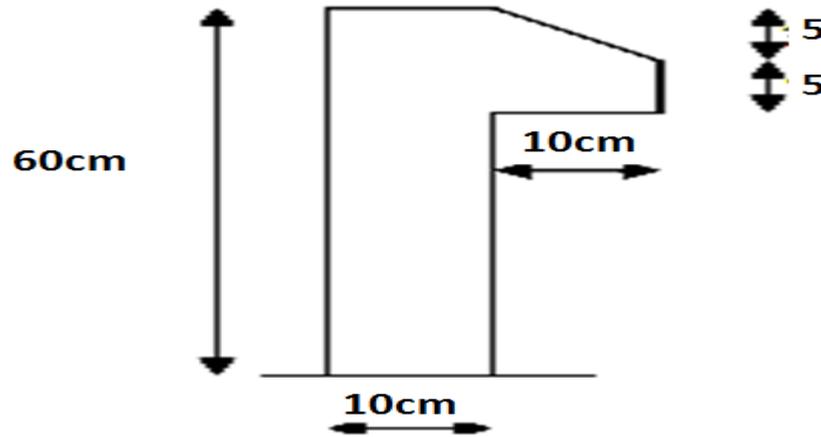


Figure II.5 : Dimension de l'acrotère

La descente des charges verticales pour l'acrotère est comme suit :

Le poids propre de l'acrotère :

$$S = (0,6 \cdot 0,1) + (0,03 \cdot 0,1) + (0,07 \cdot 0,1 \cdot 1/2) = 0,0665$$

$$G = 1,6625 \text{ kN/m} \quad Q = 1 \text{ kN/ml}$$

II.2.5.Les voiles :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

On a deux types des voiles :

➤ **Voile de contreventement (figure 2.6):**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_c = 3.4\text{m} \longrightarrow a \geq 3.40/20 = 0.19 \text{ pour R.D.C} \longrightarrow a = 20\text{cm} \\ h_c = 3.06 \text{ m} \longrightarrow a \geq 3.06/20 = 0.153 \text{ pour les étage} \longrightarrow a = 20\text{cm} \end{array} \right.$$

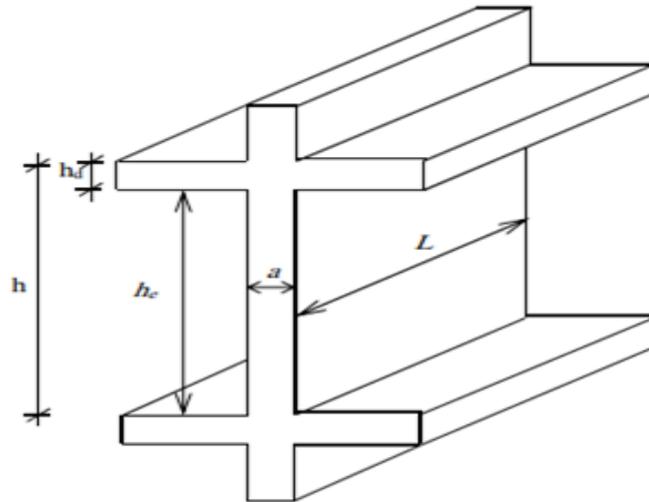


Figure II.6 : Voile en élévation.

II.2.6.l'escalier

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant (figure 2 .7)

A - caractéristiques techniques :

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos).
- (2) : L_0 (projection horizontale de la paillasse).
- (3) : g (Giron) largeur de la marche.
- (4) : h (Hauteur de la contre marche).
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée).
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse).

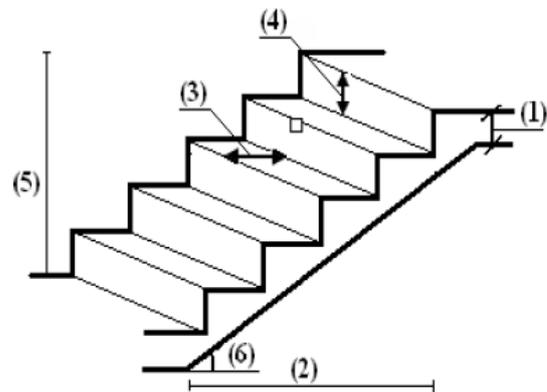


Figure II.7 : schéma d'un escalier

Pour notre étude l'escalier d'étage courant :

Hauteur : $H = 3,06\text{m}$

Hauteur de RDC : $H = 3,40\text{m}$

Giron : $g = 30\text{cm}$

Hauteur de la marche est déterminée à partir de la formule de Blondel :

$$\text{On a : } 59 < 2h+g < 66 \quad \Longrightarrow \quad 14,5 \text{ cm} < h < 18\text{cm}$$

Soit donc : $h = 17\text{cm}$.

$$N_c = H/h.$$

$$N_c = 306/17 = 18$$

$$N'_c = 340/17 = 20$$

On aura donc 18 contres marches entre chaque deux étages ,et deux volées ,donc 9 contres marches par volées.

Alors on aura 20 contres marches pour le R.D.C.

$$N = N_c - 1 = 8 \text{ marches.}$$

$$N' = N'_c - 1 = 9 \text{ marches.}$$

B - calcul de la longueur de la foulée

La longueur de la foulée est calculée à partir de la formule suivante :

$$L = g \left(\frac{N}{L-1} \right)$$

L : longueur de la ligne de foulée

g : longueur de la marche

N : nombre de contremarche

Pour l'étage courant :

$$L = 0,30(18/2-1) = 2,40\text{m}=240\text{cm.}$$

Pour le R.D.C :

$$L = 0,30(20/2-1) = 270\text{cm}$$

C - Inclinaison de la pailasse

$$\text{tg} = h/L \quad \Longrightarrow \quad \text{tg} = 1,53/2,40 \quad \Longrightarrow \quad \text{tg} = 0,63 \quad \alpha = 32,51^\circ$$

$$\text{tg} = h/h \quad \Longrightarrow \quad \text{tg} = 1,70/2,7 \quad \Longrightarrow \quad \text{tg} = 0,62 \quad \alpha = 32,19^\circ$$

D -calcul de l'épaisseur du palier intermédiaire :

$$L/20 \leq e \leq L/15.$$

L : longueur de la ligne de foulée

$$e = 16\text{cm}$$

Pour l'étage courant :

$$240/20 \leq e \leq 240/15 \quad \Longrightarrow \quad 0,12 \leq e \leq 0,16 \quad \Longrightarrow \quad e = 16 \text{ cm}$$

Pour le R.D.C :

$$270/20 \leq e \leq 270/15 \implies 0,135 \leq e \leq 0,18 \implies e = 16 \text{ cm}$$

E-calcul de l'épaisseur de paillasse :

$$e = \text{Max} (L/20 ; L/30)$$

$$e = \text{Max} (2,70/20 ; 2,70/30) \implies e = \text{Max} (0,135 ; 0,09)$$

on adopte le même épaisseur pour le paillasse et le palier intermédiaire

Avec : $e = 16 \text{ cm}$

F-Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier.

➤ **Palier :**

Le tableau suivant récapitule les charges permanentes de palier (tableau II.3)

N°	Désignation	Ep (m)	Densité (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Poids propre du palier	25	0.12	3
2	Carrelage	22	0.02	0.44
3	Mortier de pose	22	0.02	0.44
4	Sable fin	12	0.02	0.24
5	Enduit de plâtre	12	0.02	2.4
				G = 6.52 kN/m²

Tableau II.3 : évaluation de charges permanentes (g) pour le palier

La charge d'exploitation **Q = 2.50 kN/m²**

➤ **La paillasse**

Le tableau suivant récapitule les charges permanentes pour la paillasse (tableau II.4)

N°	Désignation	Ep (m)	Densité (KN/m ²)	Poids
1	Poids propre de la paillasse	0.12	25 / cos α	3.55
2	Poids propre de la marche	17/2	25	2.125
3	Sable fin	0.02	18	0.36
4	Mortier de pose H	0.03	20	0.6
5	Carrelage H	0.02	22	0.44
6	Mortier de pose v $e*20*h/g$	0.03	11.33	0.34
7	Carrelage v R_H*20*h/g	0.02	12.46	0.249
8	Garde – cops	/	/	1
				G = 8.664(kN/m²)

Tableau II.4: évaluation des charges permanent(g) pour la paillasse

Charge d'exploitation

$$Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

II.2.7.Les poutrelles :

La hauteur de poutrelle est la même que celle du plancher (figure II.8)

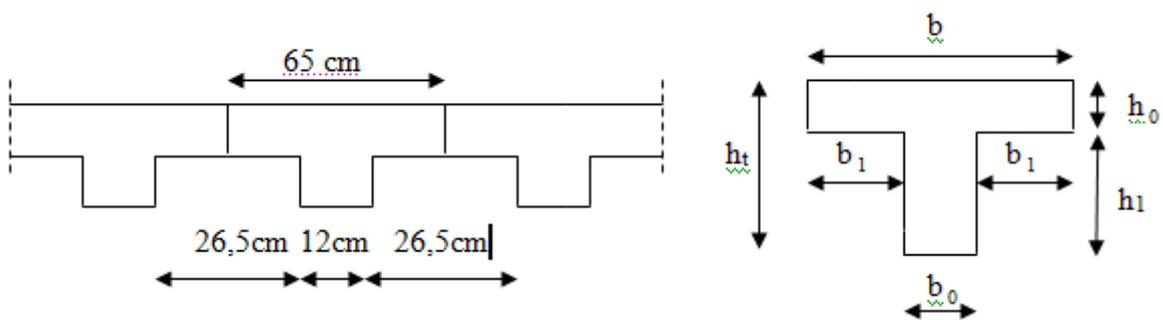


Figure II.8 : Dimensions de la poutrelle

➤ **Dimensions des poutrelles :**

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$B = b_0 + 2b_1$$

$$2b_1 = 65 - 12$$

$$h_0 = 5 \text{ cm} \quad h_t = 21 \text{ cm}$$

$$2b_1 = b - b_0$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

II. 3. DESCENTES DES CHARGES

II. 3.1. Introduction

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II. 3.2. La descente des charges des planchers :

A -Plancher R.D.C :

Les éléments constructifs du plancher RDC sont composés de (tableau II.5) :

- ✓ Cloison d'intérieure
- ✓ Carrelage
- ✓ Mortier de pose
- ✓ Couche de sable
- ✓ Dalle en compression
- ✓ Corps creux
- ✓ Enduit en plâtre

Sur la base du poids volumique de l'épaisseur de chaque élément constructif de ce plancher la charge permanente (G) tel que représentée sur le tableau suivant :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Cloison d'intérieur	0.1	/	0.9
2	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Dalle en de compression	0.05	25	1.25
6	Corps creux	0.2	/	2.6
7	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G total				6,29
Q				1.5

Tableau II.5 : descente de charge de plancher R.D.C.

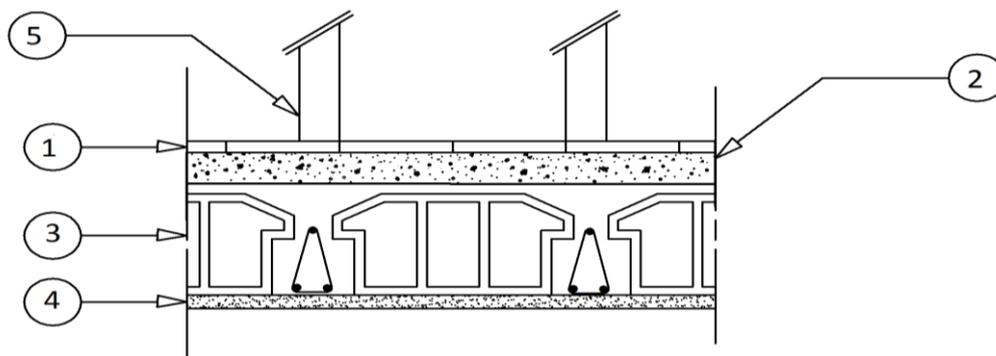


Figure II.9 : Plancher du RDC

1-carrelage.

2-mortier de pose.

3-isolation thermique

4-plancher corps creux

5-enduit sous plafond

B-Plancher terrasse inaccessible (tableau 2.6)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Gravier roulés	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de ponté	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	0.5	0.02
5	Dalle de compression	0.05	25	1.25
6	Corps creux	0.2	/	2.6
7	Enduit en plâtre	0.2	10	0.2
			G	7.24
			Q	1

Tableau II.7 : Descente de charge de plancher terrasse inaccessible.

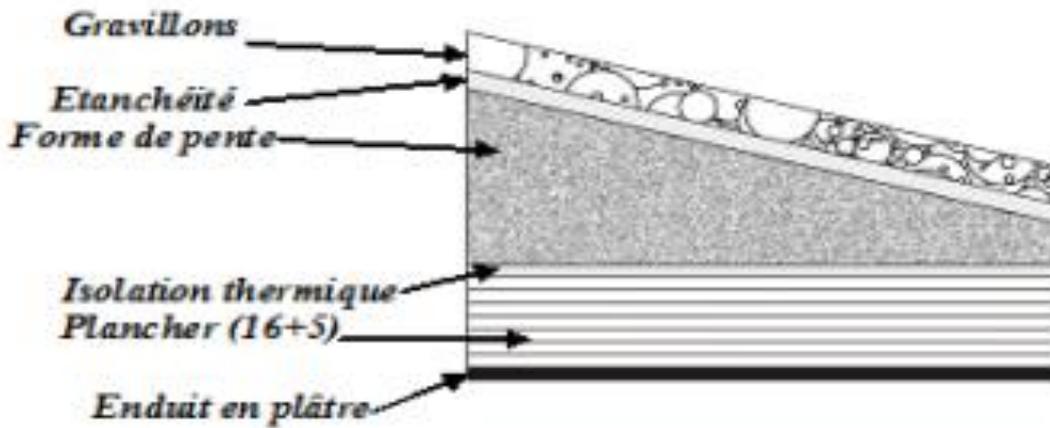


Figure II.10 : Plancher type terrasse

II . 3.3. Descente de charge de la maçonnerie :

A- Mûrs extérieurs : $ep = 30\text{ cm}$ (double parois)

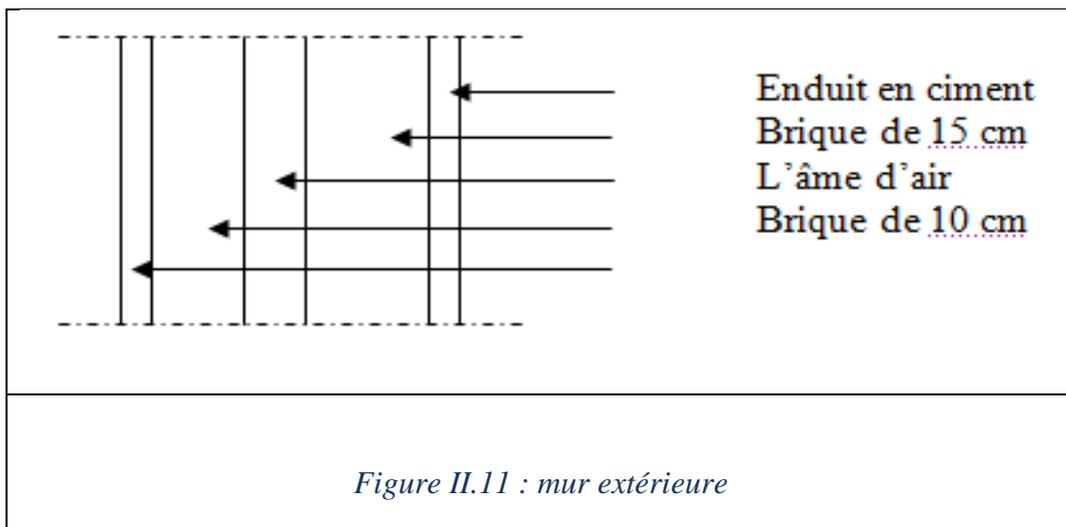


Figure II.11 : mur extérieure

Désignation	Poids propre(kN/m ³)	Épaisseur(m)	G (kN/m ²)
Enduit en mortier	18	0.02	0.36
Brique creuse	13	0.15	1.95
Brique creuse	9	0.10	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanenté totale	G = 3.41kn/m²		

*Tableau II.8 : descente de charge du mur extérieure***B- Mûrs intérieurs :**

Désignation	Poids propre (kN/m ³)	Epaisseur(m)	G (kN/m ²)
Enduit extérieur	12	0.02	0.24
Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
G total	G = 1.38kN/m²		

Tableau II.9 : descente de charge du mur intérieur

III .LES PLANCHERS :

III .1. Introduction:

Le plancher est une partie horizontale de la construction dont la largeur est strictement supérieure à l'épaisseur. Il supporte : les différents niveaux du bâtiment, la totalité des charges techniques. Nous choisissons un type de plancher composée par corps creux et dalle de compression.

Notre plancher se compose de corps creux (16cm) et d'une dalle de compression (4cm).

Dans ce cas, les poutrelles travaillent comme étant une section en T et la largeur de la table de compression (b)

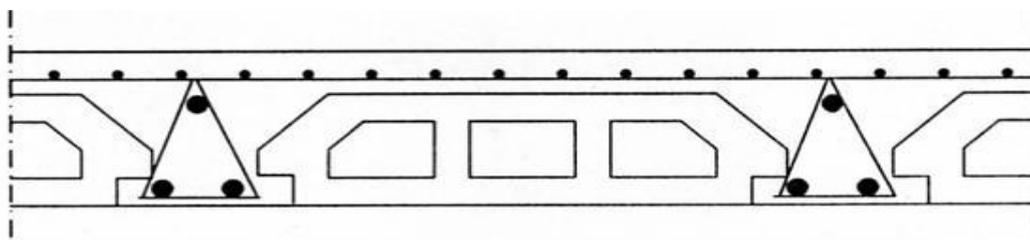


Figure- III -1-Coupe transversale du plancher

1. Vérification des conditions :

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

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

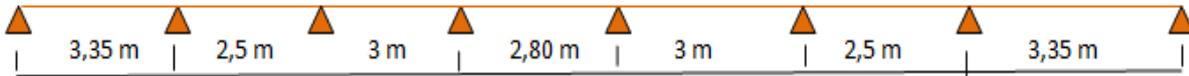
III .2.ÉTUDE DU PLANCHER A CORPS CREUX

III .2.1.Les types des poutrelles (Etage courante + RDC) :

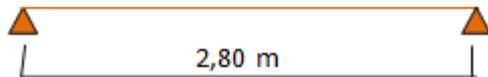
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



III .2.2.Les charges des poutrelles :

Niveau	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	B (m ²)	E.L.U (kN/ml) b (1,35G+1,5Q)	E.L.S(kN/ml) b (G+Q)
N°1,2,3,4,5,6,7	6,29	1,5	0,65	6,98	5,063
Terrasse Inaccessible	7,24	1	0,65	7,32	5,36

Tableau .III.1. Les charges des poutrelles

III .2.3.Détermination des efforts internes par la méthode des trois moments :

III 2.3.1.Exemples de calcul des poutrelles :

➤ *Etage courant 'type 01' :*

E.L.U :

$q_u = 6.98 \text{ KN /ml.}$

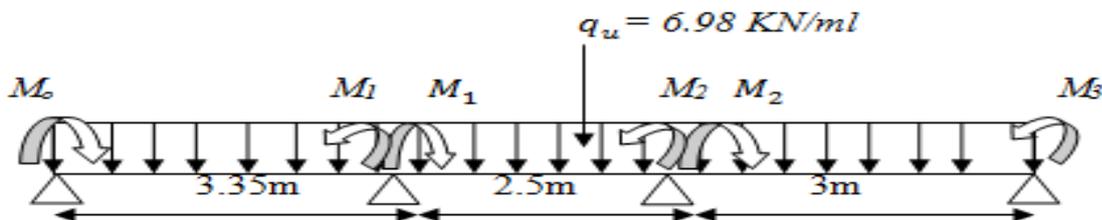


Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle type 1 E.L.U

Travée (0-1-2) :

Supposant : $M_o = 0 \text{ KN/ml}$

$$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2(l_{i-1} + l_i) \times M_i + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

$$l_o \times M_o + 2 \times (l_o + l_1) \times M_1 + l_1 M_2 + 6A_1 = 0$$

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

$$3.35 \times (0) + 2 \times (3.35 + 2.5) \times M_1 + 2.5 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

$$11.7 M_1 + 2.5 M_2 + 6 A_1 = 0$$

Travée (1-2-3) :

Supposant : $M_3 = 0 \text{ KN/ml}$

$$l_1 M_1 + 2 \times (l_1 + l_2) \times M_2 + 6A_2 = 0$$

$$2.5 \times M_1 + 11 \times M_2 + 6A_2 = 0$$

$$A_2 = (R_{2g} + R_{2d}).$$

$$\begin{cases} 11.7 M_1 + 2.5 M_2 + 6 A_1 = 0 \\ 2.5 \times M_1 + 11 \times M_2 + 6 A_2 = 0 \end{cases}$$

➤ **Détermination des rotations A_1 et A_2 :**

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

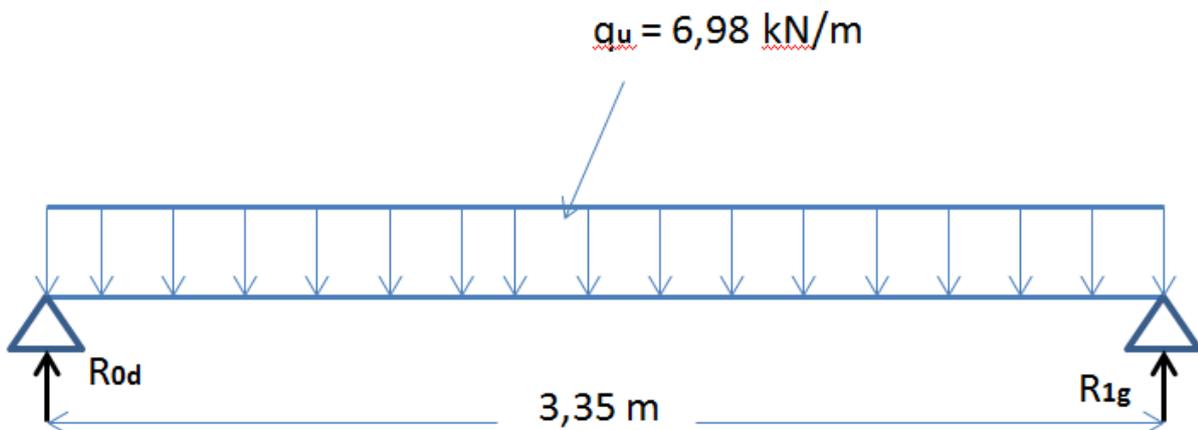
Travée (0-1) :

Figure III.3. Section 0-1 E.L.U

$$H = ql^2/8 = 6.98 \times (3.35^2/8) = 9.79 \text{ KN.m}$$

$$F = 2/3 \times l_o \times H$$

$$F = 2/3 \times 19.79 \times 3.35$$

$$F = 21.86 \text{ kN.m}^2$$

$$\Sigma M/(0) = 0 \Rightarrow -R_{1g} \times 3.35 + 21.86 \times 3.35/2 = 0$$

$$R_{1g} = 10.93$$

$$\Sigma M/(1) = 0 \Rightarrow R_{0d} \times 3.35 - 21.86 \times 3.35/2 = 0$$

$$R_{0d} = R_{1g} = 10.93$$

❖ **Vérification:**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{0d} + R_{1g} - F = 0 \rightarrow 10.93 + 10.93 - 21.86 = 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Travée (1-2) :

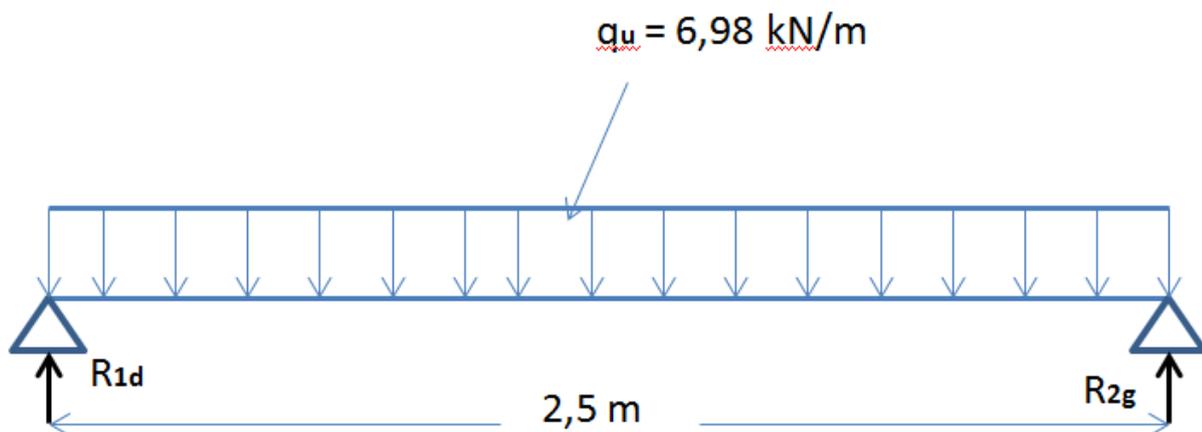


Figure -III-4 : Section 1-2 E.L.U

$$H = ql^2/8 = 6.98 \times 2.5^2/8 = 5.45 \text{ kN.m}$$

$$F = 2/3 \times 5.45 \times 2.5 = 9.08 \text{ kN.m}^2$$

$$\Sigma M/(1) = 0 \Rightarrow -R_{2g} \times 2.5 + 9.08 \times \frac{2.5}{2} = 0 \rightarrow R_{2g} = R_{1d} = 4.45$$

❖ **Vérification :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{2g} + R_{1d} - F = 0 \rightarrow 4.45 + 4.45 - 9.08 = 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Travée (2-3) :

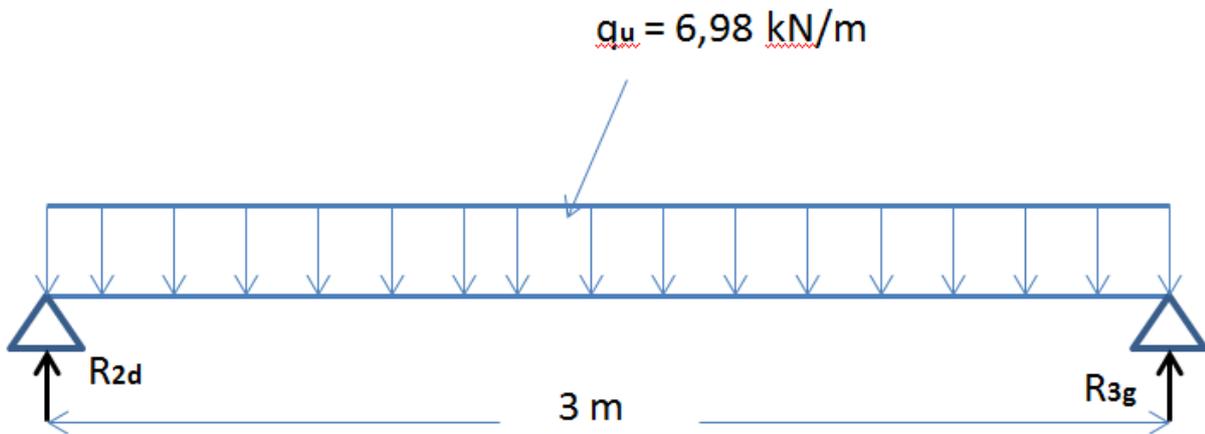


Figure III-5 : Section 2-3 E.L.U

$$H = ql^2/8 = 6.98 \times (3^2/8) = 7.85 \text{ KN.m}$$

$$F = \frac{2}{3} \times 7.85 \times 3 \rightarrow F = 15.7 \text{ KN.m}^2$$

$$\Sigma M/(2) = 0 \Rightarrow -R_{3g} \times 3 + 15.7 \times \frac{3}{2} = 0 \rightarrow R_{3g} = 7.85$$

$$\Sigma M/(3) = 0 \Rightarrow R_{2d} \times 3 - 15.7 \times 3/2 = 0 \rightarrow R_{2d} = R_{3g} = 7.85$$

❖ **Vérification**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{3g} + R_{2d} - F = 0 \rightarrow 7.85 + 7.85 - 15.7 = 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc :

$$A_1 = 10.93 + 4.54 = 16.47$$

$$A_2 = 4.54 + 7.85 = 12.39$$

$$\begin{cases} 11.7 M_1 + 2.5 M_2 + 6 A_1 = 0 \\ 2.5 \times M_1 + 11 M_2 + 6 A_2 = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 11.7 M_1 + 2.5 M_2 = -98.82 \dots \dots \dots 1 \\ 2.5 M_1 + 11 M_2 = -74.34 \dots \dots \dots 2 \end{cases}$$

$$1 \rightarrow M_1 = (-98.82 - 2.5 M_2) / 11.7$$

$$1 \text{ dans } 2 \rightarrow 2.5 \times ((-98.82 - 2.5 M_2) / 11.7) + 11 M_2 = -74.34$$

$$M_2 = -5.08 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = (-74.34 - 2.5 \times (-5.08)) / 11.7$$

$$M_1 = -7.38 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_1 = -7.38 \text{ KN.m} \\ M_2 = -5.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant :**

Travée (0-1) :

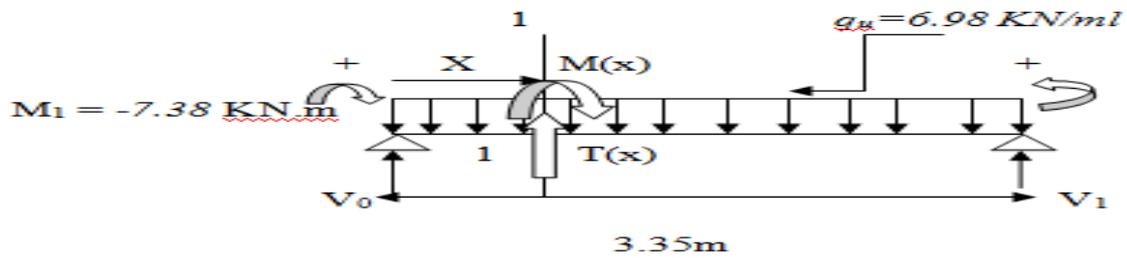


Figure III-6- : Section 0 - 1 E.L.U

$$\Sigma M/(0) = 0 \rightarrow V_1 \times (3.35) - 6.98 \times 3.35 \frac{2}{2} + M_1 = 0 \rightarrow V_1 = 13.894 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/(1) = 0 \rightarrow -V_0 \times 3.35 + 6.98 \times \frac{3.35^2}{2} + M_1 = 0 \rightarrow V_0 = 9.4885 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 13.894 + 9.4885 - 3.35 \times 6.98 = 0 \quad \text{condition vérifié}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 3.35 \text{ m}$

$$M(x) = -9.4885 * x + 6.98 * x^2 / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3.35) = -7.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M'(x) = 9.4885 - 6.98 * x$$

$$9.4885 - 6.98 * x = 0 \Rightarrow x = 1,35 \text{ m}$$

$$M(1.35) = 6.4489 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 6.4489 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -9.4885 + 6.98 * x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -9.4885 \text{ KN} \\ T(3.35) = 13.894 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (1-2) :

