

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique & Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة الجيلالي بونعامة بخميس مليانة
Université Djilali BOUNAMAA de Khemis Miliana « »
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté Des Sciences des Sciences et de la Technologie
قسم التكنولوجيا
Département de la Technologie

Mémoire de Fin d'Etudes

Pour l'Obtention du Diplôme de Master Académique

Filière : Génie Civil

Obtention : Structures

Thème :

**Etude un bâtiment (RDC+9) en béton
armé avec estimation du tassement**

Présenté par :

- BOUKELTOUM ISMAIL
- MAHAMMEDI ISHAK

Devant les membres du jury :

Dr. TOUHARI MAHFOUD
Dr. KHEBIZI WIAM
Dr. HADJ SADOK SID
AHMED

Président
Encadreur
Examineur

Promotion 2022-2023

ملخص

يهدف المشروع أساسا الى دراسة تقنية لإنجاز عمارة سكنية غير منتظمة القياسات (طابق أرضي + 9 طوابق) الواقعة في مدينة درارية ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99. نسخة معدلة سنة 2003. هذا المشروع محقق بواسطة العارضات الأعمدة و الجدران من الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية. قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمول بها في الجزائر حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائر 99 نسخة معدلة سنة 2003 و مقياس الخرسانة المسلحة **BAEL1991**. قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد والتحليل و حساب القوى الداخلية لعناصر البناية قد أنجز بواسطة برنامج ETABS 18-0-2.

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة نظام SOCOTEC. أما الجدران الخرسانية المسلحة و العناصر الثانوية تم يدويا.

قمنا بتقييم تسوية التربة عن طريقة (مقياس الضغط) على مدة عشرة اعوام

الكلمات المفتاحية : الهيكل, الخرسانة, جيوتقنية

RESUME

Le présent mémoire, porte sur l'étude d'un bâtiment à usage habitation de forme irrégulière en plan (RDC+9) et qui est implantée dans la commune de DERARIA dans la wilaya d'Alegria classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Ce projet contreventé par des poutres, poteaux et des voiles en béton armé pour assurer la stabilité de la structure vis-à-vis les charges verticales et les actions horizontales. Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été effectué conformément au *RPA99 version2003* et *BAEL91 Modifié 99*. L'analyse sismique de la structure et le calcul les efforts internes des éléments a été réalisée automatique par le logiciel de calcul *ETABS 18-0-2*. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage *SOCOTEC*, cependant, les voiles et des éléments secondaires ont été calculés manuellement .

. Nous avons évalué le tassement du sol par la méthode pressiométrique sur une période de dix ans

Mots clés : construction, tassement, fondations

BSTRACT

This thesis deals with the study of an irregularly shaped building in plan (**RDC + 9**) and is located in the municipality of DERARIA in Algiers, classified as zone III according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003). Sizing of the load-bearing members of the structure was done in accordance with BAEL91 Modified 99 and RPA99 version 2003. The seismic analysis of the structure was performed manually by a discrete and automatic system by the calculation software ETABS 18-0-2. The floors of the building were modeled by diaphragms (indeflexible in their plan). The reinforcement of the structure by the addition of bracing webs was necessary since the inter-stage lateral displacements of the pre-dimensioned structure exceeded the admissible values.

The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the SOCOTEC reinforcement software, while that of the walls and the secondary elements was done manually.

. We evaluated the compaction of the ground by the pressuremeter method over a period of ten years

Key Words : construction, settlement, foundation

DEDICACES

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux
Personnes les plus chères au monde, mes chers parents pour leurs
amour*

*Et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif,
que*

ALLAH me les garde

À... Mon cher père, FOUZI, Ma chère mère,

⊗ très chers proches à mon cœur que je les aime beaucoup

⊗ Mon ches frère ABDEALLHE et, a mes seours

⊗ Toute la famille MAHAMMEDI et KERIOU

⊗ Mon binôme ISMAIL

⊗ Mes amis : AYEMNE, ABDEALRHMANE,

ABOUBEKRE

⊗ Tous ceux qui me connaissent ...

À toute la promotion 2022-2023 DE GÉNIE CIVIL

ISFK



DEDICACES

Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont cher :

Plus particulièrement à mon père, lui qui m'a toujours soutenu tous au long de ma vie, il est et restera mon exemple et mon idéal.

A ma chère mère, je ne peux pas décrire avec des mots ce qu'elle représente pour moi. Merci d'avoir toujours été là pour moi.