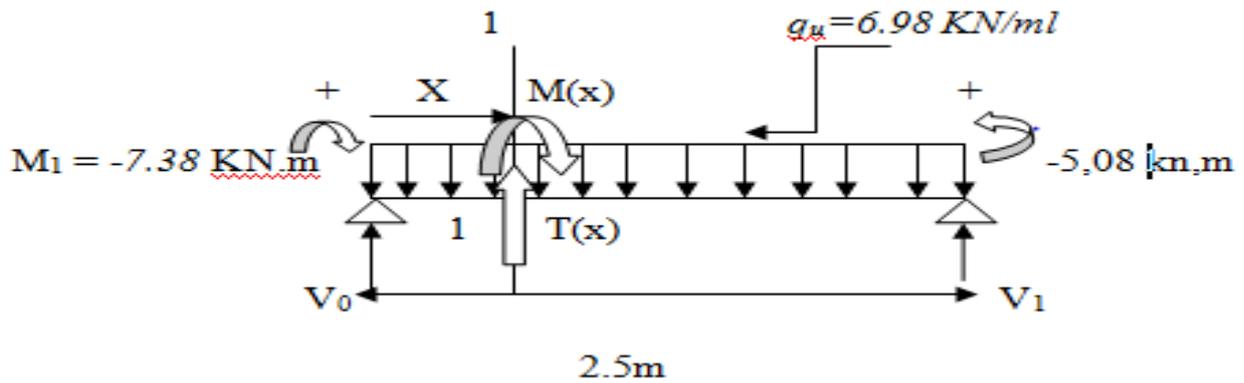


Figure III-7-Section 0 - 1 E.L.U

$$\Sigma M/(0) = 0 \rightarrow V_1 \times (3.35) - 6.98 \times 3.35 \frac{2}{2} + M_1 = 0 \rightarrow V_1 = 13.894 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/(1) = 0 \rightarrow -V_0 \times 3.35 + 6.98 \times 3.35 \frac{2}{2} + M_1 = 0 \rightarrow V_0 = 9.4885 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 13.894 + 9.4885 - 3.35 \times 6.98 = 0 \quad \text{condition vérifié}$$

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 3.35 \text{ m}$

$$M(x) = -9.4885 * x + 6.98 * x^2/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -5.08 \text{ KN.m} \\ M(2.5) = -7.38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M'(x) = 9.4885 - 6.98 * x$$

$$9.4885 - 6.98 * x = 0 \rightarrow x = 1,35 \text{ m}$$

$$M(1.35) = 6.4489 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 6.4489 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 6.98 * x - 7.805$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -7.805 \text{ KN} \\ T(2.5) = 9.645 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (2-3) :

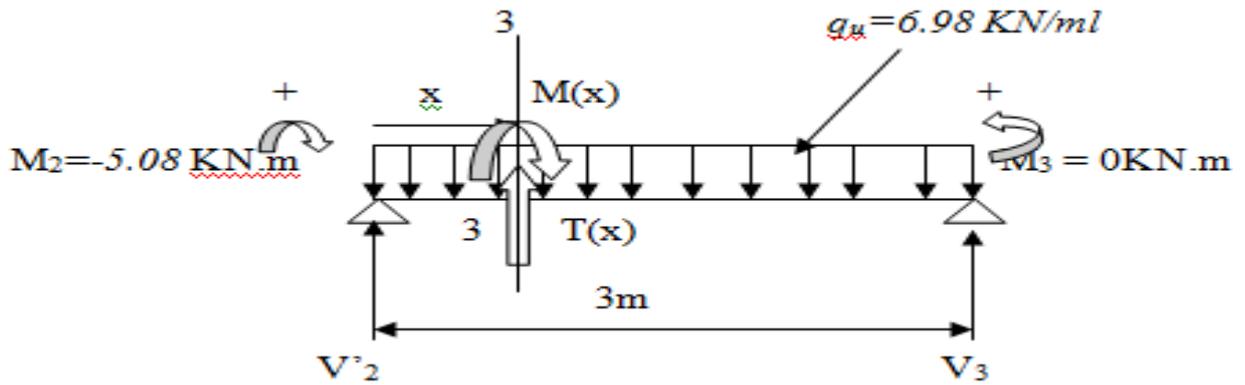


Figure III-8: section 2 - 3 E.L.U

$$\Sigma M/(2) = 0 \rightarrow V_3 \times 3 - 6.98 \times 3^2/2 - M_2 = 0 \rightarrow V_3 = 8.776 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/(3) \frac{\Sigma M}{3} = 0 \Rightarrow -V_2 \times 3 + 6.98 \times \frac{3^2}{2} - M_2 = 0 \rightarrow V'_2 = 12.163 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 12.163 + 8.776 - 6.98 * 3 = 0 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 12.163 + 8.776 - 6.98 * 3 = 0 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Section (3-3) : $0 \leq x \leq 3m$

$$M(x) = 8.776 * x - 6.98 * x^2/2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3) = -5.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 8.776 - 6.98 x$$

$$8.776 - 6.98 x = 0$$

$$x = 1.25m$$

$$M(1.25) = 5.516 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 5.516 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -8.776 + 6.98 x$$

$$\begin{cases} T(0) = -8.776 \text{ KN} \\ T(3) = 12.16 \text{ KN} \end{cases}$$

E.L.S:

$$Q_s = 4.42 \text{ KN/ml}$$

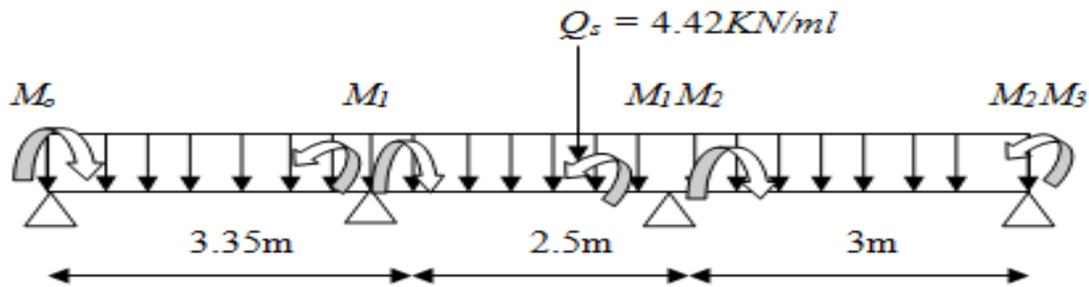


Figure III-9 :schéma statique de la poutrelle type 1 E.L.S

Travée (0-1-2) :

Supposant : $M_0 = 0 \text{ KN/ml}$

$$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2(l_{i-1} + l_i) \times M_i + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

$$l_0 \times M_0 + 2 \times (l_0 + l_1) \times M_1 + l_1 M_2 + 6A_1 = 0$$

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

$$3.35 \times (0) + 2 \times (3.35 + 2.5) \times M_1 + 2.5 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

$$11.7 M_1 + 2.5 M_2 + 6 A_1 = 0$$

Travée (1-2-3):

Supposant : $M_3 = 0 \text{ KN/ml}$

$$l_1 M_1 + 2 \times (l_1 + l_2) \times M_2 + 6A_2 = 0$$

$$2.5 \times M_1 + 11 \times M_2 + 6A_2 = 0$$

$$A_2 = (R_{2g} + R_{2d}).$$

$$\begin{cases} 11.7 M_1 + 2.5 M_2 + 6 A_1 = 0 \\ 2.5 \times M_1 + 11 \times M_2 + 6A_2 = 0 \end{cases}$$

➤ **Détermination des rotations A_1 et A_2 :**

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

Travée (0-1) :

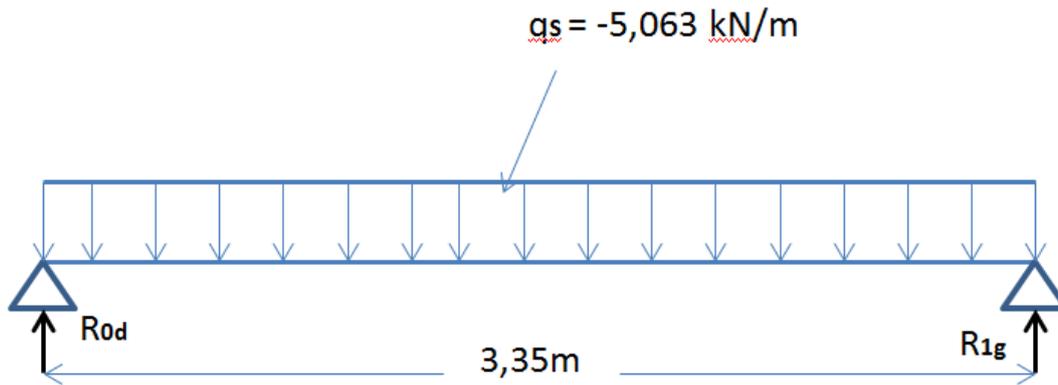


Figure III-10 : Section 0-1 E.L.S

$$H = ql^2/8 = 5.063 \times (3.35^2/8) = 7.10 \text{ KN.m}$$

$$F = 2/3 \times l_o \times H$$

$$F = \frac{2}{3} \times 7.1 \times 3.35 \rightarrow F = 15.85 \text{ KN.m}^2$$

$$\Sigma M/(0) = 0 \rightarrow -R_{1g} \times 3.35 + 15.8566 \times \frac{3.35}{2} = 0 \rightarrow R_{1g} = 7.928$$

$$\Sigma M/(1) = 0 \rightarrow R_{0d} \times 3.35 - 15.85 \times 3.35/2 = 0 \rightarrow R_{0d} = R_{1g} = 7.928$$

❖ Vérification

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{0d} + R_{1g} - F = 0 \implies 7.928 + 7.928 - 15.85 = 0 \implies \text{condition vérifiée}$$

Travée (1-2) :

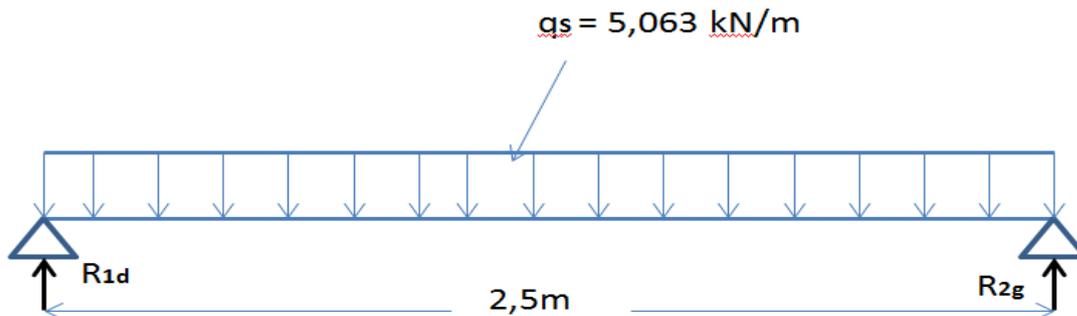


Figure III-11- Section 1-2 E.L.S

$$H = ql^2/8 = 5.063 \times 2.5^2/8 = 3.9554 \text{ KN.m}$$

$$F = 2/3 \times 3.9554 \times 2.5 = 6.5923 \text{ KN.m}^2$$

$$\Sigma M/(1) = 0 \rightarrow -R_{2g} \times 2.5 + 6.5923 \times \frac{2.5}{2} = 0 \rightarrow R_{2g} = R_{1d} = 3.29615$$

❖ Vérification

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{2g} + R_{1d} - F = 0 \rightarrow 3.2961 + 3.2961 - 6.5923 = 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Travée (2-3) :

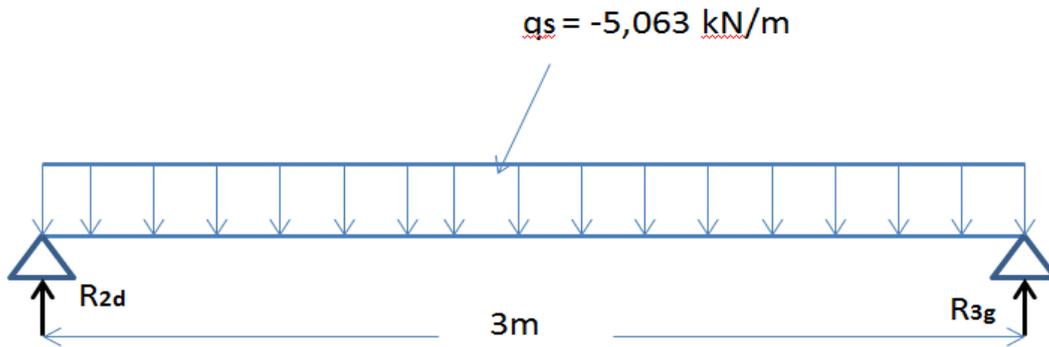


Figure III-12 : Section 1-2 E.L.S

$$H = ql^2/8 = 5.063 \times (3^2/8) = 5.6958 \text{ KN.m}$$

$$F = \frac{2}{3} \times 5.6958 \times 3 \rightarrow F = 11.391 \text{ KN.m}^2$$

$$\Sigma M/(2) = 0 \Rightarrow -R_{3g} \times 3 + 11.391 \times \frac{3}{2} = 0 \rightarrow R_{3g} = 5.6955$$

$$\Sigma M/(3) = 0 \rightarrow R_{2d} \times 3 - 11.391 \times \frac{3}{2} = 0 \rightarrow R_{2d} = R_{3g} = 5.6955$$

❖ **Vérification :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_{3g} + R_{2d} - F = 0 \rightarrow 5.6955 + 5.6955 - 11.391 = 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc :

❖ $A_1 = 7.928 + 3.29615 = 11.22$

❖ $A_2 = 3.2615 + 5.6955 = 8.99$

$$\begin{cases} 11.7M_1 + 2.5M_2 + 6A_1 = 0 \\ 2.5M_1 + 11M_2 + 6A_2 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 11.7M_1 + 2.5M_2 + 6(11.22) = 0 \\ 2.5M_1 + 11M_2 + 6(8.99) = 0 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 11.7M_1 + 2.5M_2 = -67.32 \dots\dots\dots 1 \\ 2.5M_1 + 11M_2 = -53.94 \dots\dots\dots 2 \end{cases}$$

$$\longrightarrow M_1 = (-67.32 - 2.5M_2) / 11.7$$

$$2.5 \times ((-67.32 - 2.5M_2) / 11.7) + 11M_2 = -53.94 \rightarrow M_2 = -3.7798 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = (-3.7798 - 2.5 \times (-7.5328)) / 11.4$$

$$M_1 = -4.948 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_1 = -4.948 \text{ KN.m} \\ M_2 = -3.7798 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant**

Travée (0-1) :

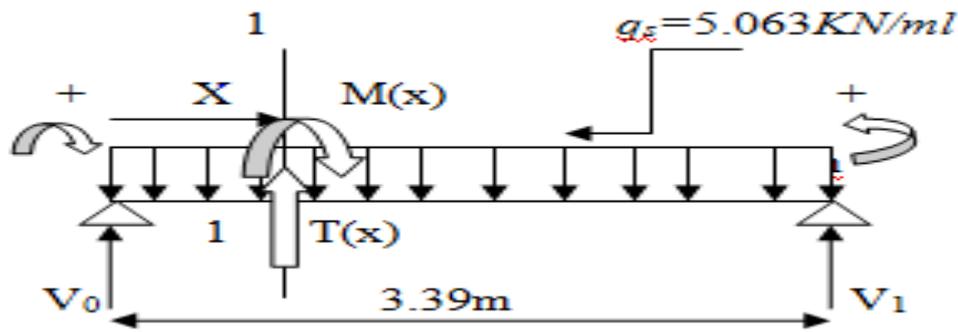


Figure III-13 : Section 1-2 E.L.S

$$\Sigma M/(0) = 0 \rightarrow V_1 \times (3.35) - 5.063 \times 3.35 \times 2/2 + M_1 = 0 \rightarrow V_1 = 9.95 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/(1) = 0 \rightarrow -V_0 \times 3.35 + 5.063 \times \frac{3.35^2}{2} + M_1 = 0 \rightarrow V_0 = 7.0035 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 7.0035 + 9.95 - 3.35 \times 5.063 = 0 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

Section (1-1): $0 \leq x \leq 3.35 \text{ m}$

$$M(x) = 7.0035 * x - 5.063 * x^2 / 2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3.35) = -4.947 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$M'(x) = 7.0035 - 5.063 * x$$

$$7.0035 - 5.063 * x = 0 \implies x = 1,35 \text{ m}$$

$$M(1.35) = 4.843 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 4.843 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 7.0035 - 5.063 * x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -7.0035 \text{ KN} \\ T(3.8) = 9.957 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (1-2 :

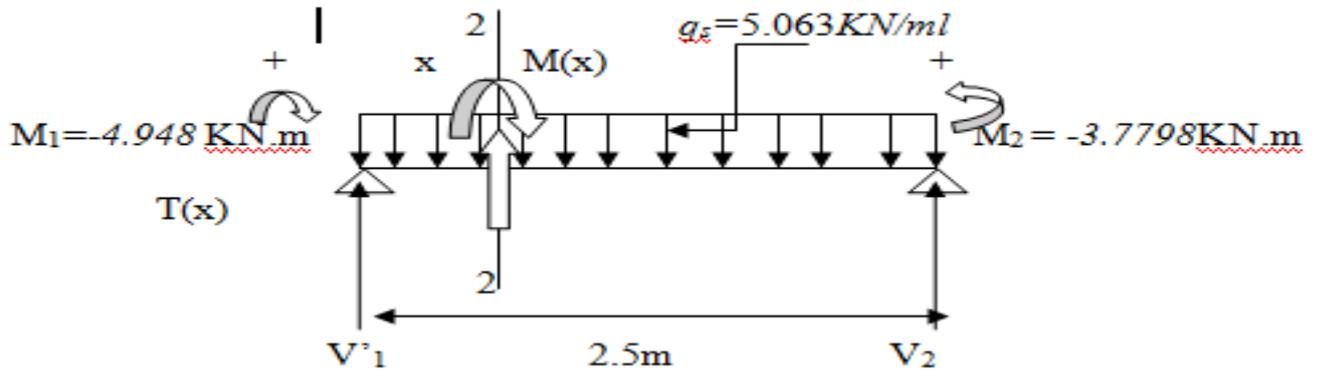


Figure III-14- Section 1-2 E.L.S

$$\frac{\Sigma M}{1} = 0 \rightarrow V_2 \times 2.5 - 5.063 \times \frac{2.5^2}{2} + M_2 - M_1 = 0 \rightarrow V_2 = 5.86 \text{ kN}$$

$$\frac{\Sigma M}{2} = 0 \rightarrow -V_1 \times 2.5 + 5.063 \times \frac{2.5^2}{2} - M_1 + M_2 = 0 \rightarrow V_1 = -6.796 \text{ kN}$$

Vérification :

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow -6.796 + 5.86 - 5.063 \times 2.5 = 0 \quad \text{condition vérifié}$$

Section (2-2) : $0 \leq x \leq 2.5 \text{ m}$

$$M(x) = 5.86 \cdot x - 5.063 \cdot x^2 / 2 - 3.7798$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = -5.3059 \text{ kN.m} \\ M(2.5) = -4.7281 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$M'(x) = -5.063 \cdot x + 5.86$$

$$-5.063 \cdot x + 5.86 = 0 \Rightarrow x = 1.2 \text{ m}$$

$$M(1.02) = -0.3887 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} = -0.3887 \text{ kN.m}$$

$$T(x) = -5.063 \cdot x + 5.86$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -5.86 \text{ kN} \\ T(1.9) = 6.79 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Travée (2-3) :

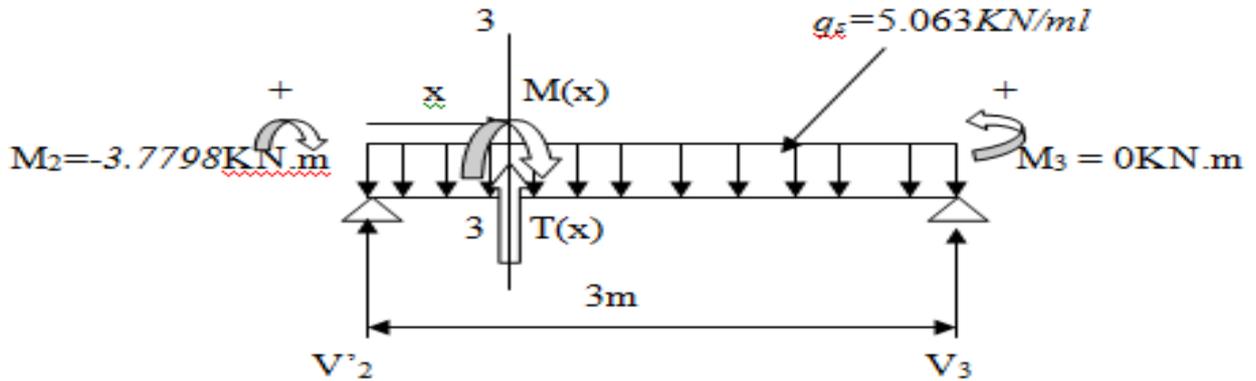


Figure III-15- Section 1-2 E.L.S

$$\Sigma M/(2) = 0 \rightarrow V_3 \times 3 - 5.063 \times 32/2 - M_2 = 0 \rightarrow V_3 = 6.334 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/(3) = 0 \rightarrow -V_2 \times 3 + 5.063 \times 32/2 - M_2 = 0 \rightarrow V_2 = 8.854 \text{ KN}$$

❖ **Vérification**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 6.334 + 8.854 - 5.063 \times 3 = 0 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

Section (3-3) : $0 \leq x \leq 3m$

$$M(x) = 6.334 \times x - 5.063 \times x^2/2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3) = -3.7793 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = 6.334 - 5.063x$$

$$6.334 - 5.063x = 0$$

$$x = 1.25m$$

$$M(1.25) = 3.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 3.96 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 6.334 - 5.063x$$

$$\begin{cases} T(0) = -6.334 \text{ KN} \\ T(3) = 8.855 \text{ KN} \end{cases}$$

III 2.3.2. Les diagrammes des moments et des efforts tranchants des poutrelles a l'ELU et ELS

Type 01:

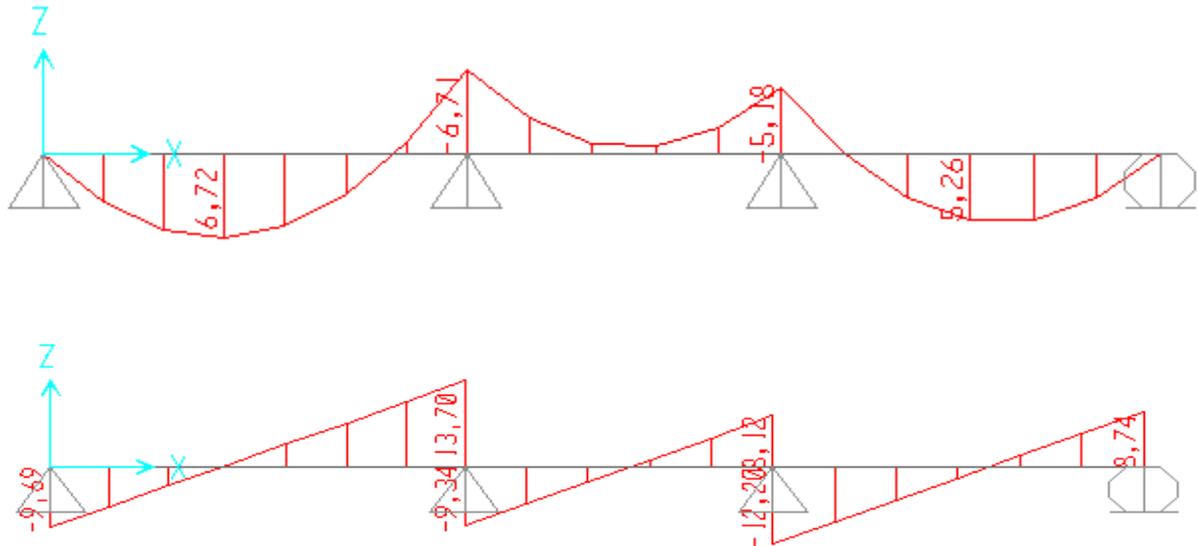


Figure .III.16 : Diagrammes des moments et des efforts tranchant des poutrelles Type 02 à L' E.L.U

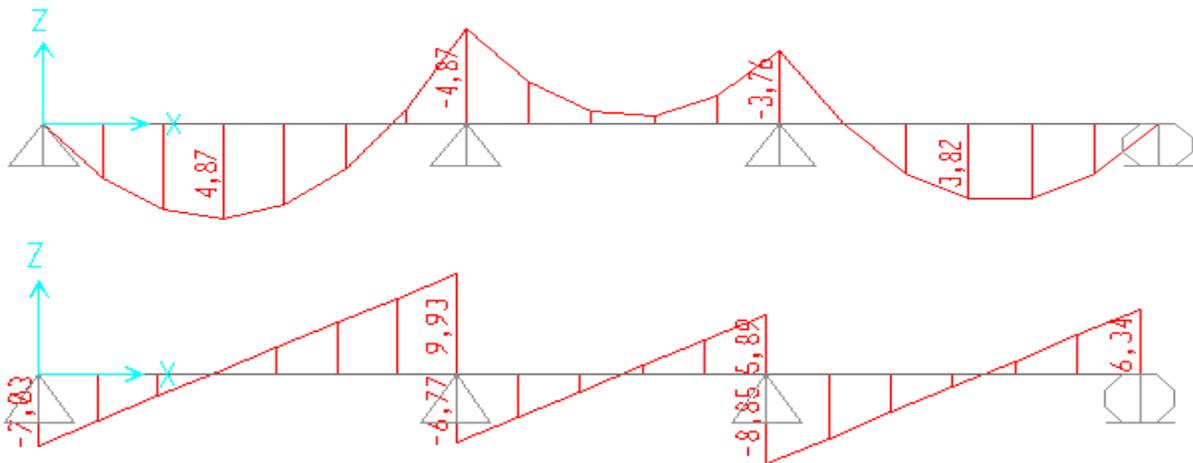


Figure.III.17 : Diagrammes des moments et des effort tranchant des poutrelles type 01 à L'E.L.S

Type 02

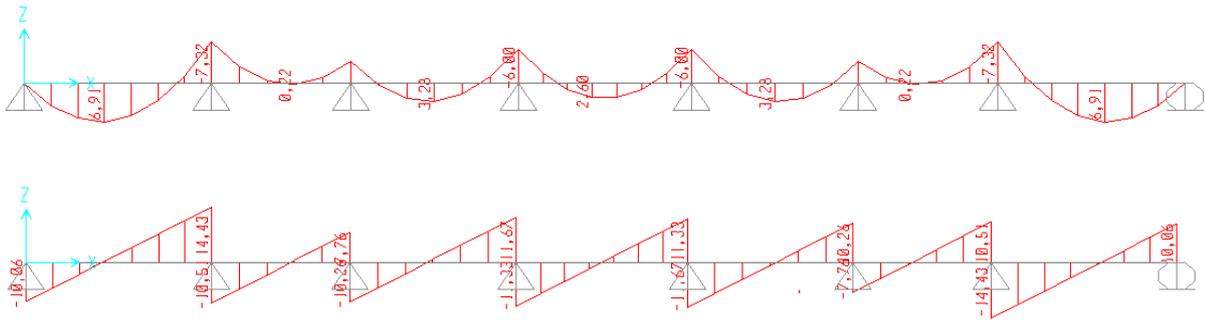


Figure III.18 : Diagrammes des moments et des efforts tranchant des poutrelles

Type 02 à L'E.L.U

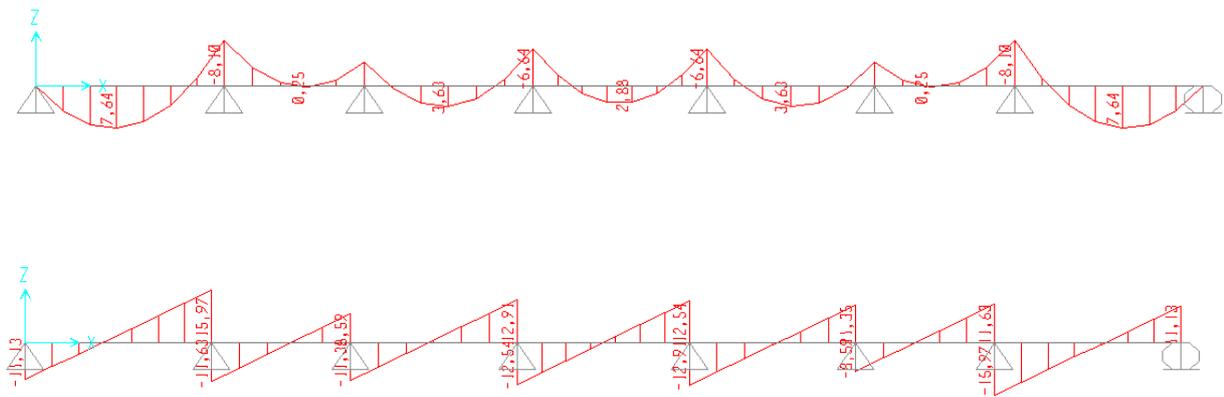


Figure 3.19 : Diagrammes de l'effort tranchant des poutrelles à L'E.L.S

Type 03

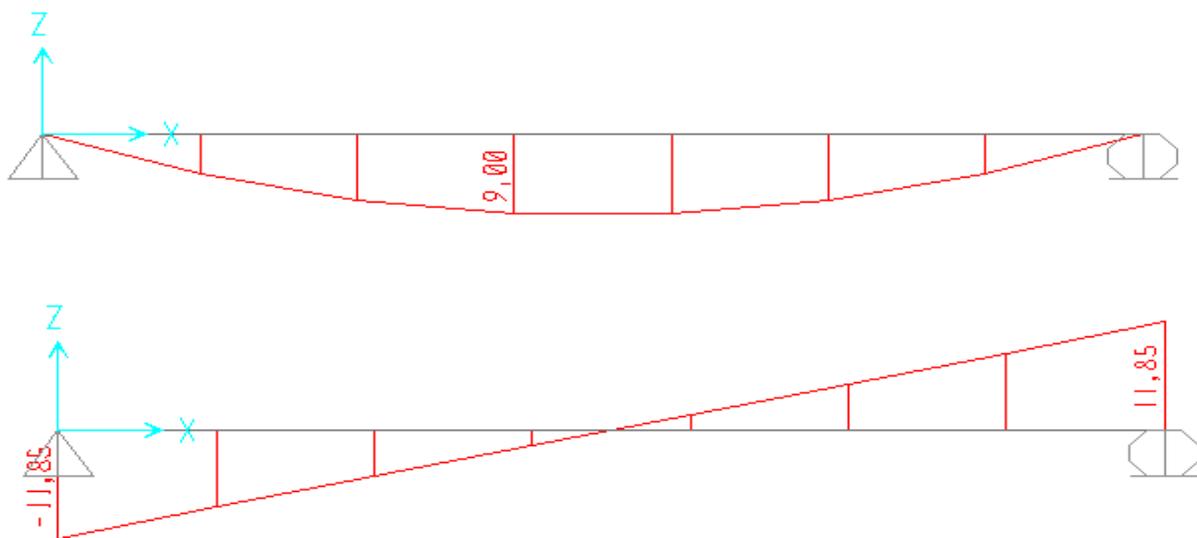


Figure III.18 : Diagrammes des moments et des effort tranchant des poutrelles Type 03 à l'E.L.U

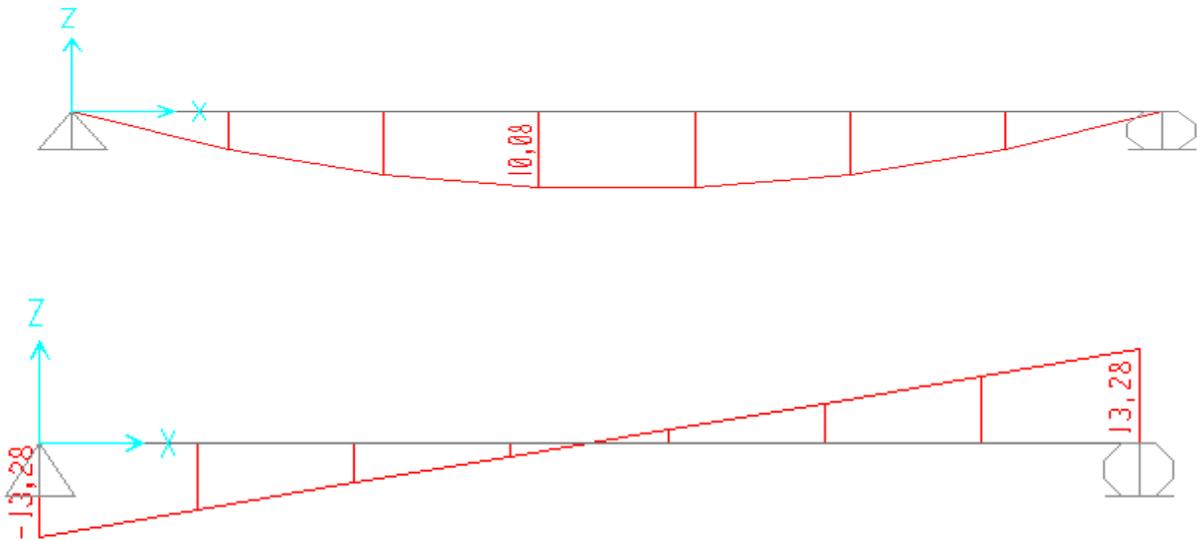


Figure 3.19 : Diagrammes des l'effort tranchant des poutrelles à L' E.L.S

III .2.3. 3. Calcul du ferrailage poutrelles

On a opté pour les calculs des poutrelles de Type 02 le cas le plus défavorable

Travée :

❖ **ELU**

$$M_{u \max} = 7.64 \text{ KN.m} = 0.00764 \text{ MN.m}$$

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

$$b = 0,65\text{m} \quad h_0 = 0,05\text{m} \quad h = 0,21\text{m}$$

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

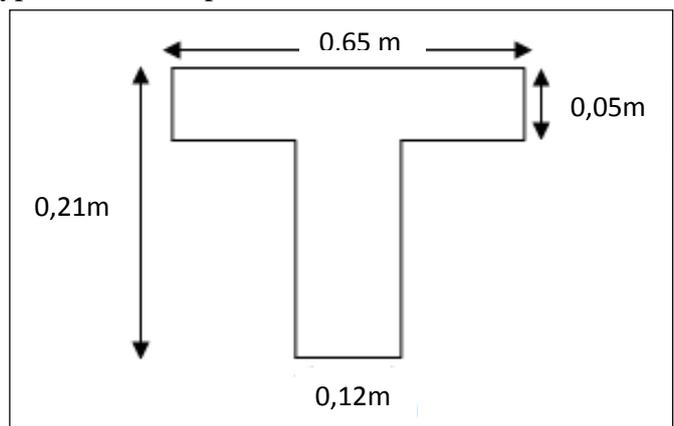


Figure III.20. Dimensions des poutrelles

$$f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = 14.166 \text{ MPa}$$

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

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14.166 \times (0,189 - 0,025) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$$M_{u \max} < M_t$$

Donc : le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire (b*h)

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0.00764}{0.65 \times 14.166 \times 0.189^2} = 0.0$$

$\mu < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.029 \\ Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.187 \end{cases}$$

$$\alpha = 0.029$$

$$z = 0.187 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1.15 = 347,826 \cong 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{0.00764}{348 \times 0.187} = 1.17 \times 10^{-4}$$

$$A_{st} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\text{Ast choisie} = 2,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{T12}$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec:

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

$$A_{st} \geq 0.23(0.65)(0.189) \frac{2.1}{400} = 1,480 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} > 1.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérifications des contraintes

Le moment maximum en travée $M_{u\max} = 7,64 \text{ kN.m}$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\alpha-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \rightarrow \frac{7.64}{6.91} = 1,10$$

$$\frac{1,1-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3$$

$$\alpha = 0.029 < 0,3 \rightarrow \text{cv}$$

Donc

il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
l'armature calculée à l'E.L.U convient pour l'E.L.S.

En appuis :

❖ E.L.U.

$$M_{u\max} = 8.10 \text{ kN.m} = 0.00810 \text{ MN.m}$$

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

$$M_t = 0,12 \times 0,05 \times 14.166 \times (0,189 - 0,025) = 0,0139 \text{ MN.m}$$

$$M_{u\max} < M_t$$

Donc le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0.0081}{0.12 \times 14.166 \times 0.189^2} = 0,133$$

$\mu_u = 0,133 < 0,187$ → pivot A **donc** : les armature de compression ne sont pas nécessaire

$\mu_u = 0,133 < \mu_r = 0.392$ → section a simple armature

➤ **Section d'armature :**

$$A_{sa} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.179 \\ Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.835 \end{cases}$$

$$\alpha = 0.179$$

$$z = 0.835$$

$$A_{sa} = \frac{8,10 \times 10^{-3}}{0.835 \times 348} = 0.275 \text{ cm}^2$$

Donc Ast choisie = 2,26 cm² → 2T12

➤ **Condition non fragilité**

$$A_{st \min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec:

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

$$A_{st \min} \geq 0.23 (0.12) (0.189) \frac{2.1}{400} = 0,273 \text{ cm}^2$$

$A_{st \min} > 0.273 \text{ cm}^2$ → condition vérifiée

Donc le ferrailage choisit est :

$$A_{st \min} = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S**

Le moment maximum en travée $M_{umax} = 7,32 \text{ kN.m}$

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\alpha-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \rightarrow \frac{8,10}{7,32} = 1,10$$

$$\alpha = 0.03 < 1.1 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc il n'est pas nécessaires de vérifier la contrainte du béton → $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
l'armature calculée à l'E.L.U convient pour l'E.L.S.

➤ **vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d}$$

Avec :

$$b=30\text{cm} \quad d=27\text{cm} \quad T_{u \max}=15,97\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15,97 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,25} \rightarrow \tau_u = 0,59\text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5}, 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,59 < \bar{\tau} = 3,33\text{ MPa}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

❖ Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}, \phi_{l\min}, \frac{65}{10} \right) \rightarrow (0,6, 1,2, 6,5)$$

Donc on prend $\phi_t = 6\text{ mm}$

❖ Calcul d'espacement des cadres d'après le R.P.A99 V2003 on a :

a-zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}, 12 \phi_{\text{mm}}, 30\text{cm} \right)$$

$$\longrightarrow S_t \leq \min \left(\frac{25}{4}, 12 \cdot 1,2, 30\text{cm} \right) = 6\text{cm}$$

la distance pour les armatures de la zone nodale est $L=2 \cdot h$

b-zone courante

$$s_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow s_t \leq \frac{25}{2} = 10\text{cm}$$

on prend $S_t = 12\text{cm}$

le choix de la section d'un seul corps transversal sera $A_{st} = 2\phi_8 = 1,01\text{cm}^2$

➤ condition de non fragilité

$$\frac{A_{t \cdot f_e}}{b_0 \cdot s_t} \rightarrow \frac{1,01 \cdot 215}{12 \cdot 12} = 1,5 > \max \left(\frac{0,7}{2}, 0,4\text{MPa} \right)$$

$$1,4 > 0,4 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

❖ Vérification au glissement

$$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9*d} \leq 0 \text{ avec } T_u = 15,97 \text{ kN}$$

$$M_{ua} = 8,10 \text{ kN.m}$$

$$15,97 - \frac{8,10}{0,9*0,225} \rightarrow -24,03 \leq 0 \rightarrow \text{CV}$$

❖ Vérification de la flèche

D'après B.A.E.L91 modifiée, il faut vérifier les conditions suivantes:

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$$

avec :

L_{max} : portée maximales des poutrelles

Donc :

$$L_{max} = 335\text{m} \rightarrow f_{adm} = \frac{335}{500} = 0,67\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b*h^3}{12} + 15*A_{ST}*\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,67*0,25^3}{12} + 15*2,26*10^{-4}*\left(\frac{0,25}{2} - 0,025\right)^2$$

Avec ; $h'=0,25$, $d'=0,1\text{m}$

$$I_0 = 9,06*10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\delta = \frac{A_{stu}}{b_0*d} = \frac{2,26*10^{-4}}{0,12*0,225} = 8,37*10^{-3}$$

$$\lambda = \frac{0,05*f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{d}\right)} = \frac{0,05*2,1}{0,0213}$$

$$\lambda = 3,21$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75*f_{t28}}{(4*\delta*6st)+f_{t28}} \rightarrow 1 - \frac{3,675}{13,75} = 0,73$$

$$Ifi = \frac{1,1*I_0}{(1+\lambda u)} \rightarrow Ifi = \frac{1,1*9,06*10^{-4}}{(1+3,21*0,73)} = 2,98 * 10^{-4}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{st}*l^2}{Ei*Ifi} \rightarrow \frac{8,10*10^{-3}}{32164.195*2,98 * 10^{-4}} = 8,45*10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

$$Ei = 11000\sqrt[3]{f_{C28}} \rightarrow Ei = 11000\sqrt[3]{25}$$

$$Ei = 32164.195\text{MPa}$$

$$f = \frac{1}{\gamma} \times l^2/10 = \frac{3,35}{10} \times 8,45 * 10^{-4}$$

$$f = 2,83 * 10^{-4} \text{ m}$$

Donc : $f=0,0283 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,67\text{cm}$ CV

❖ **Ancrage des armatures**

L_s : Longueur de scellement.

φ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».

τ_s : contrainte d'adhérence.

$$\tau_s = 0.6 * \varphi^2 * f_{tj} = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\varphi * f_e}{4 * \tau_{su}} = \frac{1,2 * 400}{4 * 2,835}$$

$$L_s = 43\text{cm}$$

- Rayon de courbure

On adopte un croché à $\theta = 90^\circ$

$$\text{Avec } \alpha = e^{\varphi\theta} \text{ et } \beta = \frac{e^{\varphi\theta} - 1}{\varphi}$$

$$\alpha = 1.87 \text{ et } \beta = 2,19$$

$$r = 5,5\emptyset$$

$$l_2 = l_s - \alpha l_1 \beta r \quad \text{avec } l_1 = 10\emptyset \text{ pour } \theta = 90^\circ$$

$$l_2 = 43 - 1,87 \cdot (10 \cdot 1,2) - 2,19 \cdot (5,5 \cdot 1,2) = 6,106 \text{ cm}$$

$$l = l_2 + r + \frac{\emptyset}{2} = 6,106 + 5,5 \times 1,2 + \frac{1,2}{2} = 13,30 \text{ cm}$$

$$l = 13,30 \text{ cm}$$

Type	μ		α		Z		A_{st} (cm ²)	A_{sa} (cm ²)	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui			
Etage courant	1	0,021	0,015	0,026	0,018	0,187	0,187	1,06	0,78
	2	0,023	0,133	0,029	0,179	0,187	0,835	2,26	0,273
	3	0,026	0,019	0,032	0,023	0,187	0,187	1,32	0,77
Terrasse Inaccessible	2	0,025	0,026	0,031	0,32	0,160	0,160	1,29	1,35
	3	0,025	0	0,31	0	0,16	0	1,48	1,48
As choisie							2 T12 2,26 cm²	2 T12 2,26 cm²	

Tableau III-2 : ferrailage des poutrelles

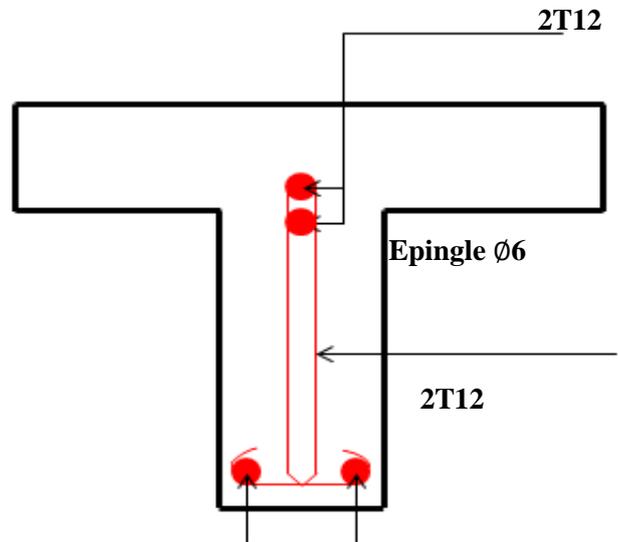


Figure III.21. Schéma de ferrailage des poutrelles pour l'appui et le travée

III.3. L'ETUDE DE L'ACROTÈRE

III .3.1. Introduction

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales

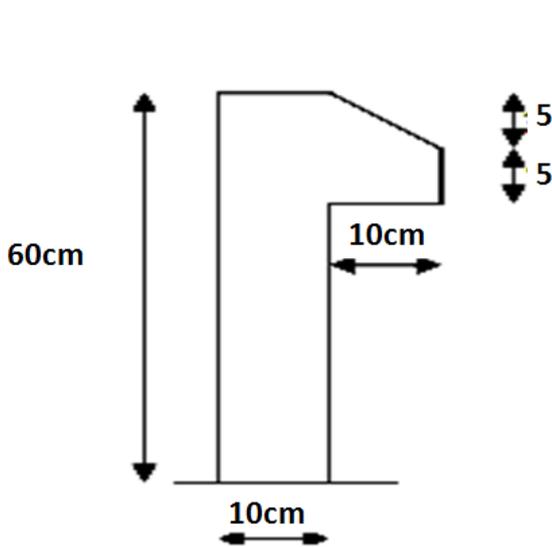


Figure III.22. Dimension de l'acrotère

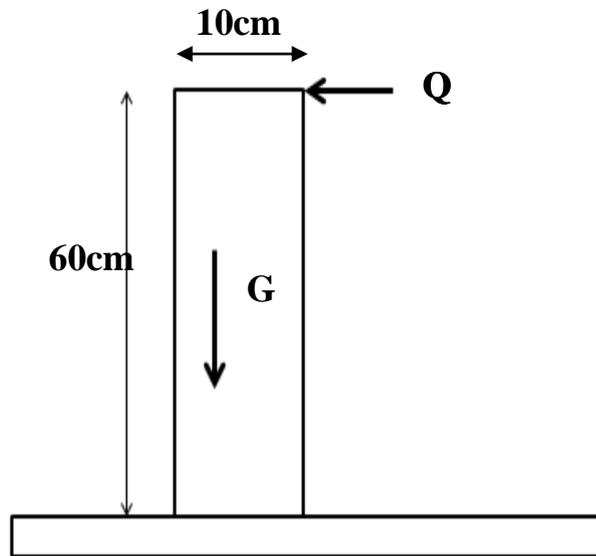


Figure III.23. Schéma statique

➤ La charge permanente

Poids propre de l'acrotère :

$$S = (0,6 \cdot 0,1) + (0,03 \cdot 0,1) + (0,07 \cdot 0,1 \cdot 1/2) = 0,0665 \text{ m}^2$$

$$G = 1,6625 \text{ kN/m}$$

➤ La charge d'exploitation

la charge de la main courante de personne (charge concentré)

On pose $Q = 1 \text{ kN/ml}$

➤ détermination de l'effort due au séisme

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p.$$

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 1,66 \text{ kN/m}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ kN}$.

$$F_p = 4 \cdot 0,1 \cdot 0,8 \cdot 1,66 = 0,53 \text{ kN/ml}$$

➤ **combinaisons des actions.**

❖ **E.L.U :**

$$N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \cdot 1,66 = 2,241 \text{ kN/ml.}$$

$$M_u = 1,35 \text{ MG} + 1,5 \text{ MQ} \quad \text{avec} \quad \text{MG} = 0$$

$$M_u = 1,5 \times Q \cdot l \Rightarrow M_u = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$$

❖ **E.L.S :**

$$N_s = G = 1,66 \text{ kN /ml.}$$

$$M_s = \text{MG} + \text{MQ} \quad \text{avec} \quad \text{MG} = 0.$$

$$M_s = \text{MQ} \quad \Rightarrow \quad M_s = 1 \times 0,60 \text{ kN.m}$$

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

➤ **calcul de l'excentricité**

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

$$e = M_u / N_u \Rightarrow e = \frac{0,9}{2,24} = 40,17 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_0}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$$e > 1,67 \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III .3.2. Détermination de ferrailage

❖ **ELU**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d' = 1 \text{ cm}$$

$$d = 9 \text{ cm}$$

a-Moment de Flexion fictif (Ma)

$$M_a = M_u + N_u \cdot \left(d - \frac{h_t}{2} \right)$$

$$M_a = 0,9 + 2,24 \cdot \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) \quad \rightarrow \quad M_a = 0,81 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 8,1 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m}$$

b) Le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2}$$

Avec :

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{8,1 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 14,17 \cdot (0,09)^2} = 7,057 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_u < 0,186 \quad \rightarrow \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires} \quad A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u})$$

$$\alpha = 8,85 \cdot 10^{-3}$$

$$z = 9 \cdot (1 - 0,4 \cdot (8,85 \cdot 10^{-3}))$$

$$z = 8,96$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \cdot \left(\frac{Ma}{z} - Nu \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \cdot \left(\frac{8,1 \cdot 10^{-4}}{0,0896} - 2,24 \cdot 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 1,95 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,19 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087$$

$$\text{Donc on prend : } A_{st} > 1,087 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4\phi 6 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **calcul d'espacement :**

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

$$S_t = \min (30 ; 33 \text{ cm}). \quad \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

❖ **E.L.S.**

➤ **Vérifications des contraintes**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{X \cdot N_S}{S}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = n - \frac{(d-x) * N_s}{S}$$

$$\bar{\sigma}_{sc} = n * \frac{(d-d') * N_s}{S}$$

$n = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton

$$M_s = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 1,66 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,66} = 0,36 \text{ m}$$

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

$$P = -3 * \left(\frac{0,1}{2} - 0,36 \right)^2 + \frac{6 * 15 * 2,01 * 10^{-4}}{1} * \left(0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,36 \right)$$

$$P = -0,28$$

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

$$q = -2 \left(\frac{0,1}{2} - 0,36 \right)^3 - \frac{6 * 15 * 2,01 * 10^{-4}}{1} \left(0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,36 \right)^2$$

$$q = 0,056$$

la méthode des itérations successives.

$$e_1 = \sqrt[3]{-p * e_1 - q}$$

On prend : $e_1 = 0,5 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \checkmark \quad e_1 = 0,5 &\longrightarrow e_1 = 0,43 \\ e_1 = 0,40 &\longrightarrow e_1 = 0,38 \\ e_1 = 0,38 &\longrightarrow e_1 = 0,37 \\ e_1 = 0,37 &\longrightarrow e_1 = 0,36 \\ e_1 = 0,36 &\longrightarrow e_1 = 0,35 \\ e_1 = 0,35 &\longrightarrow e_1 = 0,35 \end{aligned}$$

Donc : $e_1 = 0,35 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e \quad x = 4 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b * x^2}{2} - n * A_{st} * (d - x).$$

$$S = \frac{100 * 4^2}{2} - 15 * 2,01 * (9 - 4).$$

$$S = 0,000649 \text{ m}^3$$

➤ Calcul des contraintes

Béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,66 \cdot 10^{-3} \cdot 4 \cdot 10^{-2}}{649,25 \cdot 10^{-6}} = 0,102 \text{ MN/m}^3$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,102 \text{ MPa}$$

Acier

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé ou noyé en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n * f_{t28}} \right)$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Ns (d-x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{1,66 \cdot 10^{-3} (0,9 \cdot 0,1 - 0,04)}{649,25 \cdot 10^{-6}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 1,917 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 0,102 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 1,917 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

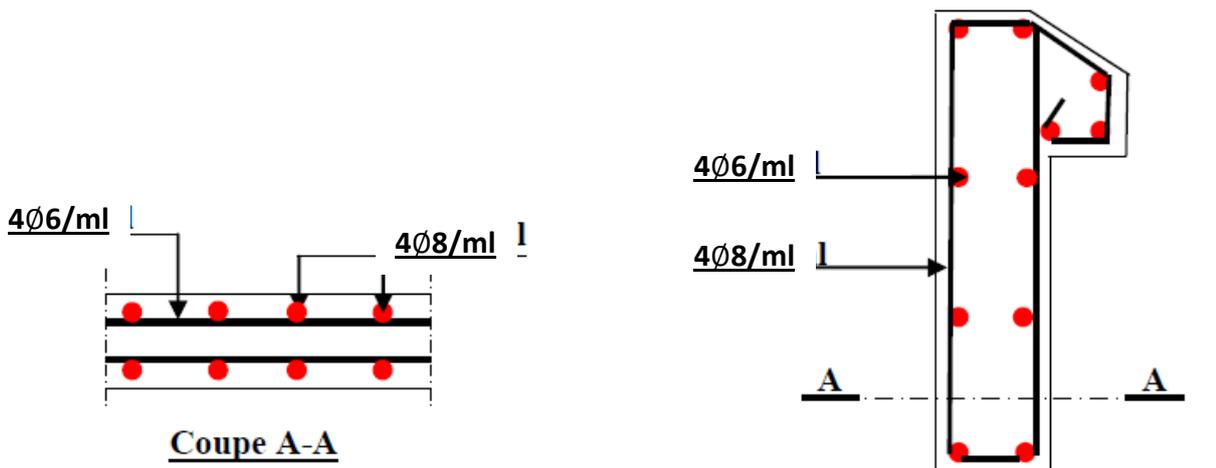


Figure III-22- Ferrailage de l'acrotère.

III.4.ETUDE D'ESCALIERS

III.4.1.Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie. Dans notre cas on a 2 types d'escaliers : l'escalier palière et l'escalier balancée.

III.4.2.Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h". La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume où se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

III.4.3.Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

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

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche)

g : largeur de la marche.

- $H = n \times h \quad h = H/n.$
- $L = (n-1).g \quad g=L/ (n-1)$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n: nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

On trouve : h=17 cm g=30 cm.

➤ Nombre de contremarches

$$h = 3.4 \text{ (RDC).}$$

$$h = 3.06 \text{ (étage courant).}$$

$$N_1 = \frac{h}{h'} = \frac{3,4}{0,17} = 20 \text{ contremarches (10 contremarches par volée).}$$

$$N_2 = \frac{h}{h'} = \frac{3,06}{1,7} = 18 \text{ contremarches (9 contremarches par volée).}$$

➤ Longueur de ligne de foulée

La ligne de foulée représente le parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du

coté du jour.

$$L_1 = (N_1 - 1) \cdot g \Rightarrow L = 0,3 \times 10 = 3 \text{ m.}$$

$$L_2 = (N_2 - 1) \cdot g \Rightarrow L = 0,3 \times 9 = 2,7 \text{ m.}$$

➤ **l'inclinaison de la paille**

$$\alpha = \text{Arctg} \frac{0,17}{0,13} = 29,54^\circ$$

➤ **L'épaisseur du palier intermédiaire**

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 3/30 \leq e \leq 3/20$$

$$\Rightarrow 0,1 \leq e \leq 0,15$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 2,7/30 \leq e \leq 2,7/20$$

$$\Rightarrow 0,09 \leq e \leq 0,135$$

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

III.4.4. Descente des charges

➤ La volée

$$G = 866,4 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

➤ Palier de repos

$$G = 652 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

III.4.4.1. Combinaisons d'action

➤ La volée

$$\text{E.L.U} : q_u = (1,35 \cdot 8,664 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 1 \quad q_u = 15,45 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = (8,664 + 2,5) \cdot 1 \quad q_s = 11,16 \text{ KN/ml}$$

➤ Le palier de repos :

$$\text{E.L.U} : q_u = (1,35 \cdot 6,52 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 1 \quad q_u = 12,55 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = (6,52 + 2,5) \cdot 1 \quad q_s = 9,02 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons d'action	La volée (KN/m ²)	Palier (KN/m ²)
Elu	14,70	11.04
Els	10.64	7.9

Tableau III.3: combinaison d'action

- On Opte que un seul type de l'escalier (RDC) l'étude de ferrailage des escalier (figure 3.11)

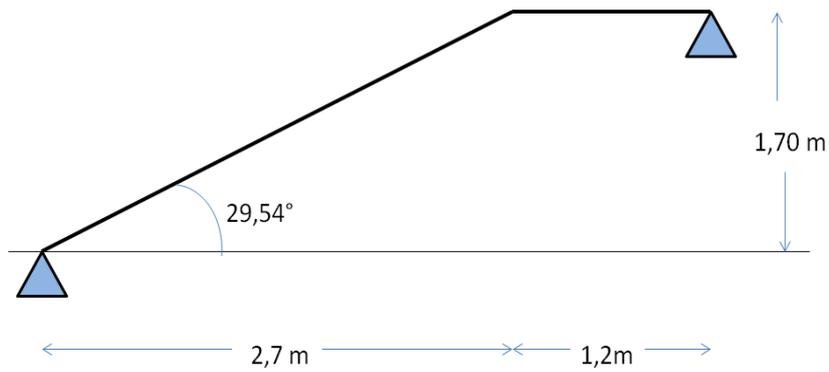
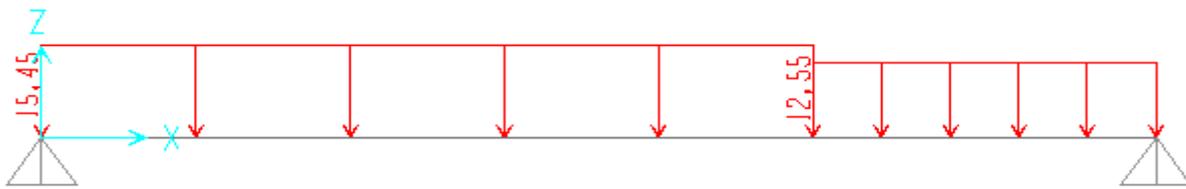


Figure III.23: Le schéma statique d'escaliers de RDC

- Les schémas statique d 'escalier de RDC

ELU



ELS

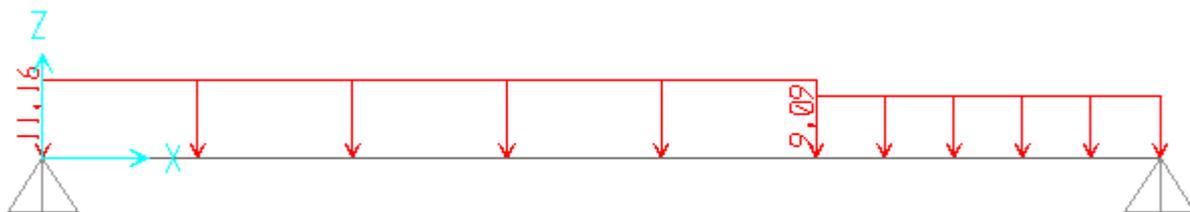
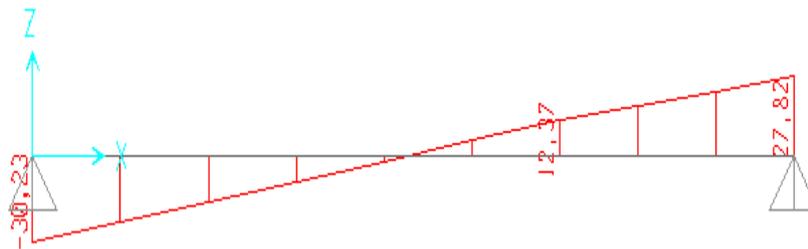
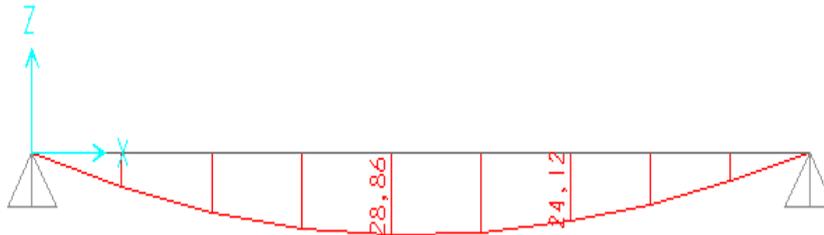


Figure III.24: Schéma statique de l'escalier à (ELU) et (ELS).

III.4.5. Diagrammes des moments et l'effort tranchant

Les résolutions de ce système se fait par le logiciel SAP 2000 et les résultats se présentent comme suit :

❖ **ELU**



❖ **ELS**

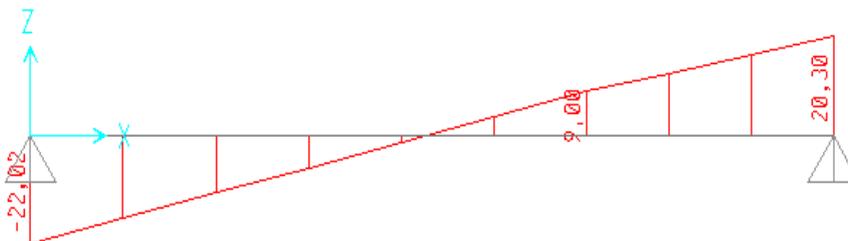
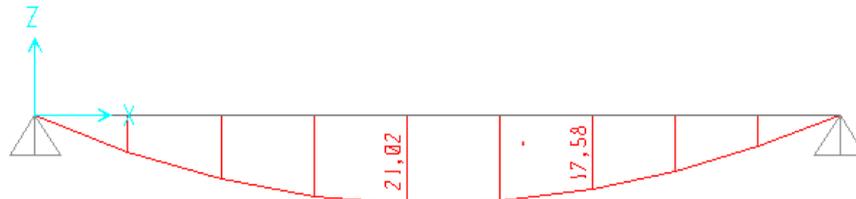


Figure III.25 : Diagrammes des sollicitations à l'ELU & ELS (S.A.P2000)

$$M_{uap} = 0.5 \cdot 28,86 = 14,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85 \cdot 28,86 = 24,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{sap} = 0.5 \cdot 21,02 = 10,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{st} = 0.85 \cdot 21,02 = 17,86 \text{ kN.m}$$

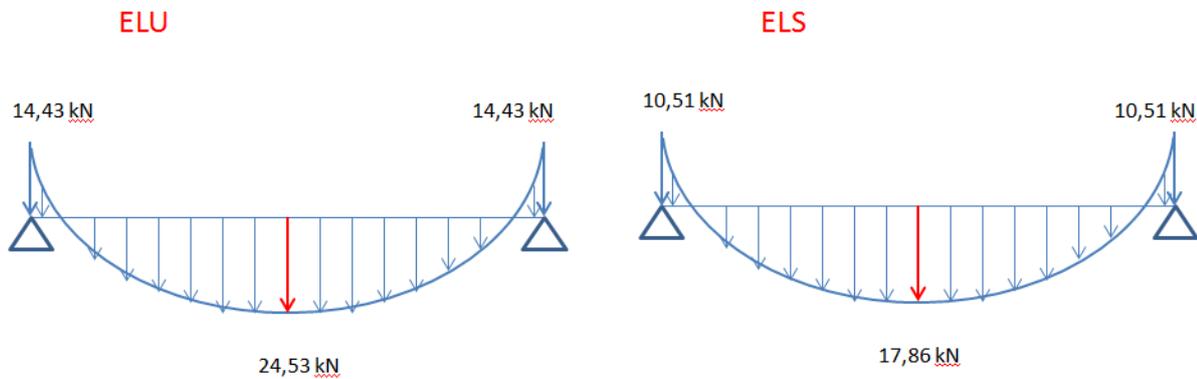


Figure III.26 : Diagrammes des moments à l'ELU & ELS

III.4.6. Calcul du ferrailage

	ELS	ELU
	M_s (kN.m)	M_u (kN.m)
Travée	17,86	24,53
Appui	10,51	14,43
Tmax	22,02	30,23

Tableau III.4 : Tableau récapitulative des moments et des efforts à l'ELU et à l'ELS

On prend $b = 1 \text{ m}$ et $h = 0.16 \text{ m}$

$$L_x = 1.25 \text{ m}$$

$$L_y = 3.9 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.25}{3.9} = 0.32 < 0.4$$

Donc dalle portée dans un seul

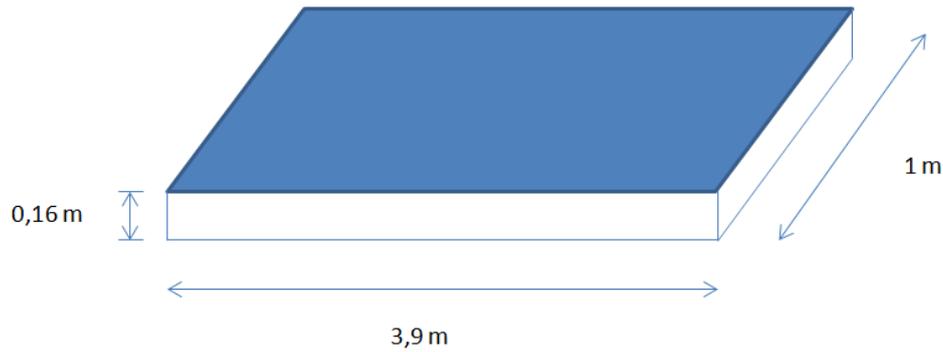


Figure III.27 : dalle pleine d'escalier

III.4.7. Calcul du ferrailage de la dalle pleine d'escalier

➤ ELU

En travée :

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 24,53 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{24,53 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,9 \cdot 0,16)^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = 0,083 < 0,392$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0,083)})$$

$$\alpha = 0,108$$

$$Z = 0,9 \cdot 0,16 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,108)$$

$$Z = 0,137$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{24,53 \cdot 10^{-3}}{0,137 \cdot 347,83}$$

$$A_{st} = 5,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En appui :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 14,43 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{14,43 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,9 \cdot 0,16)^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = 0,049$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires S.S.A

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0,049)})$$

$$\alpha = 0,051$$

$$Z = 0,9 \cdot 0,16 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,051)$$

$$Z = 0,141$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{sa} = \frac{14,43 \cdot 10^{-3}}{0,141 \cdot 347,83}$$

$$A_{sa} = 2,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st_{min}} \geq 0,23 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 0,16 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st_{min}} \geq 1,74 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$A_{st} = 5,14 > 1,74$$

Donc CV

En appui :

$$A_{sa} = 2,9 > 1,74$$

Donc CV

Donc en prendre :

En Travée $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appui $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.3. 8. Vérification des contraintes du béton

Ce type d'escalier se trouve dans un local couvert, il est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton ; le type d'acier utilisé fe400.