À... *MES frère OUSSAMA ET KAIS ET TAREK
ET (CH ; L ; FA ; KH)*

☞ *Toute la famille BOUKELTOUM qui sont chère à moi*

☞ *Mon binôme ISHAK*

☞ *A mes meilleur ami-e-s, merci pour les très bons moments que nous avons partagé ensemble, je vous aime toutes et tous (seif eddine)*

☞ *A tous ceux qui m'ont soutenu et qui me soutien encore*

À toute la promotion *2022-2023 DE GÉNIE CIVIL*

ISHAK

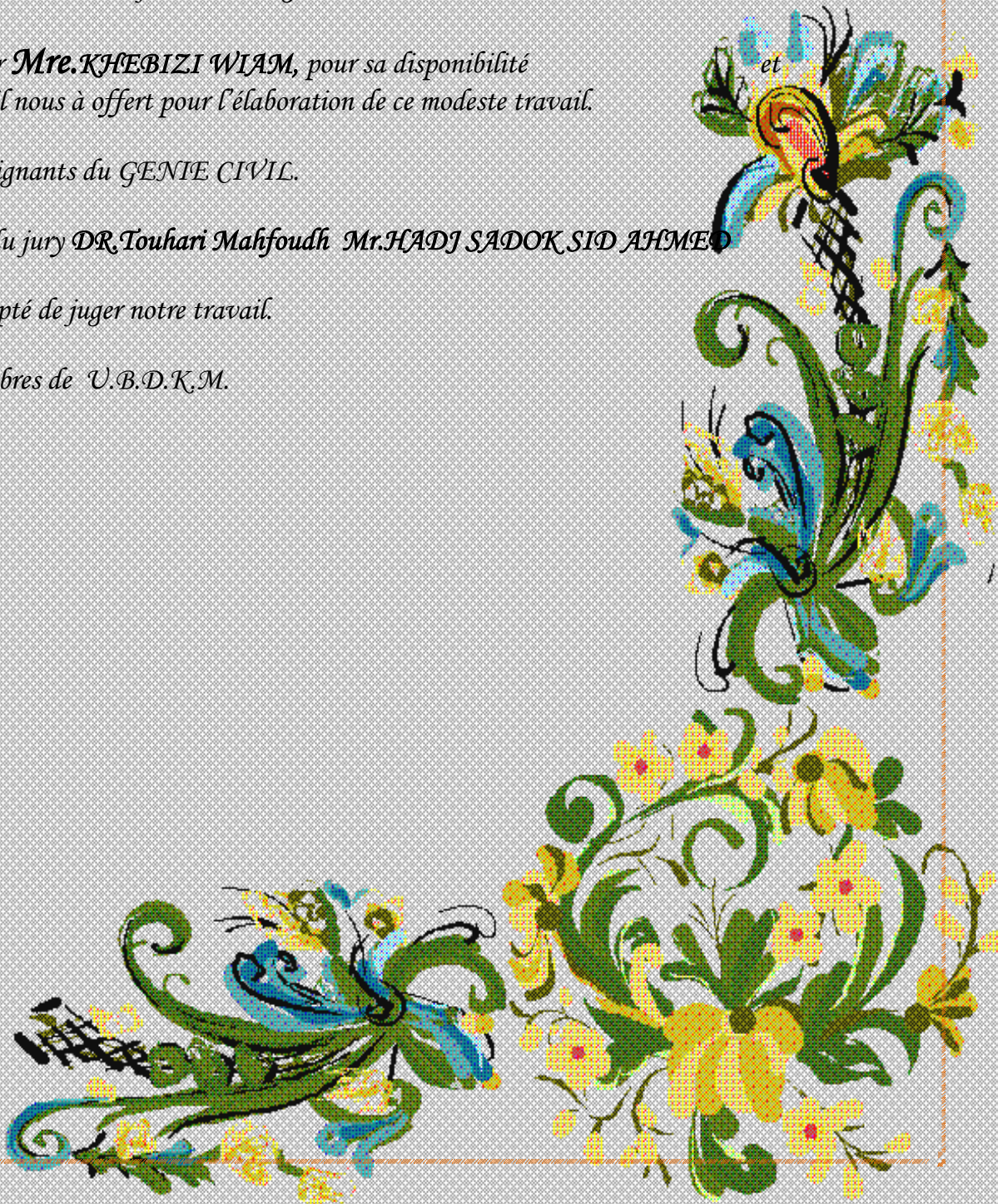


REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde et nos vifs remerciements:

- ☞ *Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*
- ☞ *A nos parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*
- ☞ *A notre promoteur **Mme. KHEBIZI WIAM**, pour sa disponibilité l'aide précieuse qu'il nous à offert pour l'élaboration de ce modeste travail.*
- ☞ *A tous les enseignants du GENIE CIVIL.*
- ☞ *Aux membres du jury **DR. Touhari Mahfoudh Mr. HADJ SADOK SID AHMED** pour avoir accepté de juger notre travail.*
- ☞ *A tous les membres de U.B.D.K.M.*