Dans ces conditions la vérification des contraintes se simplifier comme suite :

En travée

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{24,53}{17,86} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.435$$

$$0.108 \leq 0.44 \quad \text{Donc} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton en travée.

En appui

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{14,43}{10,51} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0.44$$

$$0.051 \leq 0.44 \quad \text{donc} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton en appui.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$Tu_{max} = 30,23 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b_0} = \frac{30,23 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,9 \cdot 0,16}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{donc CV}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} = \frac{3,4}{3,9} = 0,87 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{..... CV}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{3,4}{3,9} = 0,87 > \frac{M_s}{18 \cdot Mu} = \frac{17,86}{18 \cdot 24,53} = 0,04 \quad \text{..... CV}$$

En travée :

$$\frac{Ast}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100 \cdot 0,9 \cdot 16} < \frac{4,2}{400}$$

$$3,92 \cdot 10^{-3} < 10,5 \cdot 10^{-3} \quad \text{..... CV}$$

En appui :

$$\frac{Asa}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100 \cdot 0,9 \cdot 16} < \frac{4,2}{400}$$

$$3,92 \cdot 10^{-3} < 10,5 \cdot 10^{-3} \quad \text{..... CV}$$

Puis que les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

	Ferraillage calculée (cm ² /ml)	Ferraillage choisi(cm ² /ml)	Armature de répartition calculée (cm ² /ml)	Armature de répartition choisi (cm ² /ml)
En travée	5.14	5T12=5.65	1.41	4T8=2.01
En appui	2,9	5T12=5,65	1.41	4T8=2.01

Tableau 3.6 : Tableau récapitulative du ferraillage d'escalier.

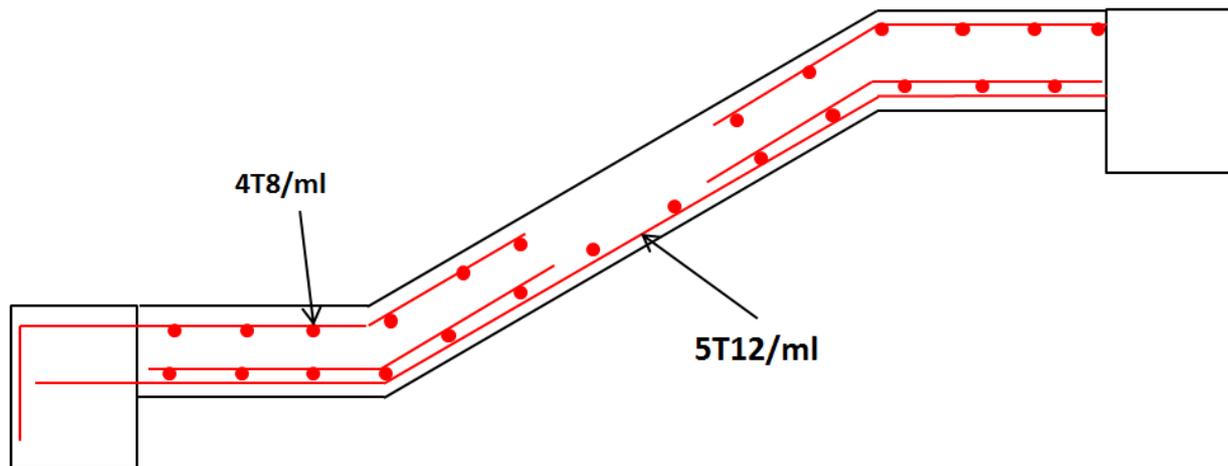


Figure III.28 : Schéma de ferraillage de l'escalier

III.5.POUTRE PALIERE

III.5.1.Pré dimensionnement

$$L/5 \leq h \leq L/10 \rightarrow 310/5 \leq h \leq 310/10$$

$$\rightarrow 20,66 \leq h \leq 31$$

On prend $h = 40$

➤ Vérification

D'après le R.P.A 99 version2003

$$b \geq 20 \rightarrow 40\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$b \geq 30 \rightarrow 40\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$h/b < 4 \rightarrow 1 < 4 \quad \text{CV}$$

III.5.2.Descende des charges**➤ Charge permanente (G)**

Poids propre de la poutre palière : $0,4*0,4*25 = 4\text{kn /ml}$

Poids propre du mur double parois : $2,92*(3,06-0,4) / 2 = 4,02$

$G = 8,02\text{kn/ml}$

➤ Charge d'exploitation (Q)

$Q = 0\text{kn/ml}$

➤ Combinaison d'action**E.L.U :**

$Q_u = 1,35G + Tu \text{ max}$

$Tu \text{ max} = 42,67 / (310/2) \rightarrow Tu \text{ max} = 27,52\text{kn}$

Donc $Q_u = 1,35 *(8,02) + 27,52 = 38,35\text{kn}$

E.L.S :

$Q_u = 1,35G + Tu \text{ max}$

$Tu \text{ max} = 30,05 / (310/2) \rightarrow Tu \text{ max} = 19.38 \text{ kN}$

Donc $Q_u = 8,02 + 19,38 = 27,43\text{kn}$

III.5.3.Calcul de ferrailage

$Mu \text{ max} = q_u L^2/8 = 38,23 \times 3,10^2/8 \rightarrow Mu \text{ max} = 35,03\text{kN.m}$

En travée

$Mut = 0,85 * Mu \text{ max} = 0,85 * 35 * 10^{-3} = 2,9 * 10^{-2} \text{MN.m}$

$$\mu_u = \frac{Mut}{d^2 * b * f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,029}{0,36^2 * 0,4 * 14,17} = 0,039$$

on compare $0,039 < 0,186 \rightarrow$ pivot A

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,039)}) = 0,049$$

$$Z = 0,36 (1 - 0,4(0,049)) = 0,35\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,029}{0,35 \cdot 347,84} = 2,38 \text{ cm}^2$$

On prend **4T12** ; $A_{st} = 4,52\text{cm}^2$

➤ **Pour les armatures comprimées**

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

On prend **3T12** → $A_{sc} = 3,39\text{cm}^2$

En appui

$$M_{ut} = 0,5 \cdot M_{u \max} = 0,85 \cdot 35 \cdot 10^{-3} = 1,75 \cdot 10^{-2} \text{ Mn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{d^2 \cdot b \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,0175}{0,36^2 \cdot 0,4 \cdot 14,17} = 0,023$$

on compare $0,023 < 0,186$ → pivot A

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,023)}) = 0,029$$

$$Z = 0,36 (1 - 0,4(0,029)) = 0,35\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,0175}{0,35 \cdot 347,84} = 1,43 \text{ cm}^2$$

On prend **2T12** ; $A_{st} = 2,26\text{cm}^2$

➤ **Pour les armatures comprimées**

$$A_{sc} = A_{st} / 4 \rightarrow A_{sc} = \frac{2,26}{4} = 0,565 \text{ cm}^2$$

On prend **2T10** → $A_{sc} = 1,57\text{cm}^2$

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}, \phi_{\min}, \frac{40}{10} \right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Vérification à l'E.L.S**

En travée

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{0,029}{0,027} = 1,07$$

$\alpha = 0,049$

$$\frac{\gamma t - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1.07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285$$

On compare $0,049 < 0,285$

Alors il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

➤ Vérification du cisaillement

$$\lambda_u = \frac{T_{umax}}{d \cdot b} \rightarrow \lambda_u = \frac{3005 / (3,10/2)}{0,36 \cdot 0,4} = 0,323 \text{ Mpa}$$

on compare : $\lambda_u < \lambda_{u,lim}$ Donc CV

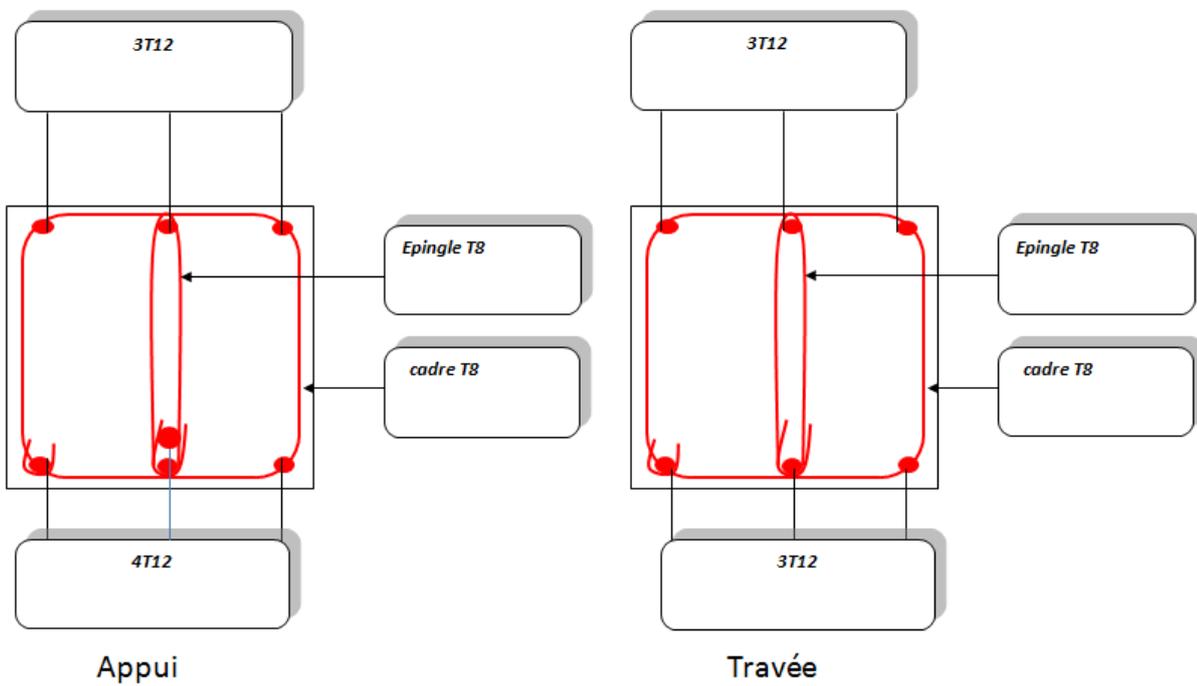


Figure .III.29 : Ferrailage de la poutre palière en appui et en travée

IV.1.Introduction:

Les tremblements de terre sont des catastrophes naturelles de réfraction soudaine de la roche qui provoque de nombreux tremblements Ce phénomène a des conséquences inimaginables, tant sur le plan environnemental qu'économique, et cette catastrophe a provoqué d'innombrables pertes (matérielles et humaines) à prendre en compte afin de minimiser les dommages qui lui sont causés.

IV.1.1. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques. Elle peut être calculée par trois méthodes qui sont :

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

D'après le RPA99V2003, notre structure est classée dans la zone « I » groupe d'usage « 2 » .en utilisant le logiciel de calcule structure (SAP2000).

Dans notre cas, on utilise:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale

IV.1.2.Classification de l'ouvrage

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation situé à Tlemcen zone « I », Il sera classé en groupe « 2 »

IV.1.3.Classification de site

D'après le RPA99 version2003 les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Catégorie S1 (site rocheux)	Catégorie S2 (site ferme)
Catégorie S3 (site meuble)	Catégorie S4 (site très meuble)

Tableau IV.1: Classification de site

Dans notre cas, le site est de catégorie S3.

IV.2.METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

IV.2.2.Principe de la méthode

Le principe de cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de calcul

IV.2.3. Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

IV.2.4. Choix du type de contreventement

Notre structure est contreventée par une ossature mixte avec une action portique -voile.

Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions:

- ❖ Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- ❖ la position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

IV.2.5.Modélisation de la structure

- ❖ Les éléments poteaux-poutres (portique) ont été modélisés par des éléments finis de type barres à deux nœuds avec six degrés de liberté par nœud.
- ❖ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles (2 sens) sont manuellement introduit (local axes).
- ❖ Les voiles sont modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

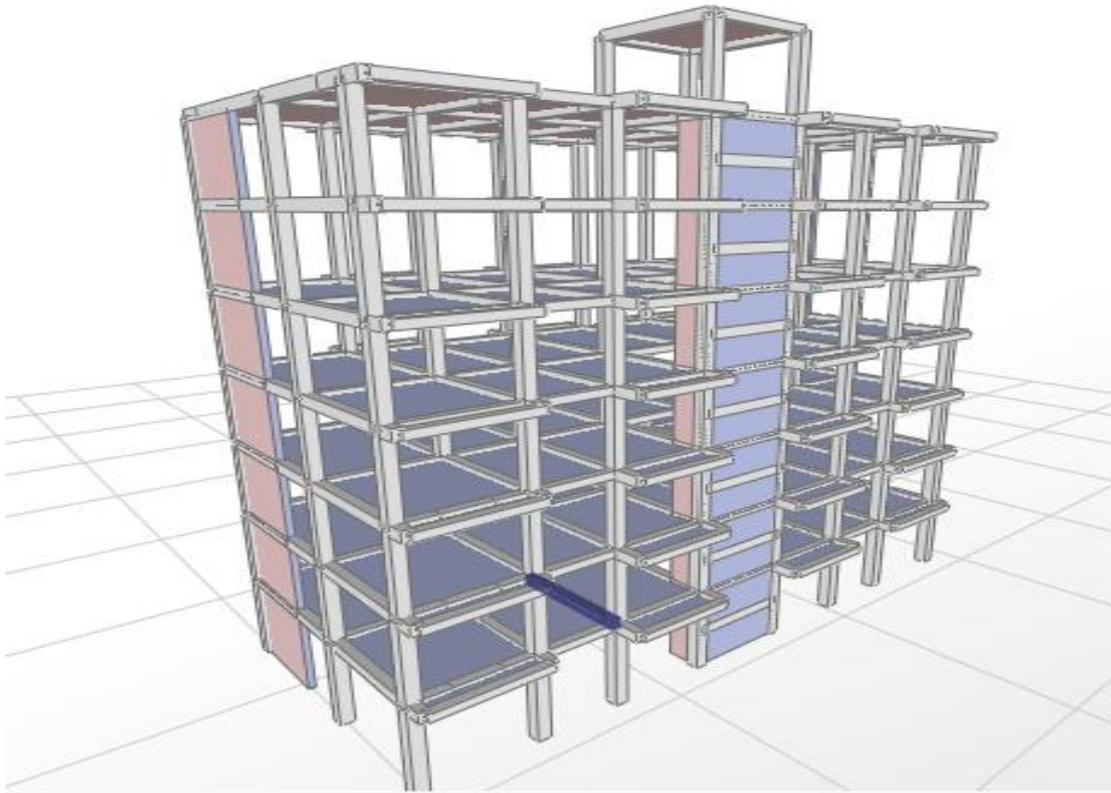


Figure IV.1 : Modélisation 3D du bâtiment par SAP2000

Après la modélisation on a lancé l'analyse modale et on va chercher à la bonne disposition des voiles pour notre structure :

Plusieurs dispositions ont été étudiées :

Disposition 1 : $T = 0,73$ s

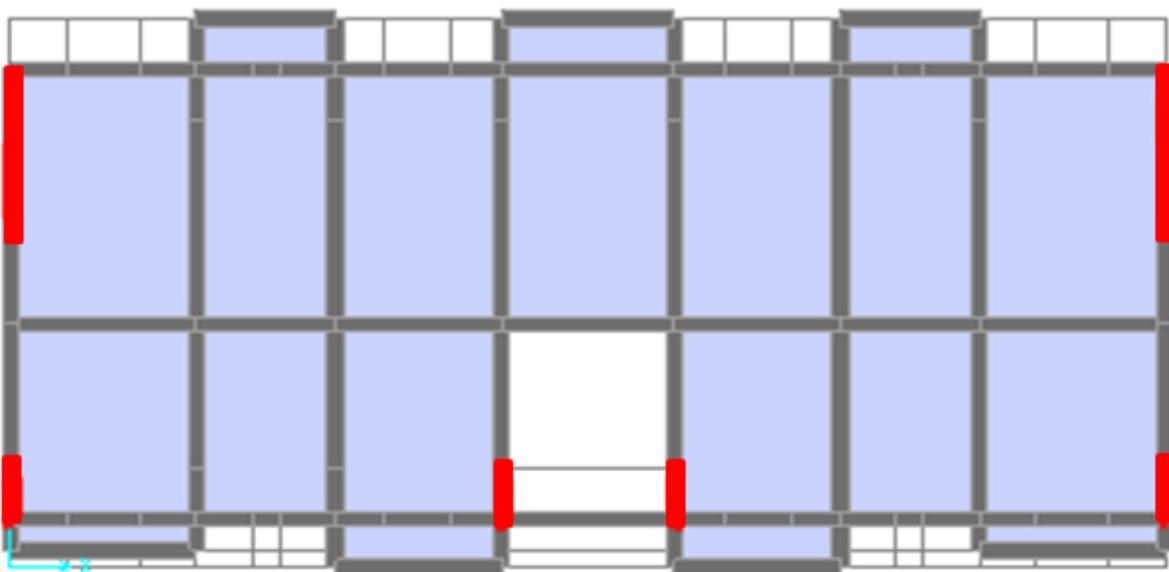


Figure IV.2 : 1ère disposition des voiles

Disposition 2: T= 0,70 s

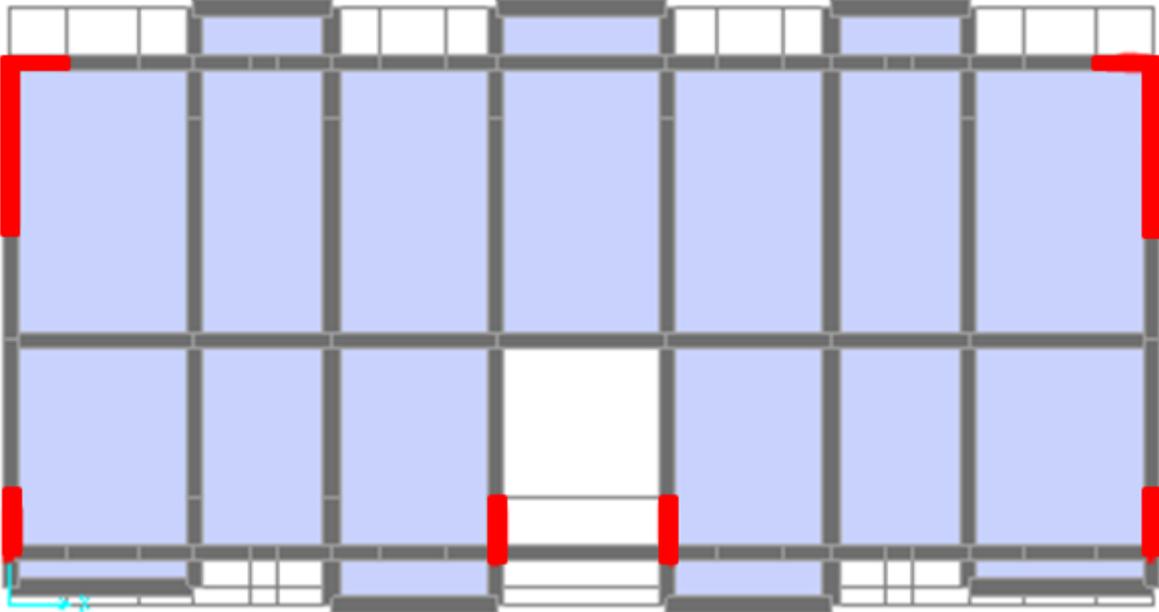


Figure IV.3 :2ème disposition des voiles

Disposition 2: T= 0,67 s

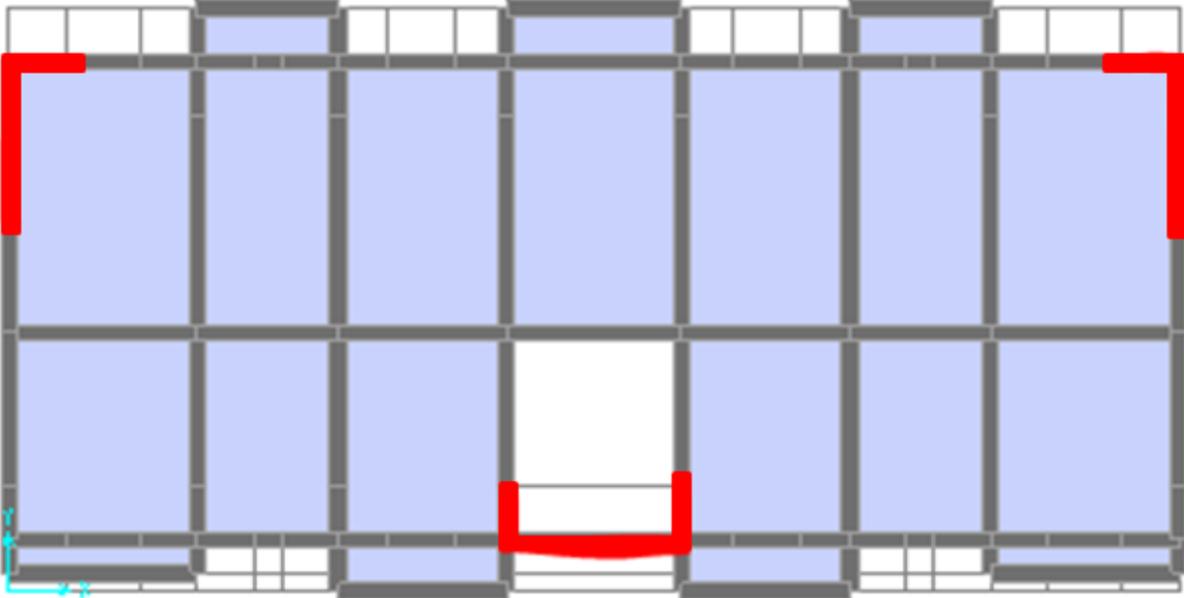


Figure IV.4 : 3ème disposition des voiles

IV.2.1/Détermination des paramètres de spectre de réponse :

❖ **Coefficient d'accélération A**

D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen RPA99 version2003.

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient:

$$A = 0,10$$

❖ **Coefficient de comportement global de la structure R**

La valeur de « R » est donnée par le tableau 4.3 du (RPA99/v2003).page38 en fonction du système de contreventement tel qu'il est de fin dans l'article 3.4 du RPA99/V2003.

Notre structure est un système 4a de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure est égal à:

$$R = 4$$

❖ **I V-2-1-3/Facteur de qualité Q**

RPA99/2003 (formule 4.4)

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

Avec:

“ p_q ”: Valeur de pénalité

RPA99/2003 (tableau 4.4)

Critères Q	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimales sur files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
La somme	0,25	0,25

Tableau VI.2 : Valeur de pénalité “ P_q ”

$\sum Q_t = 1,25$ (Sens transversal 8 files)

$\sum Q_l = 1,25$ (Sens longitudinal 3 files)

I V-2-1-4/ Méthode statique équivalente :

❖ **I V-2-1-4/ Facteur d'amplification dynamique moyen D**

$$\begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T_1)^{2/3} & T_2 \leq T_1 \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3.0 / T)^{2/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

➤ **Période [T1] et [T2] du site considérée**

D'après le rapport géotechnique, notre site est meuble(S3) (Tableau 4.7: RPA 99 version 2003) : $T_1 = 0.15 \text{ s}$ $T_2 = 0.5 \text{ s}$

η :facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA/2003 (Formule 4.3)}$$

ξ : le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissage dans notre cas $\zeta = 10 \%$

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \quad \implies \quad n = 0,763.$$

Période T_1 et T_2 du site considérée S_2 : (site meuble)

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,5 \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (tableau4.7)}$$

Pour calcul la période fondamentale de la structure on utilise les formule suivant :

$$\begin{cases} T = C_T * H^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots(1) \\ T = \frac{0,09 * H}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

$H = 24,82 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment

$C_T = 0,05$: coefficient fonction de système de contreventement utilise

RPA/2003(tableau 4.6)

L : dimension maximal du bâtiment dans les deux sens (x , y).

$$T = \text{Min} (0,55 ; 0,48) = 0,48\text{s.}$$

Alors : $T_x = 0,48\text{s}$

$$T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$D = 2,5n (T_2/T)^{2/3}$$

Donc: $D_x = 1,768$

Dans le sens transversal :

$$H_N = 24,82 \text{ m.}$$

$$D = 10,96 \text{ m.}$$

$$C_T = 0,05$$

$$T_y = \text{Min} (0,55 ; 0,67) = 0,55\text{s}$$

Alors : $T_y = 0,715\text{s.}$

$$T_2(S_3) = 0,5\text{s.}$$

On a : $T_2 \leq T \leq 3\text{s.}$

$$D = 2,5n (T_2/T)^{2/3}$$

Donc : $D_y = 1,6$

IV.2.2.Vérification de la période empirique

D'après le règlement parasismique Algérien 99 version 2003 (Art 4.2.4.4 page)

Il faut vérifier la condition suivante:

$$1,3T_{\text{emp}} = T_{\text{dyn}}$$

T_{emp} : la période empirique que calculé par la méthode numérique.

T_{dyn} = la période empirique que calculé par la méthode empirique.

Donc :

$$1,3T_{\text{emp}} = 0,71\text{s} > T_{\text{dyn}} = 0,67\text{s} \dots \dots \dots \text{CV}$$

D'après logiciel SAP (2000):

Périodes et le pourcentage de participation massique est résumé sur le tableau suivant (VI.3):

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,673436	0,69509	1,244E-09	3,361E-09	0,69509	1,244E-09
MODAL	Mode	2	0,621365	1,806E-09	0,70765	0,00001108	0,69509	0,70765
MODAL	Mode	3	0,443601	0,01534	6,057E-12	3,526E-08	0,71044	0,70765
MODAL	Mode	4	0,173106	0,163	2,04E-08	6,305E-09	0,87344	0,70765
MODAL	Mode	5	0,156921	2,085E-08	0,15938	0,00001927	0,87344	0,86704
MODAL	Mode	6	0,129726	0,01242	4,504E-09	4,62E-09	0,88586	0,86704
MODAL	Mode	7	0,118885	2,836E-09	0,01857	0,00142	0,88586	0,88561
MODAL	Mode	8	0,115618	0,00019	3,284E-09	1,481E-07	0,88604	0,88561
MODAL	Mode	9	0,102175	0,01076	3,635E-09	2,246E-07	0,8968	0,88561
MODAL	Mode	10	0,084697	7,744E-08	0,00001608	0,20165	0,8968	0,88563
MODAL	Mode	11	0,07684	0,00062	0,000002478	0,00174	0,89742	0,88563
MODAL	Mode	12	0,075318	0,05468	1,286E-09	0,00034	0,9521	0,88563
MODAL	Mode	13	0,074898	0,00003458	0,000005114	0,33012	0,95214	0,88563
MODAL	Mode	14	0,0734	0,00013	0,000003128	0,00006291	0,95227	0,88564
MODAL	Mode	15	0,070681	5,846E-08	0,00000499	0,00013	0,95227	0,88564
MODAL	Mode	16	0,069262	0,00013	0,00002437	0,00125	0,9524	0,88567
MODAL	Mode	17	0,068376	0,00004715	0,00079	0,00021	0,95245	0,88646
MODAL	Mode	18	0,065994	0,000001068	0,05654	0,00318	0,95245	0,943

Tableau IV.3 : Vérification des masses modales

D’après le règlement parasismique Algérien99 version.

On va vérifier la condition suivant.

$$\frac{P_v}{P_s} \times 100 \leq 20\%$$

P_{vx} : effort normal repris par les voiles dans le sens x-x.

P_{vy} : effort normal repris par les voiles dans le sens y-y.

P_s : effort normal repris par la structure sens voile.

$$P_{vx} = 2582,553 \text{ kn}$$

$$P_{vy} = 3357,585 \text{ kn}$$

$$P_s = 18550,284 \text{ kn}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P_{vx}}{P_s} = \frac{2582,553}{18550,284} = 14\% < 20\% \dots \dots \dots CV \\ \frac{P_{vy}}{P_s} = \frac{3357,98}{18550,28} = 18,1\% < 20\% \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

IV.2.3.Vérification du coefficient de comportement R :

D'après le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 et les résultats obtenus pas le SAP2000.

On doit vérifier les conditions suivantes :

	V total	V voile	V voile(%)	
Suivant sens X	662.19	572.891	86.5%	CV
Suivant sens Y	651.16	583.1	89.2%	CV

Tableau IV.4: vérification du coefficient $R=5$

IV.2.4.Poids des différents niveaux:

Pour le calcul des poids différents niveaux de la structure suivant est donne le logiciel

SAP200:

Niveaux	Masse étage (kN)
RDC	2426,7532
1	2365,809
2	2332,168
3	2332,168
4	2332,168
5	2332,168
6	2246,41
7	148,92
$\sum W$	16516,56

Tableau IV.5: poids des différents niveaux

$$\sum W = 16516,56 \text{ kN}$$

D'après le logiciel SAP2000 on obtient :

$$\begin{cases} V_x \text{ statique} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,1 \cdot 1,76 \cdot 1,25}{4} \cdot 16516,56 = 908,41 \text{ kN} \\ V_y \text{ statique} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,1 \cdot 1,6 \cdot 1,25}{4} \cdot 16516,56 = 825,82 \text{ kN} \end{cases}$$

IV.2.5. Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau :

Pour les calculs des forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule

(4-11RPA99 version 2003)

$$F = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum W_j h_j}$$

Avec : $F_t = 0,07 V \cdot T$

$F_{i,x,y} = 0 < T < 0,7 \text{ s}$

Tableau IV.6: les forces sismiques et l'effort tranchant de chaque niveau (pour $R=4$) suivant le sens (X-X).

Niveau	Fx [KN]	Effort tranchant
RDC	33,234	834,174
1	61,56	800,94
2	89,43	739,338
3	117,98	649,95
4	146,63	531,97
5	173,66	385,34
6	196,8	211,68
7	14,88	14,88

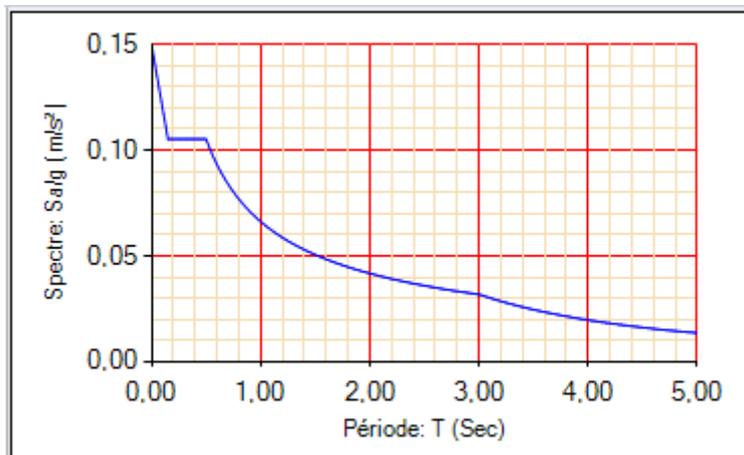
Tableau IV.7: les forces sismique et l'effort tranchant de chaque niveau pour (R=4) suivant le sens (Y-Y).

Niveau	Fy [KN]	Effort tranchant
RDC	32,84	826,35
1	60,83	793,51
2	88,36	732,68
3	116,58	644,32
4	144,9	527,74
5	173,58	382,84
6	194,56	209,26
7	14,7	14,7

❖ Méthode d'analyse spectrale modale :

D'après le RPA99v2003

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



T : période fondamentale de la structure

T₁, T₂: période caractéristiques associés a la catégorie de site (S₃).

S_a: Accélération spectral.

g: Accélération de la pesanteur

IV.2.6. Résultante des forces sismique de calcul

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « **V_t** » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On utilise dans le calcul le **RPA99V2003 (article4.3.6)**

	V Dynamique		V Statique	
	V _x (KN)	V _y (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
L'effort tranchant a la base	836,174	826,35	908,41	825,82

Tableau IV.8 : les efforts tranchant a la base de la structure

❖ l'effort tranchant à la base:

Selon x:

V dynamique = 836,174 KN > 80% Vstatique = 0,8 x 908,41 = 726,72 KNCV

Selon y:

V dynamique = 826,35 KN > 80% Vstatique = 0,8 x 825,82 = 660,65 KNCV

IV.3. JUSTIFICATION DE LA SECURITE

IV.3.1. Vérification des déplacements inter-étages

Selon le R.P.A, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Il faut que le déplacement relatif entre deux étages adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage. Avec : Le déplacement au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » doit vérifier

:

1%he (cm)	Sens-X- (cm)				Sens-Y- (m)			
	$\delta_{ex} K$ (m)	$\delta_{ex} K^*R$ (m)	Δ_{ex}	Obs	$\delta_{ey} K$ (m)	$\delta_{ey} K^*R$ (m)	Δ_{ey}	Obs
3,06	0,01164	4,6	0,12	C-V	0,0098	3,92	0,16	C-V
3,06	0,012	4,48	0,72	C-V	0,0094	3,76	0,6	C-V
3,06	0,0094	3,76	0,72	C-V	0,0079	3,16	0,6	C-V
3,06	0,0076	3,04	0,76	C-V	0,0064	2,56	0,68	C-V
3,06	0,0057	2,28	1,52	C-V	0,0047	1,88	0,62	C-V
3,06	0,0038	1,52	0,69	C-V	0,00315	1,26	0,62	C-V
3,06	0,0028	0,83	0,55	C-V	0,0016	0,64	0,3	C-V
3,40	0,00072	0,28	0,28	C-V	0,00045	0,228	0,228	C-V

Tableau VI.9 : Vérification des déplacements inter-étages.

IV.3.2. Vérification de l'effet P-Delta

$\theta_x \leq 0,1 \implies$ effet P-D peut être négligé

$0,1 < \theta_x \leq 0,2 \implies$ amplification les effets de $1/(1 - \theta_x)$

$\theta_x > 0,2 \implies$ structure instable et doit être redimensionnée

$$\theta_x = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}$$

Tableau IV.10: Vérification à l'effet P- Δ sens (x-x)

Niveau	h(m)	W(KN)	Δ_k	V _K	Θ_x	Obs
7	3,06	148,92	1,164	14,88	0,038	C-V
6	3,06	2395,33	1,2	211,68	0,044	C-V
5	3,06	4727,498	0,94	385,34	0,037	C-V
4	3,06	7059,66	0,76	531,97	0,032	C-V
3	3,06	9391,834	0,57	649,95	0,02	C-V
2	3,06	11724,002	0,38	739,338	0,019	C-V
1	3,06	14089,81	0,28	800,94	0,016	C-V
R.D.C	3,4	16516,56	0,072	834,174	0,004	C-V

Tableau IV.11 : Vérification à l'effet P- Δ sens (y-y)

Niveau	h(m)	W(KN)	Δ_k	V _K	Θ_x	Obs
7	3,06	148,92	0,98	14,7	0,032	C-V
6	3,06	2395,33	0,94	209,26	0,035	C-V
5	3,06	4727,498	0,79	382,84	0,031	C-V
4	3,06	7059,66	0,64	527,74	0,027	C-V
3	3,06	9391,834	0,47	644,32	0,022	C-V
2	3,06	11724,002	0,315	732,68	0,016	C-V
1	3,06	14089,81	0,16	793,51	0,0092	C-V
R.D.C	3,4	16516,56	0,045	826,35	0,0026	C-V

Conclusion:

	Type N°1(niveau 1et2)	Type N°2(niveau 3, 4, 5,6 et 7)
Poteaux	(40*40)	(35*35)
VOILE	20	

VI.1.INTRODUCTION

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **SAP2000**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
 2. Traction simple.
 3. Flexion simple.
 4. Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elle sont calculés à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VI.2.VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATION NORMALES

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA 99V2003, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

❖ L'effort normal de compression est limité par la condition suivante $V = \frac{N_d}{Bc.f_{c28}} \leq 0,3$

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

Bc : L'aire (la section brute obtenue après calcul sismique) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V.1: Vérification spécifique sous sollicitations normales

Niveaux	Nd [KN]	Bc [cm ²]	Fc28 [MPa]	$V \leq 0,3$	Observation
RDC	1193,066	1600	25	0,29	C-V
Etage1	1012,59	1600	25	0,25	C-V
Etage2	834,709	1225	25	0,27	C-V
Etage3	660,967	1225	25	0,21	C-V
Etage4	487,603	1225	25	0,15	C-V
Etage5	351,533	1225	25	0,11	C-V
Etage6	277,366	1225	25	0,09	C-V
Etage7	60,537	1225	25	0,019	C-V

V.3. VERIFICATION SPECIFIQUE SOUS SOLLICITATION TENGENTES

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante (Tableau VI.2)

Tableau V.2 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteau	V	τ_u	λ_g	pd	τ_{bu}	Obs
R.D.C(40*40)	9,639	0,067	5,95	0,075	1,875	C-V
1° étage(40*40)	23,25	0,161	5,35	0,075	1,875	C-V
2° étage(35*35)	21,26	0,191	6,11	0,075	1,875	C-V
3° étage(35*35)	26,26	0,238	6,11	0,075	1,875	C-V
4° étage(35*35)	27,26	0,247	6,11	0,075	1,875	C-V
5° étage(35*35)	26,16	0,237	6,11	0,075	1,875	C-V
6° étage(35*35)	31,79	0,288	6,11	0,075	1,875	C-V
7° étage(35*35)	12,36	0,112	6,11	0,075	1,875	C-V

VI.4.FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

V.4.1.Combinaison de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (G+Q±E) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant composée à 1 ' E.L.U

Donc ils doivent être ferrailés en flexion

V.4.2.Sollicitations à considérer :

N_{\max} —————> M correspondant.

N_{\min} —————> M correspondant.

$M_{2\max}$ —————> N correspondant.

$M_{3\max}$ —————> N correspondant.

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max des ces valeurs (cas plus défavorable).

$$h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

Tableau V.3 : Les différents efforts internes

	ELU			G + Q + E			0,8G + E		
	N	M	T	N	M	T	N	M	T
RDC	1193,06	4,556	8,173	883,66	21,40	9,633	240,34	7,64	7,53
1°Etage	1012,59	16,33	18,83	422,84	36,75	23,25	192,60	16,86	17,84
2°ETAGE	834,70	10,72	13,44	334,34	33,46	21,488	155,20	14,05	16,29
3°ETAGE	660,96	13,61	15,5	273,55	40,32	16,29	120,67	15,84	19,24
4°ETAGE	346,53	18,63	19,78	196,03	42,00	27,26	88,049	16,04	20,64
5°ETAGE	351,5	38,08	14,20	137,61	40,16	26,16	54,81	15,27	19,24
6°ETAGE	227,36	45,60	25,21	59,47	53,12	31,79	20,40	17,77	13,16
7°ETAGE	60,53	12,72	1,72	28,97	20,73	12,36	14,77	8,09	7,55

Notre exemple de calcul sera le poteau qui se trouve au RDC, car il est le plus sollicité.

VI.4.3. Armature longitudinal:

$$h = 0,40 \text{ m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$

$$d = 0,36 \text{ m};$$

$$d' = 0,04;$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$N_u = 1193,06 \text{ KN}$$

$$M_u = 4,556 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4,556}{1193,06}$$

$$e = 0,002$$

$$e_a = 0,002 + \frac{0,4}{2} - 0,04$$

$$e_a = 0,162 \text{ m}$$

❖ **Moment fictive (Ma)**

$$Ma = 1193,06 \cdot 10^{-3} \cdot 0,162$$

$$Ma = 0,19 \text{ MN}$$

❖ **Vérification des conditions**

$$(d - d') \times Nu - Ma = 1,193 \cdot (0,36 - 0,04) - 0,19 = \mathbf{0,19} \quad \dots\dots\dots \text{I}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} = (0,337 - 0,81 \frac{0,04}{0,4}) \cdot 0,4 \cdot 0,36^2 \cdot 14,17 = \mathbf{0,188} \dots\dots\dots \text{II}$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b h^2 f_{bc} = (0,337 - 0,81 \cdot 0,04 \cdot 0,36) \cdot 0,4 \cdot 0,4^2 \cdot 14,17 = \mathbf{0,22} \dots\dots\dots \text{III}$$

❖ **Résultat :**

La section est entièrement comprimée. \longrightarrow I > III

On va montrer ci-dessous :

$$(d - d') Nu - Ma = 0,655 < (0,5 h - d') b \cdot h \cdot f_{bc} = 0,942 \quad \longrightarrow \text{Section avec compression non uniforme.}$$

Donc Ferrailage inférieure = 0 cm²

$$\Psi = \frac{0,5 \frac{d'}{h} \frac{(d-d')Nu - Ma}{b h^2 f_{bc}}}{\frac{7}{6} \frac{d'}{h}}$$

$$A_2 = \frac{Nu - (1 - \Psi) b h f_{bc}}{\sigma_{st}} = - 22,40 \text{ cm}^2$$

Dans ce cas on va ferrailer avec le minimum du RPA99/2003(tableau 6.4)

Armatures minimales

D'après le RPA99V2003 :

La section minimale est de 0,7% de la section totale. `

$$A_{\min} = 0,07 \times \% b \times h \text{ [Zone I]}$$

Dans notre cas :

$$A_{\min} = 0,007 \times 0,4 \times 04 = 11,22 \text{ cm}$$

Armatures maximales

D'après le RPA99 V2003 :

- **Zone courante :** $A_{max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 0,40 \times 0,40 = 64 \text{ cm}^2$
- **Zone de recouvrement :** $A_{max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 0,40 \times 0,40 = 96 \text{ cm}^2$

On à :

$$A_{st} = 8T14$$

Le reste des calculs est présenté dans **le tableau** qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales sur chaque type de poteau.

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel SAP2000.

Tableau V.4 : Ferrailage longitudinale des poteaux.

Etage	Poteau Cm	A_{min} RPA (Cm ²)	A_{max} RPA Zone Courante (cm ²)	A_{max} RPA Zone Recouvrement (cm ²)	Ferrailage Longitudinale	
					Section (cm ²)	Choix de ferrailage
RDC	(40*40)	11,2	64	96	12,32	8T14
1	(40*40)	11,2	64	96	12,32	8T14
2	(35*35)	8,57	49	73,5	9,03	8T12
3	(35*35)	8,57	49	73,5	9,03	8T12
4	(35*35)	8,57	49	73,5	9,03	8T12
5	(35*35)	8,57	49	73,5	9,03	8T12
6	(35*35)	8,57	49	73,5	9,03	8T12
7	(35*35)	8,57	49	73,5	9,03	8T12

V.4.4. Calcul du ferrailage transversale (RPA2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_i f_e}$$

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h₁ : hauteur total de la section brute.

V_u : effort tranchant de calcul

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

ρ_a=2,5 Si l'élançement géométrique $g \lambda \geq 5$.

ρ_a=3,75 Si l'élançement géométrique $g \lambda < 5$.

f_e=400 MPa

✓ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi \right) \quad (\text{BAEL99})$$

Avec:

Φ : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau

t : espacement des armatures transversales

$t \leq \text{Min} (10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal (zone I) RPA99 V2003 [7.4.2.2]

$t' \leq 15\Phi$ en zone courante

Donc:

$t \leq \text{Min} (12, 15 \text{ cm}) \implies$ on prend $t = 10 \text{ cm}$.

$t' \leq 18 \implies$ on prend $t' = 15 \text{ cm}$

❖ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I) (RPA99 /2003)

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \implies L_r = 40 * 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $L_r = 56 \text{ cm}$

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \implies L_r = 40 * 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $L_r = 48 \text{ cm}$

❖ La Longueur des zones nodales :

$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right).$ RPA99 /2003 [7.4.2.1]

Tableau V.5: Longueur de la zone nodale.

NIVEAU	RDC	Étage courant
Max h'[cm]	60	55

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V.6: Ferrailage transversale des poteaux

NIVEAU	h (cm)	Vu (KN)	Ag	Pa	fe [MPA]	T (cm)	t' (cm)	At (cm ²)
RDC	40	9,639	5,95	2,5	235	10	15	0,25
1	40	23,25	5,35	2,5	235	10	15	0,61
2	35	21,26	6,11	2,5	235	10	15	0,64
3	35	26,26	6,11	2,5	235	10	15	0,80
4	35	27,26	6,11	2,5	235	10	15	0,83
5	35	26,16	6,11	2,5	235	10	15	0,80
6	35	31,79	6,11	2,5	235	10	15	1
7	35	12,36	6,11	2,5	235	10	15	0,4

Tableau V.7: Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	$\Phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2 \text{ cm} \right)$		Espacement de Ferrailage transversal	
	$\Phi t \leq$	Choix	t (cm) zone nodale	t' (cm) zone courante
RDC	1,14	Ø10	10	15
1	1,14	Ø10	10	15
2	1	Ø10	10	15
3	1	Ø10	10	15
4	1	Ø10	10	15
5	1	Ø10	10	15
6	1	Ø10	10	15
7	1	Ø10	10	15

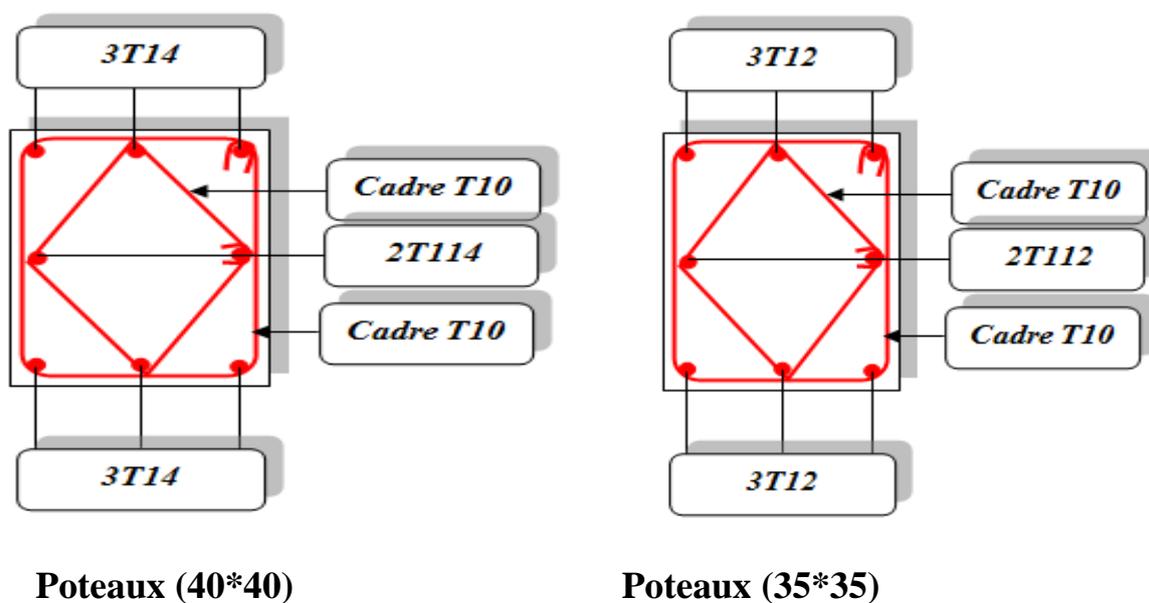


Figure V.1: Schéma de ferrailage des poteaux

V.5.FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

VI.5.1. Les combinaisons de calcul :

- 1- $1.35 G + 1.5 Q$ selon BAEL91
- 2- $G + Q$ selon BAEL91
- 3- $G + Q \pm E$ selon RPA2003
- 4- $0.8 G \pm E$ selon RPA2003

- La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (3) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

V.5.2.Exemple d'étude d'une poutre principale :**a-Calcul des armatures longitudinales :**

On prend un exemple de calcul : poutre principale au niveau RDC

	ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+E	
	M _t	M _a						
	[kN.m]							
PP(30*40)	58,40	71,30	42,73	52,32	43,48	51,21	31,37	37,19
T[kN]	99,28		73,22		73,08		52,43	
PS(30*30)	9,86	17,55	7,12	12,69	8,89	24,52	7,42	19,74
T[kN]	36,59		26,16		33,73		23,86	

Tableau VI.8: Sollicitations de la poutre principale.

En travée :➤ **ELU :**

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa};$$

$$M_{ut} = 58,40 * 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,106$$

$\mu < 0,392$ —————> les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **S.S.A**

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0,106)}).$$

$$\alpha = 0,14$$

$$Z = 0,9 * 0,4 * (1 - 0,4 * (0,14))$$

$$Z = 0,34$$

$$A_{st} = \frac{58,4 \cdot 10^{-3}}{0,34 \cdot (347,83)} = 4,938 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité**

$$A_{st, \min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st, \min} \geq \max \left(\frac{30 \cdot 40}{1000}; 0,23 \cdot 30 \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st, \min} \geq \max (1,2 ; 1,3).$$

$$A_{st, \min} \geq 1,3.$$

➤ **ELS.**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{58,40}{42,73} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,43 \longrightarrow \alpha \leq 0,43 \dots\dots\dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\longrightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

En appuis

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 71,30 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,13.$$

$\mu_u < 0,392 \longrightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0,13)}).$$

$$\alpha = 0,17.$$

$$Z = 0,9 * 0,4 * (1 - 0,4 * (0,17))$$

$$Z = 0,33$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{sa} = 6,21 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{sa} \min \geq \max \left(\frac{b * h}{1000} ; 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right).$$

$$A_{sa} \min \geq \max \left(\frac{30 * 40}{1000} ; 0,23 * 30 * 0,9 * 40 * \frac{2,1}{400} \right).$$

$$A_{sa} \min \geq \max (1,2 ; 1,3) \longrightarrow A_{sa} \min \geq 1,3 \dots\dots\dots CV$$

➤ **ELS**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{71,30}{52,32}$$

$$\gamma = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,43 \longrightarrow 0,17 < 0,43 \dots\dots\dots CV$$

✓ Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\longrightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Armatures minimales :**

Selon le RPA 99 V2003 : $A_{min} = 0,5\% (b * h) \rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$.

$$A_{min} = 0,005 * 30 * 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ travée} + A_s \text{ appuis} = 4,938 + 6,21 = 11,14 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures maximales**

Selon RPA99 V2003 (page 65)

$$A_{max} = 4\% (b * h) \text{ Zone courante}$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% (b * h) \text{ Zone de recouvrement}$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

En travée

$$A_{st} = 5.75 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T14 + 1T12$$

En appui

$$A_{st} = 8,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T14 + 3T12$$

b-Vérification de l'effort tranchant

$$T_{u \max} = 99,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{v_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{99,28 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,9 \cdot 0,4} = 0,92 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ FPP}$$

$$\bar{\tau} = \min (3,33 ; 4 \text{ MPa}) \text{ FPP}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,99 < 3,33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

c-Vérification de la flèche :

$$L_{\max} = 5,10 \text{ m}$$

En travée

$$\frac{A_{st}}{b*d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{4,93}{30*0,9*40} \leq \frac{4,2}{400} \longrightarrow 4,56*10^{-3} \leq 10,5*10^{-3} \longrightarrow \text{CV}$$

En appui

$$\frac{A_{st}}{b*d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{6,21}{30*0,9*40} \leq \frac{4,2}{400} \longrightarrow 5,75*10^{-3} \leq 10,5*10^{-3} \longrightarrow \text{CV}$$

Puis que les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche

d-Espacement entre les armatures:

Selon le RPA :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing_1; 30 \text{ cm} \right) \text{ En zone nodale avec } \varnothing_1 \text{ est diamètre le petit du ferrailage}$$

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

❖ En zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12*1,2; 30 \text{ cm} \right) \longrightarrow S_t \leq \min (10\text{cm}; 14,4\text{cm}; 30\text{cm}).$$

On choisit : **S_t = 10cm**

❖ En zone courante

$$S_t' \leq \frac{35}{2} \longrightarrow S_t' = 17,5$$

On choisit : **S_t = 15cm**

❖ Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{\min} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; \varnothing_{\min} \right) \longrightarrow \varnothing_t \leq \min (1,14; 3; 1,2)$$

On choisit **∅_t = 8 mm**

Tableau V9 : Ferrailage des poutres principales (30*40)

Poutre principale											
Niveau (m)	Section (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Armatures longitudinales						Armatures transversales		
			Travée			Appui			S_t cm	$S't$ Cm	Φ_t mm
			A_{st} Calcule (cm^2)	Section Choisit (cm^2)	A_{st} Choisit (cm^2)	A_{st} Calculer (cm^2)	Section Choisit (cm^2)	A_{st} Choisit (cm^2)			
N°1	30x40	6	4,938	7,70	5T14	6,21	8,01	3T14 + 3T12	10	15	4 ϕ 8
N°2			4,938	7,70	5T14	6,21	8,01	3T14 + 3T12			
N°3			3,56	7,70	5T14	5,60	8,01	3T14 + 3T12			
N°4			3,56	7,70	5T14	5,60	8,01	3T14 + 3T12			
N°5			3,56	7,70	5T14	5,60	8,01	3T14 + 3T12			
N°6			3,56	7,70	5T14	5,60	8,01	3T14 + 3T12			
N°7			3,56	7,70	5T14	5,60	8,01	3T14 + 3T12			
N°8			2,01	7,70	5T14	3,20	3,39	3T12			

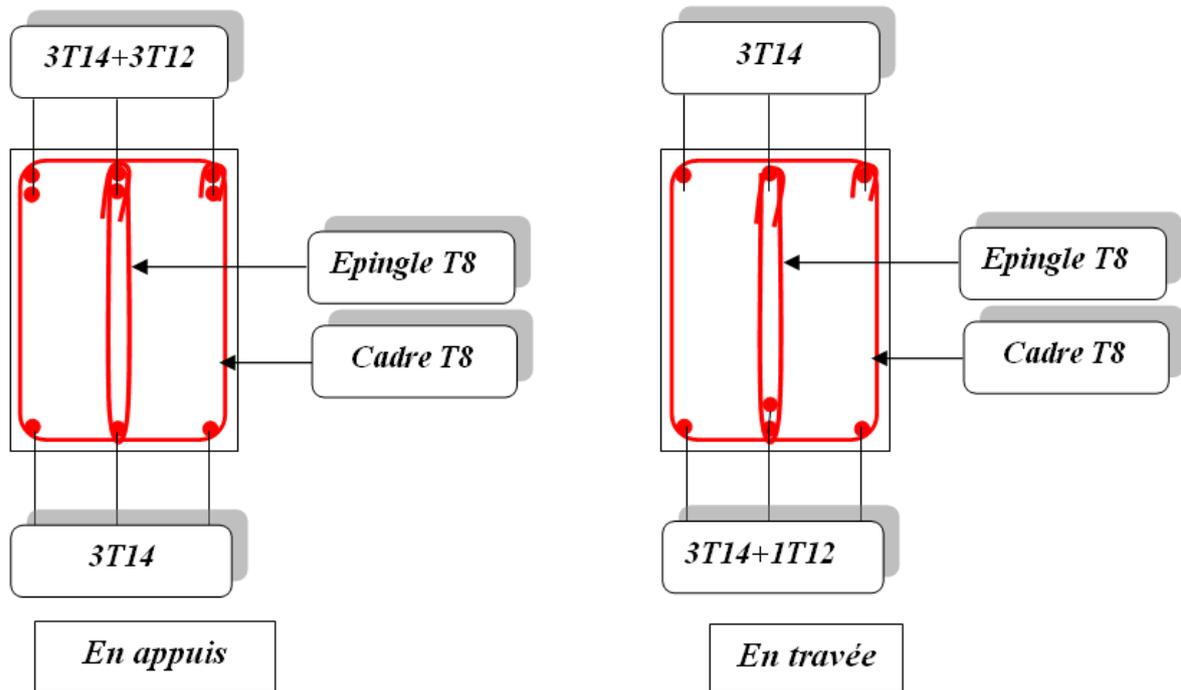


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des poutres principales (30*40)

V.5.3.Exemple d'étude d'une poutre secondaire

a-Calcul des armatures longitudinales

En travée

➤ Elu

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 9,86 * 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,0064$$

$\mu < 0,392 \longrightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire **S.S.A**

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0,0064)}).$$

$$\alpha = 0,00802$$

$$Z = 0,9 * 0,3 * (1 - 0,4 * (0,00802))$$

$$Z = 0,26$$

$$A_{st} = \frac{9,86 * 10^{-3}}{0,26 * (347,83)} = 1,09 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité**

$$A_{st, \min} \geq \max \left(\frac{b * h}{1000} ; 0,23 * b * d * \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st, \min} \geq \max \left(\frac{30 * 30}{1000} ; 0,23 * 30 * 0,9 * 30 * \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st, \min} \geq \max (0,9 ; 0,97)$$

$$A_{st, \min} \geq 0,9$$

Le choix en travée : $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

ELS

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{9,86}{7,12} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,44 \longrightarrow \alpha \leq 0,44 \dots\dots\dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\longrightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{st}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

En appuis

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$M_{ua} = 17,55 * 10^{-3}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,015.$$

$\mu_u < 0,392 \longrightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0,015)}).$$

$$\alpha = 0,019.$$

$$Z = 0,9 * 0,3 * (1 - 0,4 * (0,17))$$

$$Z = 0,25$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{sa} = 2,018 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité**

$$A_{sa} \text{ min} \geq \max \left(\frac{b * h}{1000}; 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{sa} \text{ min} \geq \max \left(\frac{30 * 30}{1000}; 0,23 * 30 * 0,9 * 30 * \frac{2,1}{400} \right).$$

$$A_{sa} \text{ min} \geq \max (0,9; 0,98) \longrightarrow A_{sa} \text{ min} \geq 0,9 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Le choix en travée : $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ **ELS**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{17,55}{12,69} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,44 \longrightarrow 0,019 < 0,44 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\longrightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Armatures minimales**

Selon le RPA 99 V2003 : $A_{min} = 0,5\% (b * h)$

$$A_{min} = 0,005 * 30 * 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} + A_{Sa} = 3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2 > 4,5 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures maximales

Selon RPA99 V2003(page 65)

$$A_{\max} = 4\% (b * h) \text{ Zone courante}$$

$$A_{\max} = 4\% (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 6\% (b * h) \text{ Zone de recouvrement}$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des Armatures :

En travée

$$A_{St} = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T12$$

En appui

$$A_{St} = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T12$$

b-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u \max} = 99,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{v_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{36,59 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,9 \cdot 0,3} = 0,45 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) \text{ FPP}$$

$$\bar{\tau} = \min (3,33 ; 4 \text{ MPa}) \text{ FPP}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,45 < 3,33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

c-Vérification de la flèche

$$L_{\max} = 3,35 \text{ m}$$

En travée

$$\frac{A_{st}}{b*d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{1,09}{30*0,9*30} \leq \frac{4,2}{400} \longrightarrow 1,34*10^{-3} \leq 10,5*10^{-3} \longrightarrow \text{CV.}$$

En appui

$$\frac{A_{st}}{b*d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{2,018}{30*0,9*30} \leq \frac{4,2}{400} \longrightarrow 2,49*10^{-3} \leq 10,5*10^{-3} \longrightarrow \text{CV.}$$

Puis que les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche

d-Espacement entre les armatures:

Selon le RPA :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing_1 ; 30 \text{ cm} \right) \text{ En zone nodale avec } \varnothing_1 \text{ est diamètre le petit du ferrailage.}$$

$$S't \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{30}{4} ; 12*1,2 ; 30 \text{ cm} \right) \longrightarrow S_t \leq \min (7,5 ; 14,4 ; 30 \text{ cm}).$$

$$\text{On choisit : } S_t = 5 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_t' \leq \frac{30}{2} \longrightarrow S_t' = 15.$$

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

e-Diamètre des armatures transversales

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_{\min} \right).$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{30}{35} ; \frac{30}{10} ; \varnothing_{\min} \right) \longrightarrow \varnothing_t \leq \min (0,85 ; 3 ; 1,2).$$

$$\text{On choisit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

Poutre secondaire											
Niveau (m)	Section (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Armatures longitudinales						Armatures transversales		
			Travée			Appui			St cm	S't cm	Φ_t mm
			Ast Calcule (cm^2)	Section Choisit (cm^2)	Ast Choisit (cm^2)	Ast Calculer (cm^2)	Section Choisit (cm^2)	Ast Choisit (cm^2)			
N°1	30x30	4,5	1,09	3,39	3T12	2,018	3,39	3T12	10	15	4 ϕ 8
N°2			1,09	3,39	3T12	2,018	3,39	3T12			
N°3			0,87	3,39	3T12	1,06	3,39	3T12			
N°4			0,87	3,39	3T12	1,06	3,39	3T12			
N°5			0,65	3,39	3T12	1,06	3,39	3T12			
N°6			0,65	3,39	3T12	1,06	3,39	3T12			
N°7			0,65	3,39	3T12	21,06	3,39	3T12			
N°8			0,34	3,39	3T12	0,82	3,39	3T12			

Tableau V.10: Tableau de ferrailage des poutres secondaire (30*30)