ISMAIL
Et
ISHAK



LISTES DES TABLEAUX

▪ Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.....	09
▪ Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse à corps creux	15
▪ Tableau II.2: Charge et surcharge du plancher courant à corps creux.....	16
▪ Tableau II.3: Charge et surcharge du dalle machine.....	16
▪ Tableau II.4: Charge et surcharge murs extérieurs.....	17
▪ Tableau II.5: Charge et surcharge murs intérieur.....	17
▪ Tableau II.6 : Charge et surcharge Escalier (volée).....	18
▪ Tableau II.7 : Charge et surcharge (palier)	18
▪ Tableau II.8. Pré dimensionnement finales des poutres.....	20
▪ Tableau II.9. Dégression des surcharges.....	23
▪ Tableau II.10. choix des sections des poteaux centraux.....	23
▪ Tableau II.11. Section des poteaux.....	24
▪ Tableau III.1. Ferrailage à L.E.L.U.....	25
▪ Tableau III.2. Vérification à l'ELS.....	26
▪ Tableau III.3 : Résultat des charges revenant aux poutrelles.....	26
▪ Tableau III.4: Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELU.	27
▪ Tableau III.5: Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELS.	27
▪ Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	27
▪ Tableau III.7. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	28
▪ Tableau III.8. Ferrailage dalle pliene.....	30
▪ Tableau III.9. Le chargement de la rampe pour une bande de 1m.....	31
▪ Tableau.III.10. Ferrailage de l'escalier.	32
▪ Tableau.III.11. Vérification à l'E.L.S de l'escalier.	32
▪ Tableau.III.12. Vérification de la flèche de l'escalier.	33
▪ Tableau.III.13. Ferrailage de la poutre palière	34
▪ Tableau.III.14. Vérification à l'E.L.S de la poutre palière.	34
▪ Tableau.III.15. Ferrailage d'ascenseur.....	35
▪ Tableau III.16. Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens Lx).....	35
▪ Tableau III.17. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)	36
▪ Tableau III.18. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	36
▪ Tableau IV.1. Facteur de qualité.....	44
▪ Tableau IV.2. Sollicitations dues aux charges verticales.....	47
▪ Tableau IV.3. Vérification de la période fondamentale.....	47
▪ Tableau IV.4. Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	48
▪ Tableau IV.5. Vérification des efforts Sismiques à la base.....	51
▪ Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter étages Sens X-X.....	52
▪ Tableau IV.7. Vérification des déplacements inter étages Sens Y-Y.....	53
▪ Tableau IV.8. Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens X-X.....	54
▪ Tableau IV.9. Vérification l'effet p- Δ inter étages Sens Y-Y.....	54
▪ Tableau IV.10.Vérifications des Sollicitations normales modèle final.....	55
▪ Tableau .V.1.Situation durable.....	58
▪ Tableau .V.2. Situation accidentelle.....	59
▪ Tableau V. 3.Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax,Mcorr).....	60
▪ Tableau V.4.Ferrailages des poteaux situation durable (M3max,Ncorr).....	60
▪ Tableau V.5.Ferrailages des poteaux situation durable (M2max,Ncorr).....	61
▪ Tableau V. 6. Ferrailages des poteaux situation durable (Nmax,Mcorr).....	61