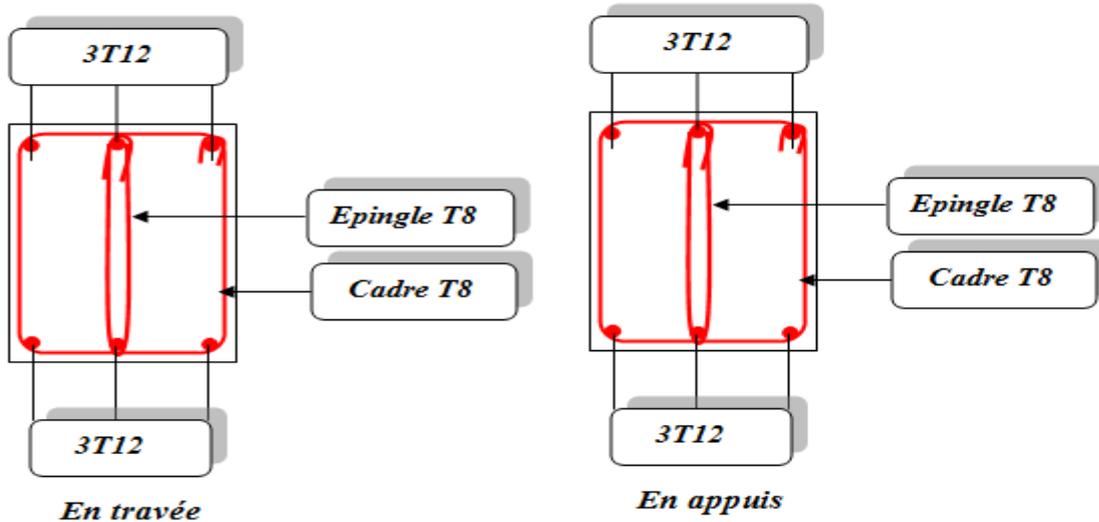


Figure V.3 : ferrailage des poutres secondaires (30*30)

V.5.4. Dispositions des chapeaux

Dans les cas courants des poutres continues, le BAEL91 fixe une disposition forfaitaire des armatures longitudinales, sans l'utilisation d'un diagramme de Moment fléchissant précis (Figure V.4)

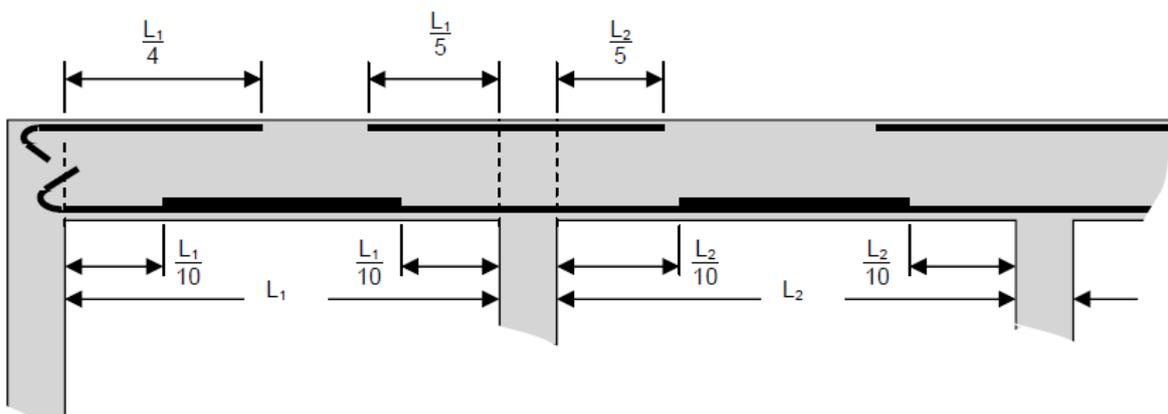


Figure V.4 : Disposition des chapeaux

- Le premier lit des armatures inférieures doit comporter au moins la moitié de la section totale des armatures inférieures. Celui-ci est ancré jusqu'aux appuis de la poutre. Les autres lits peuvent être arrêtés à une distance forfaitaire de $0.10L$
- Les armatures de chapeaux sont d'une longueur minimum égale à $0.20L$ (appui intermédiaire) ou $0.25L$ (appui de rive)

V.6.FERRAILLAGE DES VOILES

V.6.1.Introduction

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (acières verticaux)
- Sur le plan horizontal (acières horizontaux)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie intégrante de ces dernières on aura finalement un seul élément en section en : U, I, T.L selon La disposition des murs (murs intérieurs ou pignon)

V.6.2.Combinaisons de calcul

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q \pm E$
- 3) $0.8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{11\max} \longrightarrow M_{22\max} \\ F_{22\max} \longrightarrow M_{11\max} \end{array} \right.$$

VI.6.3. Prescriptions pour le ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

a- Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales 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- Prescription pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c- Prescriptions communes :

➤ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

e : épaisseur du voile

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ Le diamètre Φ_t des épingles est :

$$\Phi_t = 6\text{mm lorsque } \Phi_v \leq 20\text{ mm.}$$

$$\Phi_t = 8\text{mm lorsque } \Phi_v > 20\text{ mm.}$$

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges

VI.6.4. Vérification des contraintes tangentielles :

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section (0,2x1ml).

il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \bar{\tau} = 0,2 f_{c28} \quad \text{RPA99/2003 [7.7.2]}$$

Avec :

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

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec **G + 0,8 E**

	V_{\max} (MN/ml)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Voil (20cm)	0,054	0,3	5	CV

Tableau.VI.11 : Vérification des contraintes tangentielles

Combinaisons	F_{11} (KN)	F_{22} (KN)	M_{11} (KN)	M_{11} (KN)
1,35G + 1,5Q	98,97	494,87	0,0528	0,265
G + Q	72,55	362,75	0,0387	0,19
G + Q + Ex	217,06	1085, 32	0,7378	3,688
G + Q + Ey	154,87	778,35	0,0403	0,2017
G + 0,8Ex	197,06	985,29	0,732	3,663
G + 0,8Ey	136,18	362,75	0,0387	0,19

Tableau VI.12 : Sollicitations des voiles ($ep=20$ cm).

V.6.4.Ferraillage de trumeau

Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions

a- Vérification des contraintes tangentielles

Le calcul se fait en flexion composé d'une bande de section (0,2x1ml)

il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

RPA 99/2003 [7.7.2]

➤ Verticalement :

$$F_{22 \max} = N = 1085,32 \text{ KN}$$

$$M_{11 \max} = M = 0,7378 \text{ KN.m}$$

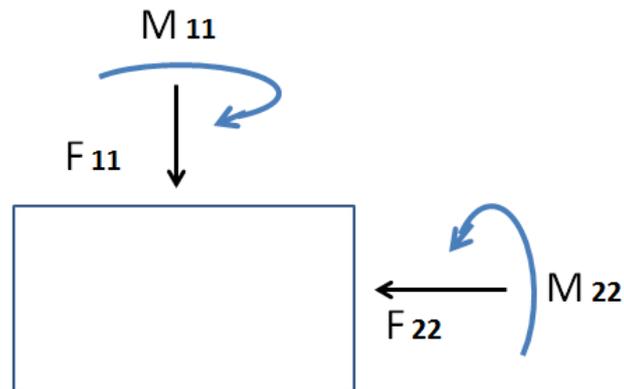


Figure V.4 : Moment et force

b-Etapes de calcul

❖ Ferrailage de sens vertical

➤ l'excentricité accidentelle

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2\text{cm} \\ L/250 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2\text{ cm} \\ 340/250 \end{array} \right. \longrightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a \Rightarrow e_1 = \frac{0,7378}{1085,32} + 0,02 = 0,02068\text{m}$$

➤ **longueur de flambement** $l_f = h \cdot 0,7 \Rightarrow l_f = 3,40 \cdot 0,7 = 2,38 \text{ m}$

➤ **l'élancement** $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \Rightarrow \lambda = \frac{2,14 \sqrt{12}}{0,2} \Rightarrow \lambda = 37,06$ on doit vérifier que :

$$\lambda \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ \frac{20 \cdot e_a}{0,2} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ \frac{20 \cdot 0,027}{0,2} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ 2,07 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le calcul sera même en flexion composé (F.C) en Prenant compte de l'excentricité « e_2 »

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + 0,8 \cdot e_a)$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot 2,38^2}{100000 \cdot h} \times (2 + 0,8 \cdot 0,02) = 0,001$$

$$e_0 = 0,0207 + 0,001 = 0,0217$$

➤ **Calcul de sollicitations**

$$M_U = N_U \cdot e_0 \Rightarrow M_U = 1085,32 \cdot 0,0217 \Rightarrow M_U = 23,55 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de « M_{Ua} »**

$$e_{0a} = e_0 + (d - a/2) = 0,0207 + (0,18 - 0,2/2) = 0,101$$

$$M_{Ua} = N_U \cdot e_{0a} = 1085,32 \times 0,101 = 109,617 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \cdot \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d}\right)$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \cdot \frac{0,2}{0,18} \left(1 - 0,4 \frac{0,2}{0,18}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Ua}}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{109,61 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18^2 \cdot 18,47} = 0,183$$

$$\mu_{bc} \geq \mu_{bu} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

➤ **Calcul en flexion simple (F.S).**

En général $\mu_{bc} \geq \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$ pas d'aciers comprimés

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e = 400 \end{array} \right.$$

$$A_{FS} = \frac{MUa}{z \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad E_{fe400} \quad \gamma_s = 1$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,183}) = 0,25$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 0,18 (1 - 0,4 * 0,25) \Rightarrow Z = 0,16$$

$$A_{FS} = \frac{MUa}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1085,32 * 10^{-3}}{0,16 * 400} = 16,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 16,95 - \frac{1085,32 * 10^{-3}}{400} 10^4 = -11,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ Sections minimales

Selon le R.P.A 99:

$$A_{\min} \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,0015 \cdot S \quad S = a \cdot e \text{ Surface brute}$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Leftrightarrow A_{\min} = 3 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures

$$A_{\min} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

L'espaceur : selon BAEL99 et RPA2003

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq [1,50h, 30\text{cm}] \Rightarrow S_t = 30\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} = 10\text{cm} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

❖ Ferraillage dans le sens horizontal

$$F_{11\max} = N = 217,06 \text{ KN}$$

$$M_{22\max} = 3,688 \text{ KN}$$

➤ **l'excentricité accidentelle**

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2\text{cm} \\ L/250 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2\text{ cm} \\ 390/250 \end{array} \right. \longrightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a \Rightarrow e_1 = \frac{3,688}{217,06} + 0,02 = 0,037\text{m}$$

➤ **longueur de flambement** $l_f = h * 0,7 \Rightarrow l_f = 3,40 * 0,7 = 2,38\text{ m}$

➤ **l'élançement** $\lambda = \frac{l_f * \sqrt{12}}{a} \Rightarrow \lambda = \frac{2,38 * \sqrt{12}}{0,2} \Rightarrow \lambda = 41,22$

on doit vérifier que :

$$\lambda \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 15\text{ cm} \\ \frac{20 * e_a}{0,2} \end{array} \right. \longrightarrow \begin{array}{l} 15\text{cm} \\ \frac{20 * 0,02}{0,2} \end{array} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 15\text{ cm} \\ 1,7\text{ cm} \end{array} \right.$$

Le calcul sera même en flexion composé (F.C) en prenant compte de l'excentricité « e_2 »

$$e_2 = \frac{3 * l_f^2}{10^4 * h} \times (2 + 0,8 * e_a)$$

$$e_2 = \frac{3 * 2,38^2}{10^4 * h} \times (2 + 0,8 * 0,02) = 0,001$$

$$e_0 = 0,037 + 0,001 = 0,038$$

➤ **Calcul de sollicitations :**

$$M_U = N_U * e_0 \Rightarrow M_U = 217,06 * 0,038 \Rightarrow M_U = 8,24\text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de « M_{Ua} »**

$$e_{0a} = e_0 + (d - a/2) = 0,038 + (0,18 - 0,2/2) = 0,118$$

$$M_{Ua} = N_U * e_{0a} = 217,06 \times 0,118 = 25,61\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = 0,8 * \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d}\right)$$

$$\mu_{bc} = 0,8 * \frac{0,2}{0,18} \left(1 - 0,4 \frac{0,2}{0,18}\right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{MUa}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{25,61 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,18^2 \cdot 18,47} = 0,041$$

$\mu_{bc} \geq \mu_{bu} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

➤ **Calcul en flexion simple (F.S)**

En général $\mu_{bc} \geq \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$ pas d'aciers comprimés

$$A_{FS} = \frac{Mu_a}{z \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad E \text{ fe400} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_e = 400 \\ \gamma_s = 1 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,041}) = 0,052$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 0,18 (1 - 0,4 \cdot 0,052) \Rightarrow Z = 0,17$$

$$A_{FS} = \frac{MUa}{z \cdot \sigma_s} = \frac{217,06 \cdot 10^{-3}}{0,17 \cdot 400} = 3,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 3,09 - \frac{217,0 \cdot 10^{-3}}{400} \cdot 10^4 = -2,335 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ **Sections minimales:**

Selon le R.P.A 99:

$$A_{\min} \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,0015 \cdot S \quad S = a \cdot e \quad \text{Surface brute}$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Leftrightarrow A_{\min} = 3 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{\min} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

L'espacement : selon BAEL99 et RPA2003

Dans la zone courante : $S_t \leq [1,50h, 30\text{cm}] \Rightarrow S_t = 30\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

Dans la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} = 10\text{cm} \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$

VI.6.5.Ferraillage des murs voiles

Le calcul du ferraillage à l'aide du logiciel (SAP2000), il est avéré que le ferraillage est nul, alors c'est la raison pour laquelle on prend en considération le ferraillage avec le minimum RPA dans les 2 sens

D'après RPA99V2003 on a :

Voile (b=3m) :

➤ Le ferraillage vertical

$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Voile de 3 m}$

On choisit : 8T12 $\rightarrow 9,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Le ferraillage Horizontal

$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 300 = 9 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Voile de 3 m}$

On choisit : 8T12 $\rightarrow 9,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Voile (b =1m) :

➤ Le ferraillage vertical

$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Voile de 1 m}$

On choisit : 5T10 $\rightarrow 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Le ferraillage Horizontal :

$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Voile de 1 m}$

On choisit : 5T10 $\rightarrow 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Voile (b=2,80m)**➤ Le ferrailage vertical**

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 280 = 8,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Voile de 2,80 m}$$

On choisit : 8T12 \rightarrow 9,03 cm²/ml

➤ Le ferrailage Horizontal

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 280 = 8,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Voile de 2,80 m}$$

On choisit : 8T12 \rightarrow 9,03 cm²/ml

❖ Calcule d'espacement

D'après le RPA99V2003 on a :

Espacement horizontal et vertical

$$S_t \leq \text{Min}(1,5b ; 30)$$

$$S_t \leq \text{Min}(30 ; 30)$$

$$S_t \leq 30 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

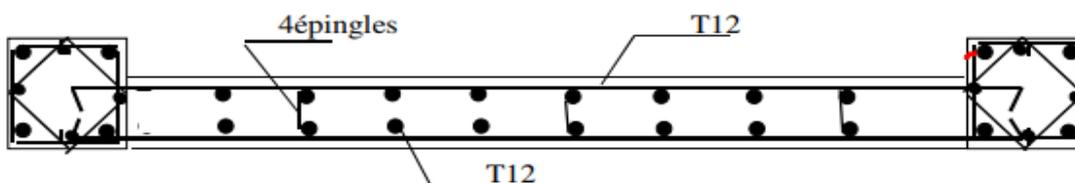


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du Voile V=2,8m (niveau R.D.C)

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments indispensables dans tout projet de construction. Ces fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges permanentes, accidentelles et d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.

L'étude des fondations a pour but d'arriver au choix du type de fondation adaptable à la capacité portante du sol, et à l'importance de l'ouvrage à réaliser. Le dimensionnement d'une fondation doit satisfaire trois conditions:

- La forme et l'emplacement de la fondation doivent assurer la sécurité de la construction.
- La fondation ne doit pas exercer des contraintes excédant la capacité portante du sol.
- La valeur maximale du tassement, ainsi que celle du tassement différentiel doivent être limitée en fonction de la destination de l'ouvrage.

VI.2. Définition

On appelle une fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise. Cette fondation est donc destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables les charges provenant de la superstructure.

Le comportement du sol de fondation est en particulier lié aux dimensions de l'ouvrage, à sa charge, à sa stabilité et aux déformations induites.

VI.3. Choix du type de Fondation

Le choix du type de fondation la plus appropriée dépend de certains facteurs tels que :

- ❖ La nature de la structure.
- ❖ Les charges appliquées par la structure
- ❖ Les caractéristiques du sol sous la fondation
- ❖ Les coûts des fondations.

Cependant, afin de décider du type de fondation à utiliser, on doit d'abord explorer les couches du sol concernées, évaluer minutieusement les caractéristiques du sol sous la construction, puis évaluer par la suite la charge admissible que peut supporter le terrain. C'est à ce moment-là qu'on peut se prononcer sur le choix du type de fondation ; superficielle ou profonde.

VI.4. Les différents types de fondations

Suivant l'importance des charges, et la résistance du terrain, on opte pour :

a)- Fondation superficielles, lorsque les couches du terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur (Avec $H/B < 1,5$).

Types de fondations superficielles (Figure V1.1)

On distingue les semelles suivantes :

- **les semelles isolées divisées en**
 - ✓ les semelles carrées : dans lesquelles $L = B$
 - ✓ les semelles rectangulaires : $B < L < 5B$
 - ✓ les semelles circulaires : $b = 2R$
- **les semelles filantes** : $L > 5B$
- **les radiers** : les dimensions B et L sont importantes

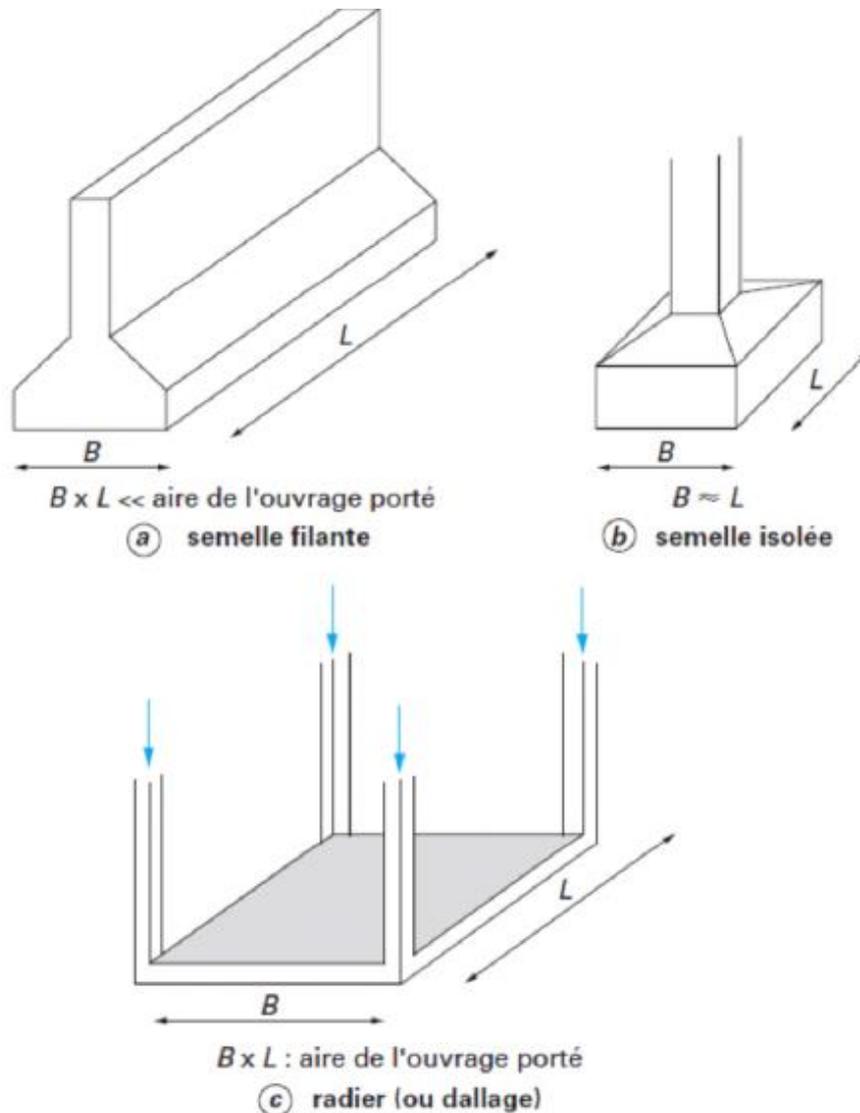


Figure V1.1:différentes types de semelles

b-Fondation profondes

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Pour le calcul, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique, mais qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessus duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes, ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique. Parmi les types de ces fondations, on peut citer :

- ❖ **Les barrettes:** Ce sont des parois moulées porteuses dont le comportement est comparable à celui des pieux coulés en place sans tubage. Une barrette est donc un pieu foré de section allongée ou composite (en H ou en croix par exemple).
- ❖ **Les puits:** Ce sont des fondations massives appelées aussi caisson réalisées dans forage, ils sont bétonnés pleine fouille et ne comportent souvent pas d'armatures.
- ❖ **Les pieux:** Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

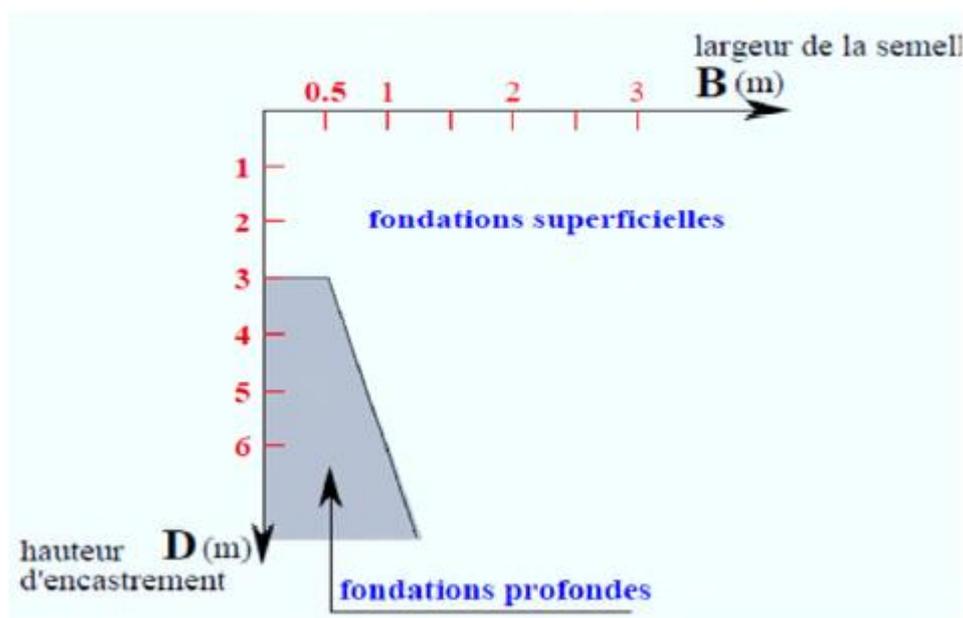


Figure V1.2 : Domaine de la fondation profonde

Selon le (D.T.R. B.C. 2.33.2) (Figure 1.3)

❖ Pour les fondations superficielles, la condition suivante est respectée;

$$D/B < 6 \text{ ou } D < 3 \text{ m}$$

❖ Et pour les fondations profondes, on a :

$$D/B > 6 \text{ ou } D > 3 \text{ m}$$

Avec :

B : largeur de la fondation ;

D : l'encrage de la fondation dans le sol

VI .5.Définition d'un pieu

Un pieu est un élément de fondation profonde élancé qui est fait d'un matériau ou d'une combinaison de matériaux tels que le bois, l'acier et le béton et qui est préfabriqué et mis en place par battage, vérinage ou vissage (pile).

Les pieux sont d'après le D.T.U. des fondations creusées mécaniquement, prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 20m, voire plus.

La section la plus courante d'un pieu est le cercle, les diamètres peuvent varier de 0.10 à 1.60m, voire plus.

Les autres sections possibles des pieux sont des carrées et des polygones (exemple : pieux préfabriqué), et des rectangles (exemple : les barrettes).

D'un point de vue mécanique, on distingue la largeur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e , cette valeur tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu (Figure VI.3).

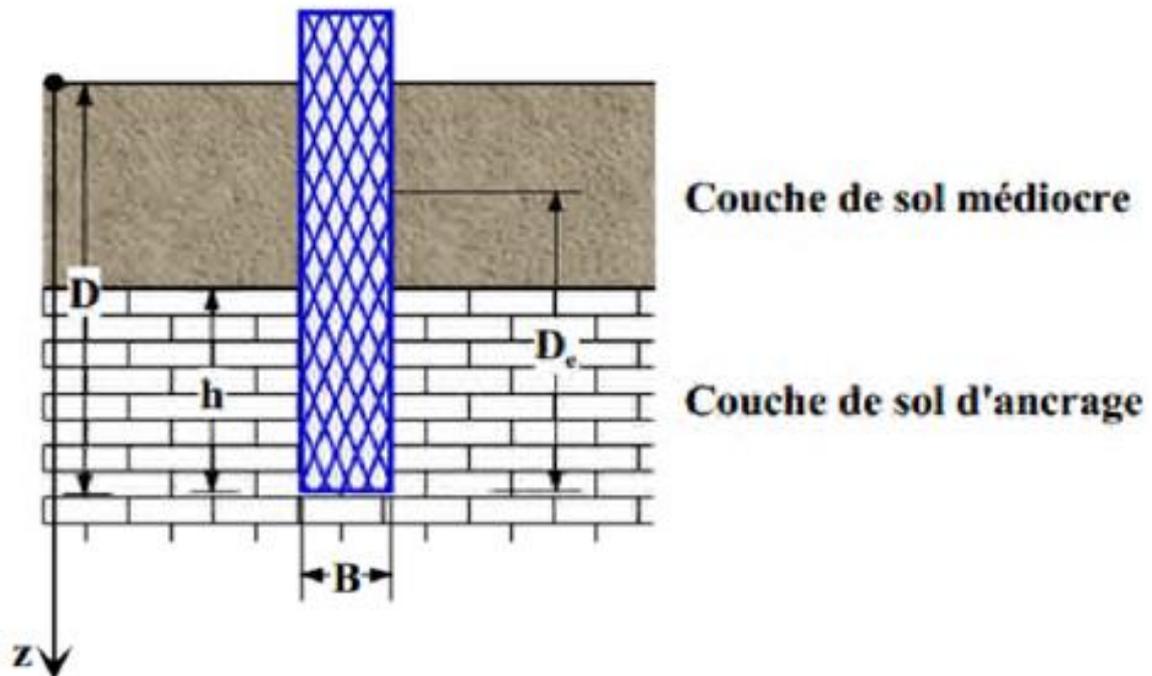


Figure VI.3 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D d'un pieu

La résistance peut être fournie par deux critères :

- ❖ L'ancrage à la base de la fondation : c'est la résistance de pointe. La charge est transmise directement dans le bon sol (en général on traverse au moins 30cm du sol d'assise)
- ❖ La qualité des frottements le long des faces latérales de la fondation : les charges sont absorbées par le terrain qui entoure le fut des pieux. Le risque majeur avec ce critère est le frottement négatif ; si le terrain tasse, le pieu est entraîné par le sol et s'enfonce. Elles sont caractérisées par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées
- ❖ **Par résistance en pointe:**

Considérons un pieu pénétrant d'une hauteur (h) dans la couche d'ancrage. Si une charge croissante est transmise à la base de ce pieu ; la courbe charge/enfoncement aura une allure identique à celle correspondant au chargement d'une fondation superficielle. Des tassements de plus en plus importants se produiront et la résistance limite (Q_u) sera atteinte conventionnellement pour un enfoncement de $B/10$, B étant la largeur ou le diamètre du pieu.

❖ Par frottement latéral:

En fonction du déplacement relatif entre le pieu et le sol avoisinant, la mobilisation du frottement latéral unitaire (τ), obéit à un comportement tout à fait différent puisque le déplacement n'est plus dû à un tassement du sol mais à une distorsion par cisaillement.

Il apparaît que le frottement latéral se mobilise rapidement, et proportionnellement au déplacement, pour atteindre une quasi-stabilisation correspondant au frottement unitaire limite (Figure V1.4).

❖ Par combinaison des deux actions

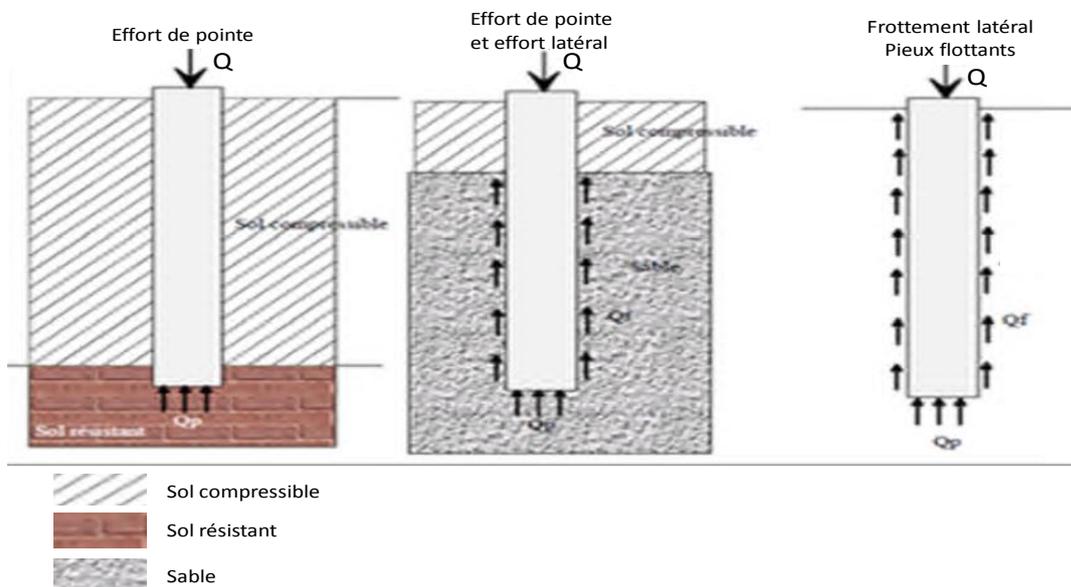


Figure VI.4 : Action entre sol et fondation profonde.

Choix du type de pieu

Le choix de types de pieu dépend de plusieurs critères qui sont :

- ◆ La nature des couches rencontrées dans le terrain,
- ◆ La présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines,
- ◆ Les surcharges et les efforts à reprendre,
- ◆ L'environnement de chantier,
- ◆ Le cout d'exécution,
- ◆ La technicité de l'entreprise.

I.5. Conclusion

Les fondations étant le point faible des constructions, il faut donc les élaborer avec soins. Différentes méthodes permettant déjà de bien percevoir les caractéristiques du terrain sur lequel on souhaite fonder. On se rend compte qu'à chaque terrain peut correspondre une fondation mais que globalement c'est toujours sur le terrain le plus stable et souvent celui possédant une teneur en eau stable dans le temps qui sont les plus aptes à servir de base.

On peut alors maintenant se demander s'il n'est pas possible de concevoir qui, sur n'importe quel type de sol, assurent toujours leur pouvoir de transmission de charge et d'équilibre de la structure.

VII.1. Introduction

La reconnaissance est définie comme l'identification et la caractérisation des couches constituant le dépôt de sol supportant la structure à construire (stratigraphie).

L'étude géotechnique est une opération dont dépend en grande partie la qualité de l'ouvrage projeté. Sa démarche générale consiste d'abord à caractériser le sol afin de pouvoir proposer des solutions pratiques à la réalisation de l'ouvrage.

Son but est de fournir aux différents intervenants d'un projet tels que les ingénieurs, les architectes, les entrepreneurs, etc., des renseignements sur la nature et les propriétés des sols et de formuler des recommandations d'ordre géotechnique devant leur permettre de concevoir et de réaliser l'ouvrage projeté.

VII.2. Reconnaissance in-situ

A cause de certaines difficultés liées à l'opération des prélèvements d'échantillons intacts qui est toujours délicate, et le transport d'échantillons au laboratoire qui augmente encore le remaniement du sol, se sont développés les ESSAI IN-SITU qui permettent d'appliquer des sollicitations sur le sol dans un milieu naturel et de s'affranchir du remaniement inévitable avec les échantillons.

VII.2.1. Sondage de reconnaissance

Les sondages sont des forages réalisés avec beaucoup de soin et avec des outils permettant de remonter à la surface du sol des échantillons de terrain prélevés en profondeur.

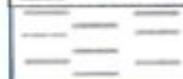
Les sondages visent essentiellement à reconnaître les couches des terrains, les nappes d'eau éventuelles à traverser et à rechercher la zone de terrain valable (bon sol) pour assoir la fondation.

Les sondages peuvent être exécutés:

- ❖ Soit à ciel ouvert: puits, tranchées, gradins.
- ❖ Soit par forage mécanique réalisé à l'aide de matériels divers, plus ou moins perfectionnés.

Dans notre étude on s'intéresse aux forages mécaniques (sondage carotté), où la première tâche de la sondeuse est de faire tourner le train de tige, le carottier et la couronne. Elle transmet également la pression nécessaire à l'outil de forage (couronne).

Le chef de projet c'est lui qui fait l'implantation du sondage, donc il détermine l'emplacement de chaque sondage de reconnaissance. Cette dernière se fait sous forme d'une série de puits qui occupe l'espace de projet pour avoir tous les renseignements concernant le milieu, la distance entre deux sondages successifs ne dépasse pas 15m, les résultats du sondage in situ obtenus pour le site d'étude sont résumés sur la figure VII.1 :

DESCRIPTION DES SOLS	Prof (m)	LOG	Récup	OBSERVATIONS
Calcaire blanchâtre tendre	1,00 1,50		80%	
Argile marron clair carbonaté tendre avec des galets	2,0 3,00 4,30		85%	
Argile marron clair tendre largement carbonaté	5,00 6,00 7,00 8,00		75%	
Schiste grisâtre avec passage de blocs de grès.			70%	

Fin de sondage à 9 m

Figure VII.1 : Résultats de sondage du sol d'assise

II.3. Reconnaissance au laboratoire

Ces essais consistent à prélever des échantillons les moins remaniés possibles de chacune des couches rencontrées, puis les envoyer au laboratoire pour des essais qui déterminent les caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

Il y a lieu de rappeler qu'un programme d'essais de laboratoire a été établi sur les prélèvements en particulier au niveau des formations où seront implantées les fondations. Les essais effectués sont les suivants :

- **Mesure de la masse volumique sèche γ_d (t/m^3)**
- **Mesure de la masse volumique humide γ_h (t/m^3)**
- **Mesure de la teneur en eau naturelle $w(\%)$**
- **Mesure des limites d'Atterberg.**
- **Analyses granulométriques.**
- **Essais mécaniques : essais de cisaillement et oedométrique.**

VII.3.1. Essais d'identification

Le sol est un milieu tri-phasique, constitué du squelette solide, d'eau pouvant circuler ou non entre les particules et d'air ou de gaz. Entre les grains du squelette les vides peuvent être remplis par de l'eau, par du gaz, ou les deux à la fois.

Il est indispensable de connaître à travers les essais d'identification certains paramètres caractérisant l'état de densité, d'humidité et de plasticité du sol. Parmi ces paramètres, on a :

a)- Les poids volumiques (NF P94-064)

Ils donnent une indication utile sur la capacité des sols. C'est un paramètre important pour le calcul, entre autre, de la capacité portante de sol. Parmi ces poids volumiques, on a :

Poids volumique (total) du sol : $\gamma = W / V$

Poids volumique des grains solides : $\gamma_s = W_s / V_s$

Poids volumique du sol sec : $\gamma_d = W_s / V$

Poids volumique déjaugé : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

b)- La teneur en eau (NF P94-065)

C'est le rapport du poids de l'eau au poids des grains solides d'un certain volume du sol. Elle s'exprime en pourcentage.

$$W = W_w / W_s (\%)$$

c)- L'indice des vides

Il permet de savoir si les vides sont importants ou non, c'est-à-dire si le sol est en état lâche ou serré. Il est défini comme étant le rapport du volume des vides au volume des grains solides:

$$e = V_v / V_s$$

d)- Le degré de saturation

Il indique dans quelle proportion les vides sont remplis par de l'eau. Il est défini comme le rapport du volume d'eau au volume des vides. Il s'exprime en pourcentage:

$$S_r = (V_w / V_v) \times 100$$

Lorsque le sol est saturé, $S_r = 100\%$

e)- Limites d'Atterberg (NF P94-051)

Sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre:

- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité: WL).
- Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité: WP).

La différence $IP=WL-WP$ qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité.

L'indice de consistance est défini comme étant le rapport de $(WL-W)$ et l'indice de plasticité.

$$I_c = (WL - W) / I_p$$

Les essais s'effectuent en deux phases:

- Recherche de la limite de liquidité.
- Recherche de la limite de plasticité.
-
- ❖ **Recherche de la limite de liquidité**

A l'aide de l'appareil de Casagrande à une teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle se referme sur 1cm lorsque celle-ci est soumise à 25 chocs répétés.

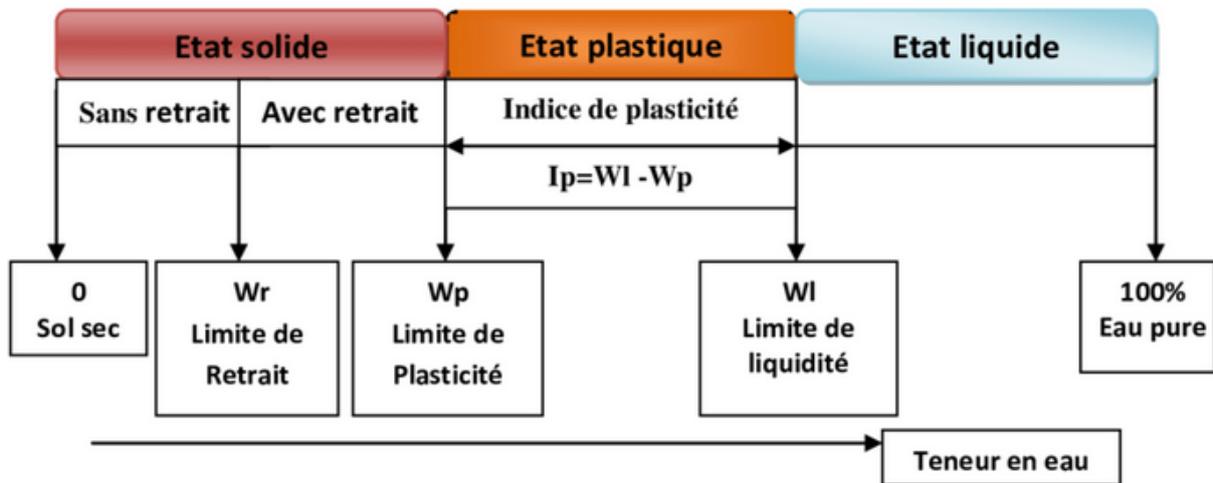


Figure VII.2: Les limites d'Atterberg.

f)- Analyses granulométriques

La connaissance du pourcentage des grains de diamètre d formant le squelette d'un sol, permet d'avoir une première idée de ces propriétés. Après avoir bien séparé tout grain, on procède à une analyse granulométrique, soit sous l'eau. Pour cela, on utilise des tamis jusqu'à 0,1 mm environ. En dessous, on opère par densimétrie ou sédimentation.

❖ La granulométrie

Bute de l'essai :

L'essai a pour but de déterminer les proportions relatives en poids des diverses fractions granulométriques d'un sol à travers les tamis de diamètre supérieure d'un sol à travers les tamis de diamètre supérieure à $80 \mu\text{m}$.

❖ La Sédimentation

Bute de l'essai :

L'analyse granulométrique par sédimentation est un essai géotechnique qui complète l'analyse granulométrique par tamisage d'un sol, et qui a pour objet la détermination de la distribution pondérale de taille des particules fines d'un sol.

Les résultats de ces essais sont présentés sur le tableau VII.1

		ECH 1	ECH2	ECH3
Profondeur (m)		2,80-3,00	2,80-3,00	2,80-3,00
W(%)		26,03	26,03	26,03
Granulométrie	Pourcentage Gravier	17	2	0,01
	Sable	48	22	14
	Limon	25	46	52
	Argile	10	30	34
% Passant au tamis de	à 2 mm	84	97	99
	à 80 μm	50	90	96
Limites d'Atterberge	Wl (%)	49	55	78
	Wp (%)	21	26	30
Indice	Ip %	18	21	48
	Ic %	1,28	1,02	1,08
Densité	γ_h/γ_w	1,74	1,84	1,70
	γ_d/γ_w	1,54	1,70	1,64

Tableau VII.1: Caractéristiques physiques de sol

VII.3.2. Essais Mécanique

a) Essai de compressibilité oedométrique

La méthode d'essai est choisie pour les terrains qui pourraient être saturés lors de fortes pluies, on se place ainsi dans les conditions les plus défavorables du point de vue de la déformabilité des sols sous des surcharges ponctuelles ou permanentes .

Ainsi, l'essai oedométrique permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leurs évolutions dans le temps.

Différents paramètres mécaniques sont déterminés dans cet essai :

- la pression de consolidation σ_c'
- le coefficient de compression C_c
- le module oedométrique E'
- le coefficient de gonflement C_g
- le coefficient de consolidation C_v

Dans cet essai, on soumet l'échantillon à un cycle de chargement et déchargement, pour chaque charge il est possible de mesurer la variation de la hauteur de l'échantillon. Figure VII.4

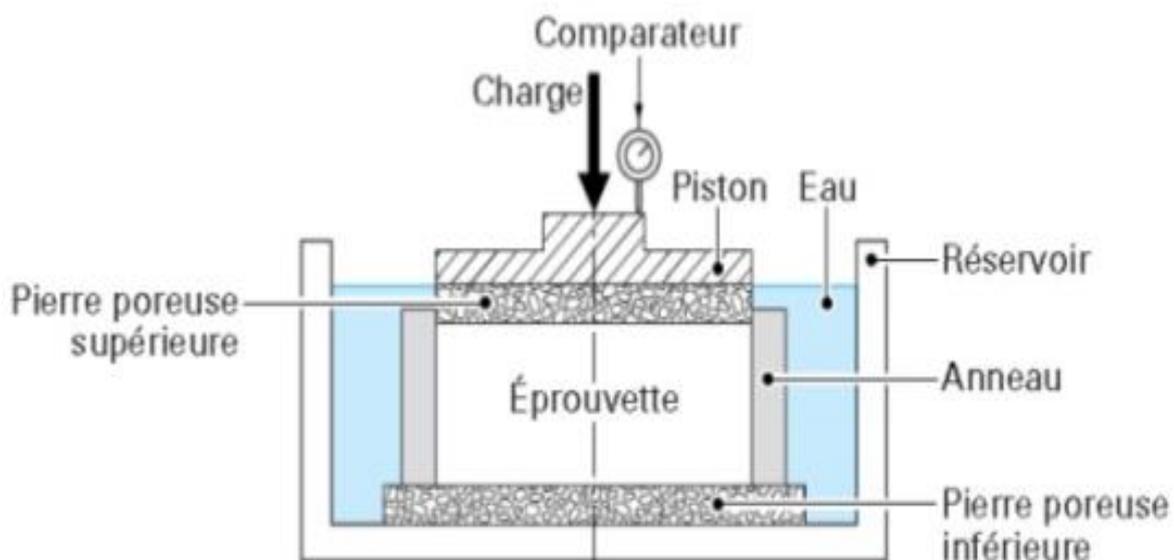


Figure VII.4 : Schéma de l'oedomètre

Le diagramme oedométrique représente l'évolution du tassement final de l'échantillon en fonction de la surcharge, il caractérise la compressibilité du sol (figure VII.5)

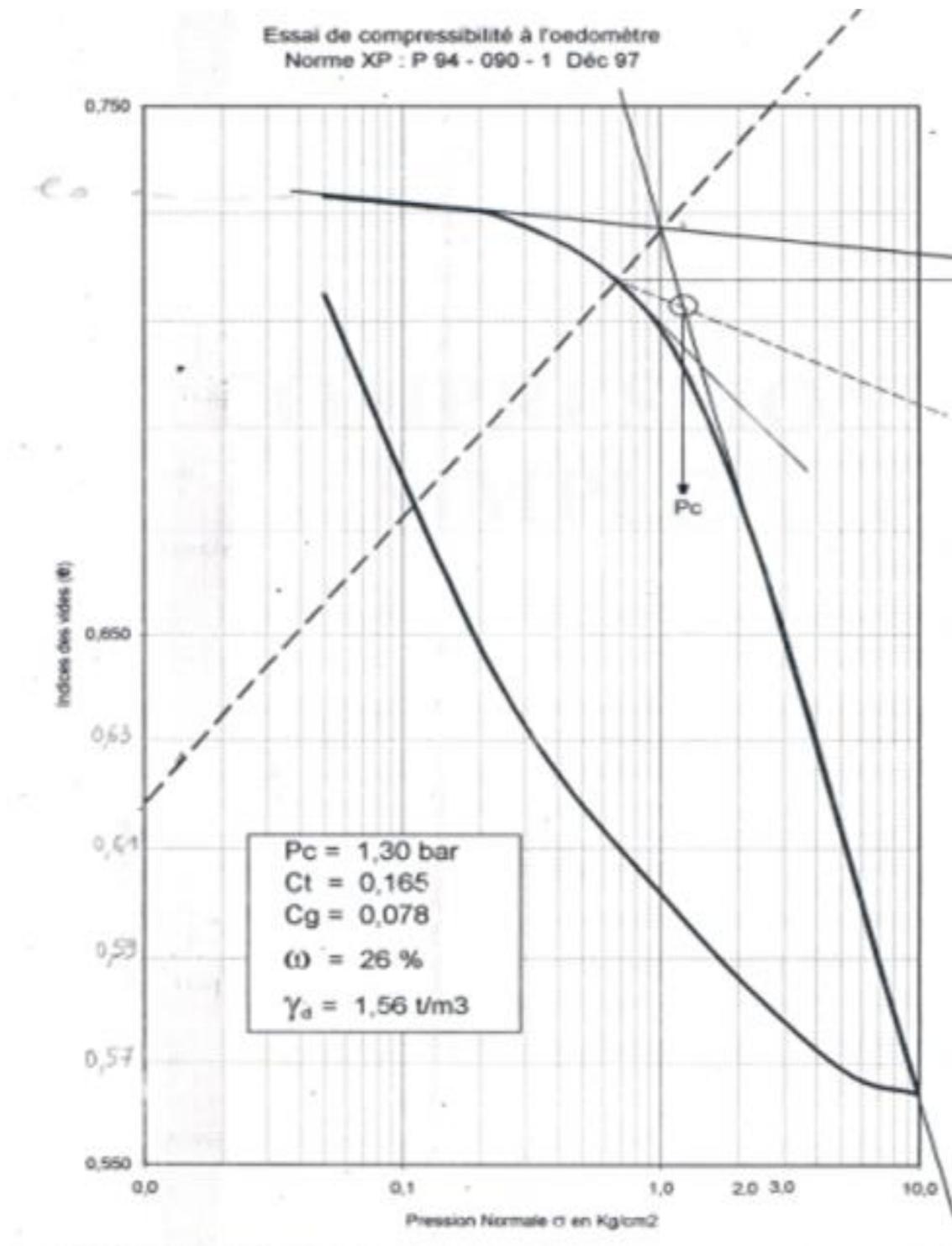


Figure VII.5 : Essai de compressibilité à l'oedomètre Norme XP : P 94-090-1 Déc97

b)- Essai de cisaillement direct

Dans tous les problèmes de stabilité de sols (fondation, ouvrage de soutènement, remblais...), il est nécessaire de connaître la résistance au cisaillement d'un sol.

Cette dernière est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture au moment de la rupture, sa valeur correspondant au pic de la courbe de déformation.

Bute de l'essai

L'essai de cisaillement à la boîte a pour but d'étudier la résistance de cisaillement d'un sol et déterminer les paramètres fondamentaux C (cohésion du sol) et φ (angle de frottement) à partir de la courbe intrinsèque.

Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement préférentiel correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette (Figure II.6). L'essai consiste à (selon la norme NF P94-071-1):

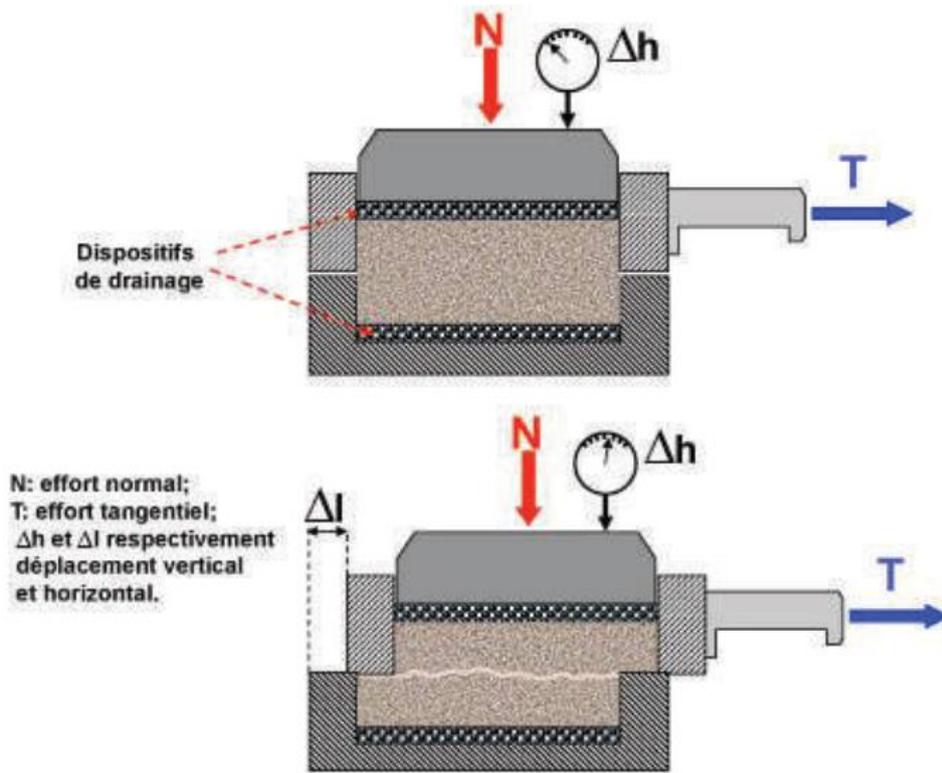


Figure VII.6 : Schéma de principe de cisaillement rectangulaire à la boîte

D'après l'essai de cisaillement à la boîte au laboratoire le résultat obtenu est résumé sur la figure suivante (Figure VII.7).

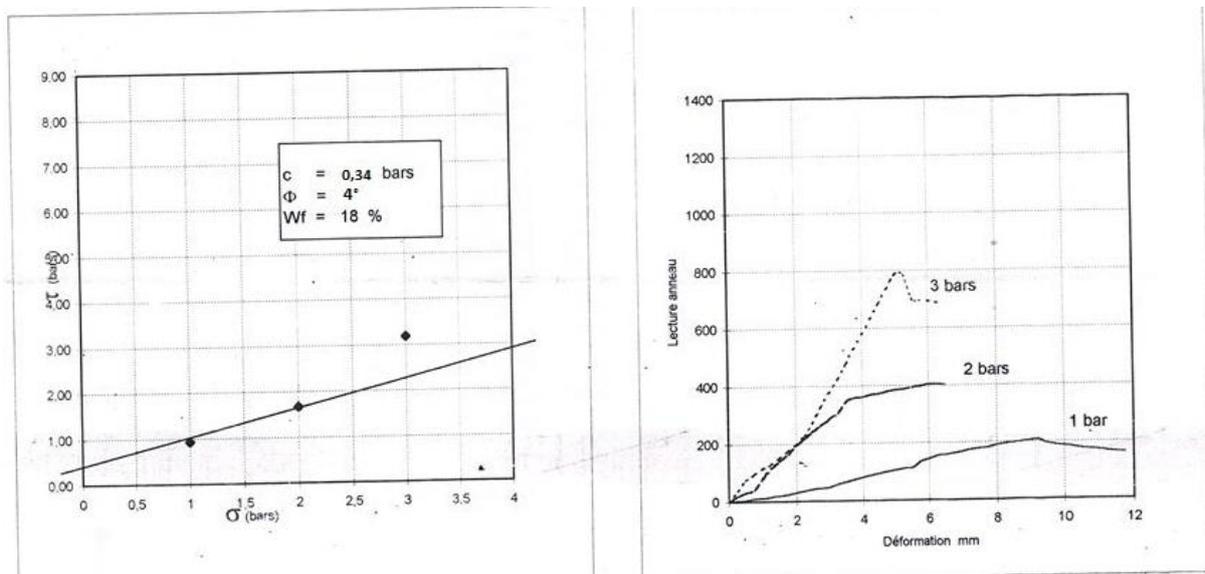


Figure VII.7 : Schéma de la contrainte et les déformations
obtenues par l'essai de cisaillement

Résultats des essais mécaniques

Essai de compressibilité oedométrique	σ'_p (bars)	1,30
	e_0	0,692
	C_c	0,165
Essai de cisaillement direct	C (bars)	0,34
	\emptyset (degré)	4

Tableau II.2 : Résultats des essais mécanique

VIII.1.DESCENTE DES CHARGES

L'évaluation de la descente charge en fonction de la progression de réalisation des planchers nous permettra dans les chapitres suivants d'effectuer les calculs des tassements du sol.

➤ **La surface du radier**

$$L = 21,1 \text{ m} \quad B = 10,65 \text{ m}$$

$$Sd = L \times B = 21,1 \times 10,65 \quad \Rightarrow \quad Sd = 224,715 \text{ m}^2$$

➤ **Le poids de radier**

Le poids de radier calculé suivant la formule suivante :

$$W_r = e_r \times Sd \times \gamma_b$$

L'épaisseur de radier

$$e_r = \frac{L_{max}}{10} = \frac{5,10}{10} = 51 \text{ cm}$$

On prend $e_r = 60 \text{ cm}$

$$W_r = e_r \times Sd \times \gamma_b$$

$$W_r = 0,6 \times 224,715 \times 2,5$$

$$W_r = 337,072 \text{ tonne} \quad \rightarrow \quad W_r = 3370,725 \text{ KN}$$

➤ **Le poids de la structure**

Le poids de la structure obtenue par le SAP 2000

$$W_{str} = 16516,285 \text{ KN}$$

➤ **Le poids total**

$$W_T = 19887,01 \text{ KN}$$

La contrainte engendrée par le poids total est calculé suivant la formule suivante :

$$\sigma_{ELS} = \frac{W_T}{S_d} = \frac{19887,01}{224,715} = 88,5 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \sigma_{ELS} = 0.88 \text{ bars}$$

Avec :

L : la longueur de radier

B : la largeur de radier

S_d : la surface de radier

VIII.2. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DE SOL DE FONDATION

VIII.2.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais en laboratoire

La capacité portante d'un sol représente la susceptibilité de celui-ci (le sol) à reprendre les charges sans risque de rupture et/ou sans risque de tassements excessifs, elle est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques du terrain mesurées soit au laboratoire soit in situ (figure VIII.1).

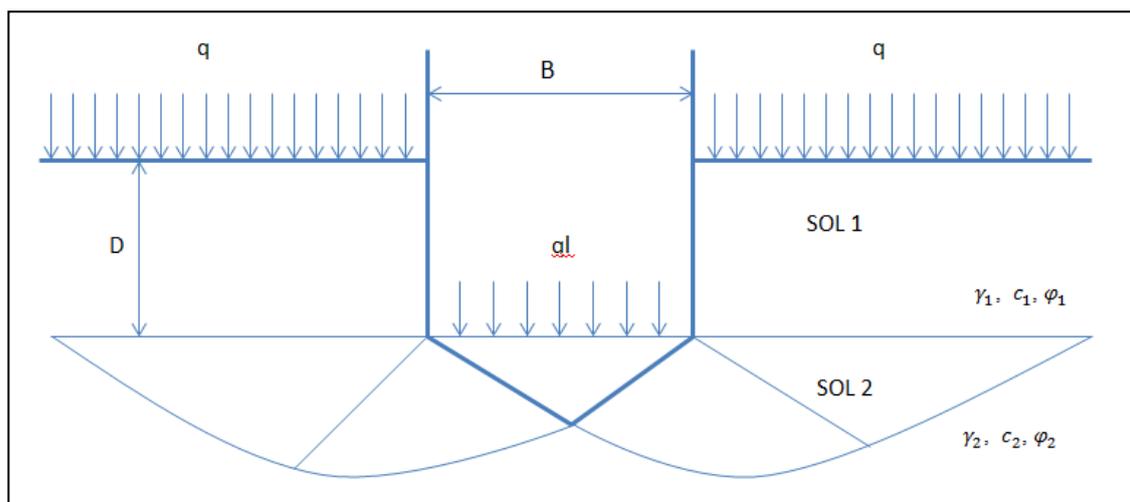


Figure VIII.1 : Schéma statique qui représente la capacité portante de sol

La formule générale qui nous permet d'avoir la charge limite de la fondation est due à Terzaghi :

$$q_l = 0.5 S'_{\gamma} i_{\gamma} \gamma_2 B' N_{\gamma} + S'_{\eta} i_{\eta} (q + \gamma_1 D) N_{\eta} + S'_{\eta} c C_2 i_c N_c$$

Avec

$$i_{\gamma} = (1 - \delta/\varphi_2)^2 \quad i_c = i_{\eta} = (1 - 2\delta/\pi)^2$$

$$N_{\gamma} = 2(N_{\eta} + 1) \operatorname{tg} \varphi_2$$

$$N_{\eta} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_2}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi_2}$$

$$N_c = \frac{N_{\eta} - 1}{\operatorname{tg} \varphi_2}$$

S'_{γ}, S'_{η} et $S'_{\eta} c$ sont en fonction de B' et L' :

$$B' = B - 2e$$

$$L' = L - 2e'$$

e : Excentrement de la charge parallèle à la largeur B de la semelle

e' : Excentrement de la charge parallèle à la longueur L de la semelle

δ : Inclinaison de la charge par rapport à la verticale

Pour une semelle filante $S'_{\gamma} = S'_{\eta} = S'_{\eta} c = 1$

Pour une semelle de forme quelconque :

$$S'_{\gamma} = 1 - 0,2 \frac{B'}{L'} \quad S'_{\eta} = 1 \quad S'_{\eta} c = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$$

D'après les essais au laboratoire les paramètres obtenus sont :

$$\gamma_2 = 16,4 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_1 = 15,4 \text{ kN/m}^3 \quad B' = B = 10,65 \text{ m} \quad D = 3 \text{ m} \quad c = 0,34 \text{ bars} \quad \varphi = 4^\circ$$

➤ **Application numérique**

$$N_q = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi tg(\phi)} = 1.42$$

$$N_\gamma = 2(1.42 + 1) tg(\phi) = 0.34$$

$$N_c = \frac{1.42 - 1}{tg(\phi)} = 6$$

$$q_l = 0.5 \times 16.4 \times 10.65 \times 10^{-2} \times 0.34 + 1.42 \times 3 \times 15.4 \times 10^{-2} + 6 \times 0.34$$

$$\rightarrow \boxed{q_l = 2.98 \text{ bar}}$$

VIII.2 .2.Calcul de la contrainte admissible de sol

La contrainte admissible :

$$Q_{adm} = \frac{q_l - q_0}{F_s} + q_0$$

F_s : coefficient de sécurité (F_s = 3)

➤ **Application numérique**

$$\sigma_{adm} = \frac{2.98 - (3 \times 15.4 \times 10^{-2})}{3} + 17.4 \times 3$$

$$\boxed{\sigma_{adm} = 0.88 \text{ bars}}$$

VIII.3. CALCUL DU TASSEMENT

Le tassement est par définition la variation de hauteur d'une couche de sol sous l'effet d'une charge. La consolidation est l'évolution du tassement dans le temps.

D'après diagramme oedométrique on trouve les résultats suivants :

$$\sigma'_p = 1,30 \text{ bar}$$

$$e_0 = 0,692$$

$$C_c = 0,165$$

VIII.3.1. Calcul des tassements à la pointe

- Calcul de la contrainte effective

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - \mu$$

On va considérer que la nappe d'eau située dans toute la hauteur

$$\sigma_{v0} = \sum \gamma h$$

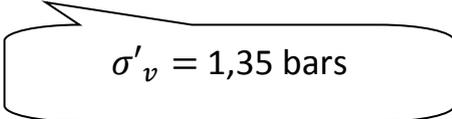
$$\sigma_{v0} = 17,4 \cdot 1,5 + 18,4 \times 2,8 + 17 \times \frac{3,7}{2}$$

$$\sigma_{v0} = 109,07 \text{ kPa}$$

$$\mu = (1,5 + 2,8 + \frac{3,7}{2}) \cdot 10 = 61,5 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{v0} = 109,07 - 60,33 = 47,6 \text{ kPa}$$

$$\Delta \sigma_v = 0,88 \text{ bars} = 88 \text{ kPa}$$



$$\sigma'_v = 1,35 \text{ bars}$$

$$\sigma'_v = 47,6 + 88 = 135,6 \text{ kPa} = 1,35 \text{ bars}$$

⇒ $\sigma'_v = 1,35 \text{ bars} < \sigma'_p = 1,30 \text{ bar}$ donc le sol est normalement consolidé NC

- Alors le tassement va calculer par la formule suivant :

$$\Delta h = h_0 \frac{C_c}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_c + \Delta \sigma}{\sigma'_c} \right)$$

$$\Delta h = 3,7 \frac{0,165}{1+0,692} \log \left(\frac{130+88}{130} \right) = 0,08 \text{ m}$$

- ✓ **Interprétation des résultats** : D'après les résultats le tassement est négligeable, Ces tassement seront absorbés au cours de la réalisation de l'ouvrage.

VIII.4. Conclusion

Nous avons trouvé la contrainte admissible du sol à partir des essais au laboratoire égale à 0.83bars, et elle est inférieure à celle apporté par le bâtiment qui égale à 0.88 bars. Donc nous déduisons qu'une fondation superficielle n'est pas une solution adéquate ce qui nous conduit de faire appel à une méthode pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

IX.1. INTRODUCTION

Les fondations profondes sur pieux sont conçues pour transmettre des efforts au sol environnant sur une profondeur importante.

Un pieu transmet au sol, dans lequel il est fiché, les charges qui sont appliquées en tête par la mise en jeu de trois mécanismes, qui sont le frottement latéral ; l'effet de la pointe et la butée latérale.

➤ **La charge limite du pieu Q_L :** $Q_L = R_{Pl} + F_{Ll}$

La charge correspondant à la rupture de sol. Au moment de la rupture Q_L est équilibrée par :

➤ **La charge limite de pointe R_p :** $R_p = Q_p \times A$

➤ **La charge limite en frottement latéral F_L :**

$$F_L = \frac{\pi}{2} B \gamma' K_p \gamma \sin \phi D^2$$

➤ **La charge de fluage Q_c**

C'est la charge à partir de laquelle l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus sous une charge constante. Elle est liée à la résistance de pointe et celle du frottement par les relations suivantes :

$$Q_c = \frac{R_{Pl}}{1,5} + \frac{F_{Ll}}{1,5} = \frac{Q_L}{1,5} \quad \text{Pour les pieux refoulant le sol (pieux battus)}$$

$$Q_c = \frac{R_{Pl}}{2} + \frac{F_{Ll}}{1,5} \quad \text{Pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (pieux forés)}$$

$$Q_c = \frac{F_{Ll}}{1,5} ; R_{Pl} = 0 \quad \text{Pour les pieux qui travaillent à l'arrachement.}$$

La charge nominale Q_a :

C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant stable vis-à-vis du sol. Elle doit tenir compte :

- ❖ De la charge intrinsèque des matériaux constitutifs du pieu.
- ❖ Des effets de frottement négatifs.
- ❖ Des effets du groupe.
- ❖ Des tassements absolus et différentiels à l'intérieur d'un groupe de pieux ou entre le groupe.

Le tableau suivant nous montre les charges nominales que peut supporter le pieu (DTR-BC 2 332) (voir tableau IX.1)

	ELU		ELS	
<i>Combinaisons type d'essai</i>	<i>Combinaison Fondamentales</i>	<i>Combinaison Accidentelles</i>	<i>Combinaison Rares</i>	<i>Combinaisons Quasi permanentes</i>
<i>Essai de sol sur Place</i>	$\frac{Q_L}{1,40}$	$\frac{Q_L}{1,25}$	$\frac{Q_C}{1,10}$	$\frac{Q_C}{1,40}$
<i>Essai de sol au Laboratoire</i>	$\frac{Q_L}{3}$	$\frac{Q_L}{2,5}$	$\frac{Q_C}{2,2}$	$\frac{Q_C}{3}$

Tableau IX.1 : Charges nominales à prendre en compte sur le pieu

IX.2. Calcul de la portance d'un pieu

$$Q_u = R_p + F_L$$

R_p : la charge limite mobilisable sous la pointe du pieu

F_L = a charge limite mobilisable par frottement de fut du pieu et le sol

a-Détermination de la charge limite de pointe R_p

La résistance de pointe est calculée par la formule suivant : $R_p = Q_p \times A$

A : Section de pieu $(\frac{\pi R^2}{4})$

Q_p : la charge limite sous la pointe de pieu

$$Q_p = \sum \gamma D N_q + 1,3 c N_c$$

Application numérique

On a $R = 0,8 \text{ m}$, $D = 9 \text{ m}$, $N_C = 6$, $N_q = 1,42$

$$A = 3,14 \times \frac{0,8^2}{4} = 0,5 \text{ m}^2$$

$$Q_P = (15,4 + 16,4 + 16,4 + 17,6) \times 9 \times 1,42 + 1,3 \times 0,34 \times 10^2 \times 6$$

$$Q_P = 1106,124 \text{ kN/m}^2$$

$$R_P = 553,06 \text{ kN}$$

$$R_P = 1106,124 \times 0,5$$

$$R_P = 553,06 \text{ kN}$$

c-Détermination de La charge limite en frottement latéral

Le frottement latéral est calculé par la formule suivant : $FL = \frac{\pi}{2} B \gamma' K_p \gamma \sin \phi D^2$

K_p : coefficient de portance, qui dépend de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu. Il est donné par le tableau suivant :(tableau IX.1)

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argile - Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sable -Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes		1,8	2,6
Roches altérées ₍₁₎		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2
(1) La valeur de k_p pour ces formations est pris égale à celle de la formation meuble du tableau a la quelle le matériau concérne s'apparente le plus.			

Tableau IX.2: Les valeurs du coefficient de portance [K_p].

Calcul de frottement latéral pour chaque couche de sol (Tableau IX.3)

Type de sol	γ' (Kn/m ³)	Kp	F_L' (kN)
Calcaire blanchâtre tendre	17,4	2,6	321,05
Argile marron claire carbonaté avec des galets	18,4	1,4	182,81
Argile marron claire tendre largement carbonaté	17,0	1,6	193,03
Schiste grisâtre avec passage de blocs de grés	19,8	2,1	295,08

Tableau IX.3 : Tableau représente le frottement de chaque couche de sol

$$F_L = \sum F_L' = 120,22 + 162,94 + 186,21 + 262,30$$

$$F_L = 731,67 \text{ kN}$$

$$F_L = 991,94 \text{ kN}$$

d-Calcul de la charge admissible

$$Q_{adm} = \frac{Rp}{F_1} + \frac{F_L}{F_2} = \frac{533,06}{2} + \frac{991,91}{1,5}$$

F1 , F2 c'est de coefficients de sécurité (F1=2) , (F2=1,5)

$$Q_{adm} = 927,80 \text{ kN}$$

$$Q_{adm} = 927,80 \text{ kN}$$

e-Le nombre de pieux

$$N = \frac{W_T}{\frac{Q_U}{1,4}}$$

Résultats de calcul d'un pieu isole tubulaire ferme sont insérés dans le tableau suivant (Tableau IX.4) :

B(cm)	Rp (KN)	F _L (kN)	Q _U (kN)	Q _C (kN)	Q _n (kN)		Nombre des pieux	
					ELU	ELS	ELU	ELS
0,8	533,06	991,94	1525	927,80	1089,28	662,72	19	24

Tableau IX.4: Résultat de calcul de nombre des pieux

Discussion des résultats:

On opte pour le pieu de diamètre B=0.8m de longueur L=9m qui correspond à la charge nominale 1089,28 KN la plus défavorable

❖ Répartition des pieux sous le radier

- Pour une bonne répartition on prend n=21 pieux (Voir la figure IV.2)
- la transmission des charges de la superstructure aux pieux se fera par l'intermédiaire du radier
- Il faut que la distance entre axe de deux pieux soit au moins égale 4*B.

Alors $d \geq 4 \times B$.

Avec : B est le diamètre de pieux pour B = 0.8 → $d \geq 3,2$ m

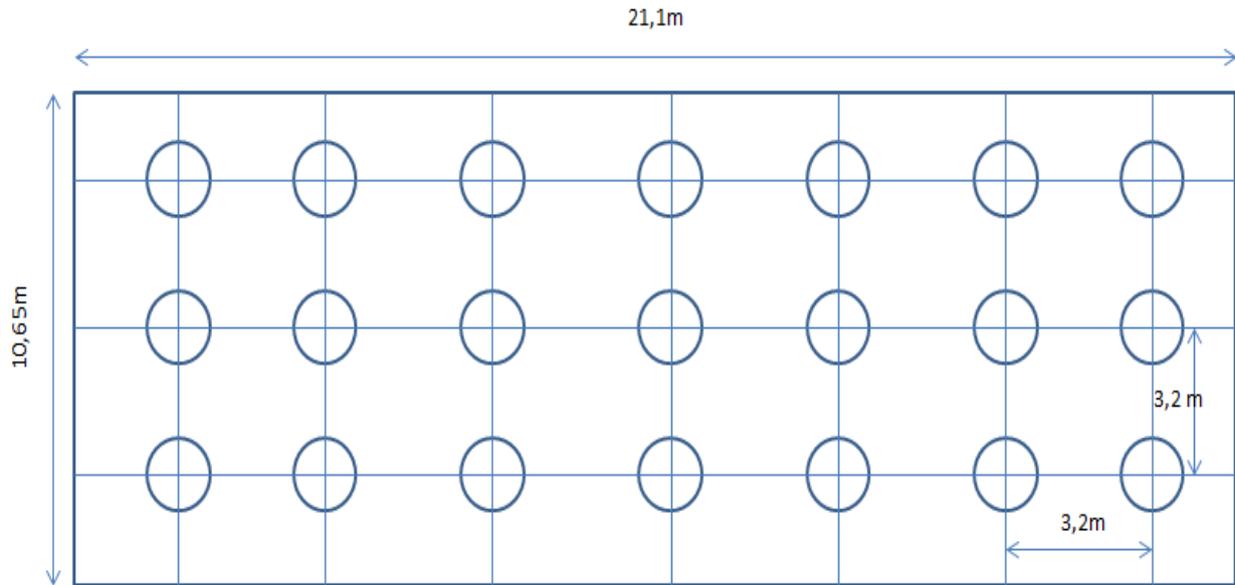


Figure IX.1 : Répartition des pieux sous le radier

IX.3. TASSEMENT D'UN PIEU ISOLE

Le tassement d'un pieu sous les charges usuelles (combinaison quasi permanentes, ou même rares) est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures de génie civil.

Selon le DTR BC 2.33.2 le tassement est donné comme suit:

Pour les pieux forés :

- $S_{ref} = 0.006B$ (avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010B)

Pour les pieux battus :

- $S_{ref} = 0.008B$ (avec des valeurs extrêmes de 0.008 et 0.012B)

Application numérique

Dans notre cas on a un pieu foré de diamètre $B=0.80m$

- $S_{ref} = 0.006 B = 0.006 \times 0,8 = 0.0048 m = 4.8 mm$

Roger Frank, préconise un tassement admissible de 5 à 10 cm pour les ouvrages importants
 $S_{ref} = 4.8 mm < 100 mm$, donc on est dans le domaine admissible.

Un pieu dans un groupe a un comportement différent du pieu isolé notamment parce que :

- ✓ La mise en place d'un groupe de pieux crée un remaniement du sol plus important.
- ✓ La charge appliquée sur un pieu a une influence sur le comportement des pieux voisins.

➤ **Le coefficient de l'efficacité**

$$C_e = 1 - \frac{2 \operatorname{Arctg}\left(\frac{D}{S}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Avec :

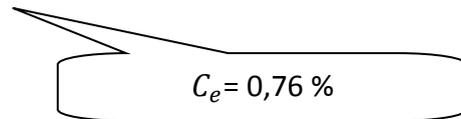
D: diamètre des pieux ;

S : entre axes des pieux ;

n : nombre de lignes de pieux ;

m : nombre de colonnes de pieux.

$$C_e = 1 - \frac{2 \operatorname{Arctg}\left(\frac{0,8}{3,2}\right)}{180} \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{7}\right) \rightarrow$$



On remarque que l'efficacité est importante, donc la disposition des pieux est bonne.

IX.4. FERRAILLAGE DES FONDATIONS

IX.4.1. Ferrailage des pieux

Le (D.T.R.B.E.1.32) préconise que pour les pieux forés:

- Le pieu est armé sur toute sa hauteur.
- Les barres haute adhérence.
- Les armatures longitudinales sont des barres en acier à haute adhérence, leur nombre minimale sera:
 - ✓ 6 pour les pieux de diamètre $B < 80 \text{ cm}$ de diamètre minimal est de 12 mm
 - ✓ 10 pour les pieux de diamètre $B > 80 \text{ cm}$ de diamètre minimal est de 12 mm
- Les armatures transversales formées de cerces sont en général en acier doux et leur diamètre minimale de $\Phi 6$ à $\Phi 8$ d'un espacement de 35cm
- La section totale d'armature doit être égale:
 - 0.5 % de la section nominale du pieu $\Rightarrow A_{\min} = 25 \text{ cm}^2$ pour $B = 0,8 \text{ m}$
- L'enrobage réglementaire est de 7cm

➤ Application numérique

On a un radier d'épaisseur ($e_p = 60\text{cm}$) est supposés rigide, et entre axe maximum entre deux semelles de liaisons est de 5m ($l = 5\text{m}$).

- $A_{\min} = 25\text{ cm}^2$, on a choisit $A = 8\text{HA}20$, $A_p = 25.13\text{ cm}^2$
- Les armatures longitudinales sont encadrées par des cercles de $\Phi 8$
- L'espacement des cercles est de $St = 35\text{cm}$

IX.4.2. Le schéma de ferrailage du pieu :

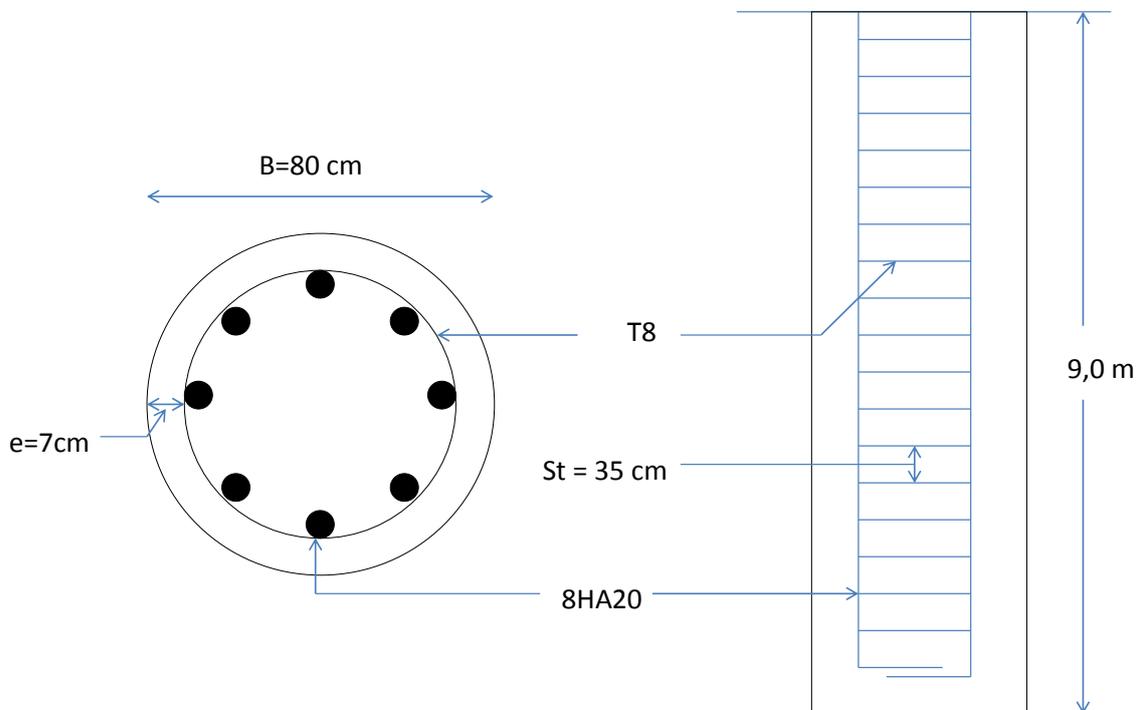


Figure IX.5 : Schéma de ferrailage de pieu

IX.5. ETUDE DE RADIER:

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures.

IX.5.1. Dimensionnement du radier :➤ **Condition de coffrage :**

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h_t \geq \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

$$h_d = 80 \text{ cm}$$

➤ **Pour la dalle :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h_0 \geq \frac{510}{20} = 25,5 \text{ cm}$$

$$h_n = 80 \text{ cm}$$

➤ **condition de rigidité :**

On doit vérifier que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi * l_e}{12}$$

Avec :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$$

l_e : longueur élastique

E : module d'élasticité du béton

I : moment d'inertie de la section

b : la largeur de la section

K : coefficient du radier ($K=0.4$)

$$I = (b * h^3) / 12 = 3413333,33 \text{ cm}^4$$

$$E = 32.1642 \text{ MP}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 * 321642 * 3413333,33}{0,4 * 360}} = 417,89 \text{ cm} = 4,17 \text{ m}$$

$$l_e = 417,89 \text{ cm} \rightarrow l_e = 4,17 \text{ m}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times 4,17 = 6,60\text{m}$$

$$L_{\max} = 5,10 < 6,60 \dots\dots\dots\text{CV}$$

A partir de ses deux condition on prend

$$b = B_{\text{pieu}} = 0,8\text{m}$$

$$h_d = 80\text{cm} \quad \text{pour la nervure du radier.}$$

$$h_n = 80\text{cm} \quad \text{pour la dalle du radier.}$$

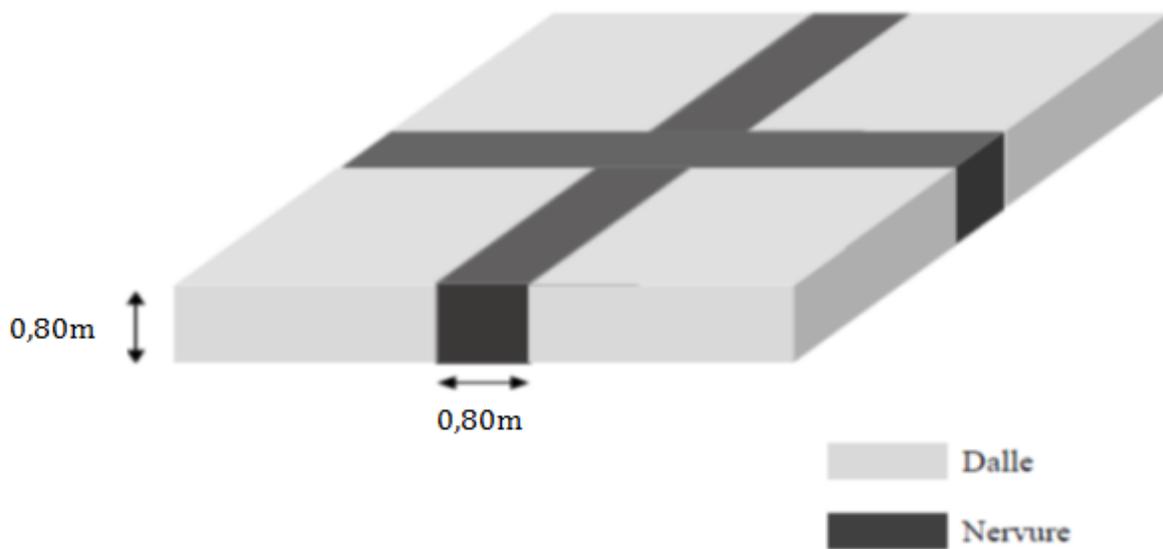


Figure.XI.1: Dimension du radier

➤ **Vérification du radier au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

$$q_u = \frac{N}{S_r}$$

$$N = N_1 + N_2$$

N : poids total

N₁ : poids de la super structure

N₂ : poids du radier

S_r = surface du radier

$$d = 0,9 \times h ; b = 0,8\text{m}$$

d'où

$$N = 2535,99 + 337,0725 = 2873,062 \text{ tp}$$

$$q_u = \frac{2873,062}{224,71} = 12,78 \text{ t}$$

$$V_u = \frac{12,78 \times 5}{2} = 31,95 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{31,95 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,9 \times 0,8} = 0,055 \text{ t} = 0,0055 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IX.5.2. Ferrailage de la dalle du radier:

		E.L.U		E.L.S	
		M ₁₁ (kN.m)lx	M ₂₂ (kN.m)ly	M ₁₁ (kN.m)lx	M ₂₂ (kN.m)ly
Dalle	Appui	387,121	278,212	283,754	204,61
	Travée	240,21	195,13	190,03	150
Nervure	Appui	319,92	306,69	235,61	226,61
	Travée	129,71	120,40	95,90	88,81

Tableau IX.1: tableau des moments de la dalle et de la nervure

à l'ELU et l'ELS (SAP2000)

a)- Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1x1) m² et en deux directions, l'une suivant Lx et l'autre suivant Ly.

En travées**❖ Ferrailage suivant Lx**

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa};$$

$$M_{ut} = 240,21 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,018$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0,018)}).$$

$$\alpha = 0,022$$

$$Z = 0,9 \cdot 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot (0,022))$$

$$Z = 0,71$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 9,72 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage suivant Ly

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa};$$

$$M_{ut} = 195,13 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,015$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0,015)}).$$

$$\alpha = 0,018$$

$$Z = 0,9 \cdot 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot (0,018))$$

$$Z = 0,71$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 7,9 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification a l'ELS :

Suivant L_x

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{240,2 \cdot 10^{-3}}{190,03 \cdot 10^{-3}}$$

$$\gamma = 1,26$$

$$\alpha \leq \frac{1,26-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,38 \quad \rightarrow 0,022 < 0,38 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

Suivant L_y

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{195,13 \cdot 10^{-3}}{150 \cdot 10^{-3}}$$

$$\gamma = 1,30$$

$$\alpha \leq \frac{1,30-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,40 \quad \rightarrow 0,018 < 0,40 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

En appuis❖ Ferrailage suivant L_x

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa};$$

$$M_{ut} = 387,121 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,033$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0,033)})$$

$$\alpha = 0,042$$

$$Z = 0,9 * 0,8 * (1 - 0,4 * (0,042))$$

$$Z = 0,77$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 12,98 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage suivant Ly

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$M_{ut} = 278,212 * 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,024$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0,024)})$$

$$\alpha = 0,030$$

$$Z = 0,9 * 0,8 * (1 - 0,4 * (0,030))$$

$$Z = 0,71$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 11,25 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELS

Suivant L_x

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{387,121 * 10^{-3}}{283,754 * 10^{-3}}$$

$$\gamma = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,43 \quad \rightarrow 0,042 < 0,43 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

Suivant L_v

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{283,754 \cdot 10^{-3}}{204,61 \cdot 10^{-3}}$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,44 \quad \rightarrow 0,018 < 0,030 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

◆ Condition de non fragilité

$$A_{st \min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right).$$

$$A_{st \min} \geq \max \left(\frac{100 \cdot 60}{1000}; 0,23 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 80 \cdot \frac{2,1}{400} \right).$$

$$A_{st \min} \geq \max (6\text{cm}^2; 8,69\text{cm}^2) \quad \rightarrow A_{st \min} \geq A_{st} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Travée

$$\text{Sens x-x} \quad 9,72\text{cm}^2 > 8,69\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y} \quad 7,9\text{cm}^2 > 8,69\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Cnv}$$

Appui

$$\text{Sens x-x} \quad 12,98\text{cm}^2 > 8,69\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y} \quad 11,25\text{cm}^2 > 8,69\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Choix fe ferrailage longitudinale****En Travée**

Sens x-x $9T12 = 10,18\text{cm}^2$

Sens y-y $8T12 = 9,03\text{cm}^2$

En appui

Sens x-x $9T14 = 13,85\text{cm}^2$

Sens y-y $8T14 = 12,32\text{cm}^2$

Selon RPA99 V2003 :

$A_{st} \geq A_{min}$

$A_{min} = 0,5\% * b * h$ **RPA99 V2003; [7.5.2.1] P(69)**

$A_{min} = 0,005 * 100 * 0,8 \rightarrow A_{min} = 40\text{cm}^2$

$AS_{travée} + AS_{appui} = 9,72 + 7,9 = 17,62 \text{ cm}^2 < 40\text{cm}^2$ **CNV**

Donc on choisit**En travée**

Sens x-x $10T16 = 20,11\text{cm}^2$

Sens y-y $10T16 = 20,11\text{cm}^2$

En appui

Sens x-x $10T16 = 20,11\text{cm}^2$

Sens y-y $10T16 = 20,11\text{cm}^2$

$AS_{travée} + AS_{appui} = 20,11 + 20,11 = 40,22 \text{ cm}^2 > 40\text{cm}^2$ **CV**

Calcul de l'espacement

BAEL91 : $St \leq \min(0,9 * d_{cm} ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min(72\text{cm} ; 40\text{cm})$

Alors : $St \leq 40\text{cm}$

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

IX. 5.3. Calcul de Ferrailage de la nervure:

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire $b \cdot h = 80 \cdot 80 \text{ cm}^2$

En travée**❖ Ferrailage suivant Lx**

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa};$$

$$M_{ut} = 129,71 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,015$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0,015)}).$$

$$\alpha = 0,018$$

$$Z = 0,9 \cdot 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot (0,018))$$

$$Z = 0,71$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 5,25 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage suivant Ly

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa};$$

$$M_{ut} = 120,40 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,014$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 0,014)}).$$

$$\alpha = 0,017$$

$$Z = 0,9 \cdot 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot (0,014))$$

$$Z = 0,71$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \cdot \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = 4,87 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification a l'ELS :

Suivant L_x

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{129,71 \cdot 10^{-3}}{95,90 \cdot 10^{-3}}$$

$$\gamma = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,42 \quad \rightarrow 0,018 < 0,42 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

Suivant L_y

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{120,40 \cdot 10^{-3}}{88,81 \cdot 10^{-3}}$$

$$\gamma = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,42 \quad \rightarrow 0,017 < 0,42 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

En appui❖ Ferrailage suivant L_x

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa};$$

$$M_{ut} = 129,71 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,015$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 * 0,015)}).$$

$$\alpha = 0,018$$

$$Z = 0,9 * 0,8 * (1 - 0,4 * (0,018))$$

$$Z = 0,71$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 5,25 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage suivant Ly**

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa};$$

$$M_{ut} = 120,40 * 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,020$$

$\mu_u < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - (2 * 0,020)}).$$

$$\alpha = 0,025$$

$$Z = 0,9 * 0,8 * (1 - 0,4 * (0,025))$$

$$Z = 0,71$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z * \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 4,87 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Suivant L_x

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{319,92 * 10^{-3}}{235,63 * 10^{-3}}$$

$$\gamma = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,42 \rightarrow 0,018 < 0,43 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

Suivant L_v

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{st}}$$

$$\gamma = \frac{306,69 \cdot 10^{-3}}{226,61 \cdot 10^{-3}}$$

$$\gamma = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha \leq 0,42 \quad \rightarrow 0,025 < 0,43 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

❖ Condition non fragilité :

$$A_{st \min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right).$$

$$A_{st \min} \geq \max \left(\frac{80 \cdot 80}{1000}; 0,23 \cdot 80 \cdot 0,9 \cdot 80 \cdot \frac{2,1}{400} \right).$$

$$A_{st \min} \geq \max (6,4 \text{cm}^2 ; 6,95 \text{cm}^2) \quad \rightarrow A_{st \min} \geq A_{st} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Travée

$$\text{Sens x-x} \quad 5,25 \text{cm}^2 > 6,95 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\text{Sens y-y} \quad 4,87 \text{cm}^2 > 6,95 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Appui

$$\text{Sens x-x} \quad 5,25 \text{cm}^2 > 6,95 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\text{Sens y-y} \quad 4,87 \text{cm}^2 > 6,95 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

En Travée

$$\text{Sens x-x} \quad 7\text{T}12 = 7,92 \text{cm}^2$$

$$\text{Sens y-y} \quad 7\text{T}12 = 7,92 \text{cm}^2$$

En appui

$$\text{Sens x-x} \quad 7\text{T}12 = 7,92 \text{cm}^2$$

$$\text{Sens y-y} \quad 7\text{T}12 = 7,92 \text{cm}^2$$

❖ Calcul de ferrailage transversal

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{\min}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{80}{35}; \frac{80}{10}; 1,2\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(2,2; 8; 1,2)$$

$$\Phi_t \leq 8$$

On prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

❖ Calcul de l'espacement

Calcul de l'espacement : Selon le RPA

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 1,2 \phi_{\min}, 30\text{cm}\right)$$

Avec ϕ_{\min} est le diamètre le petit du ferrailage longitudinal.

$$St' \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

$$\text{En zone nodale : } St \leq \text{Min}(20\text{cm}; 14.4 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On choisit : $St = 15 \text{ cm}$.

$$St' \leq \frac{80}{2} \leq 40 \text{ cm}$$

On choisit : $S't = 25 \text{ cm}$.

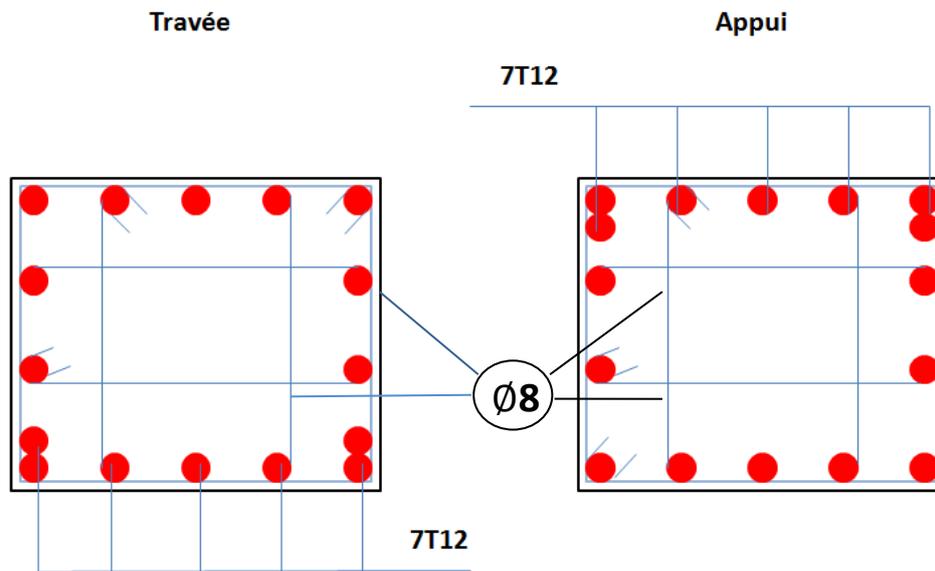


Figure XI.2: Schéma de ferrailage de la nervure dans le sens X-X et le sens Y-Y

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études nous a permis, d'une part de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée de nos études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Et d'autre part, nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant les deux domaines bâtiment et la géotechnique, qui nous permet d'identifier les sols, et par conséquent d'avoir une idée sur leurs comportements ainsi que le choix du type de fondation.

Nous nous sommes intéressés en premier lieu, à mettre en pratique nos connaissances acquises durant les cinq années d'étude sur l'ouvrage à étudier. Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99 v2003 et BAEL91, pour le pré-dimensionnement, calcul et vérification des différents éléments constituant le bâtiment.

Le sol d'étude présente une faible portance ce qui nous a conduit à opter pour l'utilisation de fondations profondes comme meilleure remède en vue d'assurer une transmission convenable des charges de la superstructure au sol d'assise.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] : **D.T.R.B.C-2.48** Règles parasismiques algériennes « RPA99 »
- [2] : Règles Parasismiques Algériennes RPA 99
- [3] : **D.T.R.B.C-2.2** Charges permanentes et charges d'exploitation
- [4] : Règle **BAEL91** modifié 99(Béton armé aux états limite)
- [5] : **CBA 93** , Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé

[6] : **TALEB M. & ZENAGUI M.M** , Etude d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial« *SS + RDC + 10 étage* »

[7] : **CHIALI H. & DAHMANI Y**, Etude technico économique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial« *SS+RDC+07 étages* » en Béton Armé.

[8] **ROGER FRANK**, (Calcul des fondations superficielles et profondes) , Technique de l'ingénierie, Edition presse de l'Ecole National des Ponts et chaussées; 1995.

[9] **Roger Frank**. Calcul des fondations superficielles, (Technique de l'ingénieur, Doc. C 246), 1999.

[10] : **FREDERIC**, les fondations profondes, lycée PIERRE , version 2008.

[11] : **DTR BC 2.33.2** (Méthodes de calcul des fondations profondes), centre de recherche national et de la recherche appliquée en génie parasismique, Aout 1994.

[12] : **FRANCOIS SCHLOSSER**, (éléments de mécanique des sols).

[13] : **PHILIPPONAT G, HUBERT B**, Fondations et ouvrages en terre, Edition EYROLLES-1998.

[14] : **Bouklouda. A; Nabil. A**; Mémoire de fin d'étude thème (Etude d'un bâtiment R+9+un sous-sol) à Sidi Ali Elbhar contreventé par un système mixte voile et portique en incluant l'étude des fondations);2007.

[15] **BENKACI S et OUBRAHAM L**. 2015. Calcul des fondations et étude de la stabilité du site d'implantation de la station d'épuration de Sidi Aïch, wilaya Bejaia.2016

[16] **AKIF I, ATMANIOU B**, Etude de l'infrastructure d'un bâtiment (hôtel R+12) sis a Saket Bejaia.2015

LOGICIELS UTILISES

- SAP 2000.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTO CAD 2013.