▪ Tableau V.7.Ferraillages des poteaux situation durable (M3max,Ncorr).....	62
▪ Tableau V.8.Ferraillages des poteaux situation durable (M2max,Ncorr).....	62
▪ Tableau V. 9.Ferraillages des poteaux situation durable (Nmax,Mcorr).....	62
▪ Tableau V.10.Ferraillages des poteaux situation durable (M3max,Ncorr).....	63
▪ Tableau V.11.Ferraillages des poteaux situation durable (M2max,Ncorr).....	64
▪ Tableau V.12.Choix des armatures des poteaux carrés.....	64
▪ Tableau V.13.Vérification des contraintes pour les poteaux.....	65
▪ Tableau V.14.Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	66
▪ Tableau V.15. Espacements maximales selon RPA99.....	67
▪ Tableau V.16. Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	69
▪ Tableau V.17.la longueur de recouvrement.....	69
▪ Tableau V.18.Ferraillage des poutres porteuses (situation durable)	70
▪ Tableau V.19. Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)	73
▪ Tableau V.20. Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable)	74
▪ Tableau V.21. Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle)	75
▪ Tableau V.22. Choix des armatures pour les poutres porteuses	76
▪ Tableau V.23. Choix des armatures pour les poutres non porteuses	77
▪ Tableau V.24.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	77
▪ Tableau V.25. Calcul des armatures transversales.....	78
▪ Tableau V.26. Vérification des poutres porteuses.....	79
▪ Tableau V.27. Vérification des poutres non porteuses.....	79
▪ Tableau V.28. Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	79
▪ Tableau V.29. Vérification de la flèche.	82
▪ Tableau V.30. Caractéristique des voiles	83
▪ Tableau V.31. Vérification de l'effort tranchant des voiles	90
▪ Tableau V.32. Caractéristique de l'ascenseur.....	90
▪ Tableau V.33. Les contraintes de l'ascenseur.....	90
▪ Tableau V.34 Choix d'armature de l'ascenseur.....	90
▪ Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations.	98
▪ Tableau VI.2. Sections des semelles filantes sens x-x :	100
▪ Tableau VI.3. Sections des semelles filantes sens y-y :	100
▪ Tableau VI.4 : Vérification des contraintes.....	108
▪ Tableau VI.5 : Vérification de renversement.....	110
▪ Tableau VI.6: Vérification de soulèvement.....	110
▪ Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELU.	112
▪ Tableau VI.8. Calcul des moments à l'ELS.	113
▪ Tableau VI.9. Ferraillage de panneau le plus sollicité du radier.....	113
▪ Tableau VI.10. Vérification des contraintes.....	114
▪ Tableau VI.11. Ferraillage des nervures suivant x-x.....	115
▪ Tableau VI.12. Ferraillage des nervures suivant y-y.....	115
▪ Tableau VI.13.vérification des contraintes à l'ELS.....	116
▪ Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS.....	116
▪ Tableau VI.15. Espacement des armatures transversales.....	117
▪ Tableau VI.16. Choix des armatures transversales.....	118
▪ Tableau VI.17. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	121
▪ TableauVII.1 : Valeurs du coefficient rhéologique α	132
▪ TableauVII.2: Valeurs des coefficients de forme λ_c et λ_d	132
▪ TableauVII.3 Résultat de l'essai pressiométrique N° SP1.....	134
▪ TableauVII.4 :Les Caractéristique de sol	135
▪ TableauVII.5 Résultat coefficient rhéologique α	136
▪ TableauVII.6 Résultat Coefficients de forme λ_c et λ_d	136

▪ TableauVII.7. Résultat du module pressiométrique.....	137
▪ TableauVII.8 Les donnée calcule le tassement.....	137
▪ TableauVII.9.résultant de tassement.....	138

LISTES DES FIGURES

▪ Figure I.1 :Planchers à corps creux.....	03
▪ Figure I.2. Brique creuse.....	05
▪ Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	08
▪ Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	08
▪ Figure I.5. Diagramme contraintes déformations de l'acier à l'ELU.....	10
▪ Figure II.1. Dimension de l'acrotère	13
▪ Figure II.2: Dalle pleine.....	14
▪ Figure III.1. Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	40
▪ Figure III.2. Diagramme Des Efforts Internes	41
▪ Figure IV.1. Spectre de réponse.....	46
▪ Figure IV.2. Spectre de réponse de d'après RPA.....	49
▪ Figure IV3. Modèle de disposition des voiles.....	49
▪ Figure IV.4. Modèle en 3D.....	50
▪ La figure IV.4 représente le mouvement des trois premiers modes.....	50
▪ Mode 1 : Translation selon l'axe X.....	50
▪ Mode 2 : Translation selon l'axe Y.....	52
▪ Mode 3 : Torsion.....	52
▪ Figure V.1 Zone nodale.....	57
▪ Figure V.2. Ferrailage des poteaux.....	70
▪ Figure V.3. Ferrailage des Poutres porteuses.....	83
▪ Figure V.4. Ferrailage des Poutres non porteuses.....	83
▪ Figure V.5.Vue en plan du voile plein en U.....	86
▪ Figure V.6. Schéma de ferrailage du voile en forme U.....	89
▪ Figure V.7 plan de position des voiles.....	89
▪ Figure V.8 Ferrailage de l'ascenseur.....	92
▪ Figure VI.1: Ferrailage de longrine.....	95
▪ Figure VI.2. Ferrailage du voile périphérique.....	96
▪ Figure VI.3. Radier général nervure.....	102
▪ Figure .VI-4 : Schéma de transmission des charges.....	103
▪ Figure .VI-5 : Schéma de transmission des charges.....	103
▪ Figure VI.6. Contraintes sous le radier	108
▪ Figure .VI.7 : Le panneau le plus sollicité.....	112
▪ Figure VI.8. Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens x-x et y-y.....	114
▪ Figure VI.9. Ferrailage des nervures sens x-x	118
▪ Figure VI.10. Ferrailage des nervures sens y-y.....	119
▪ Figure .VI-11 : Représentation schématique de débord.....	119
▪ Figure VII.1 : description du tassement.....	122
▪ Figure VII.2: tassement uniforme.....	123
▪ Figure VII.3: rupture de canalisations suite à un tassement uniforme.....	123
▪ Figure VII.4: désordre dû à un tassement différentiel.....	124
▪ Figure I.5: composantes d'un tassement.....	125
▪ Figure I.6: Les phases d'un tassement.....	126
▪ Figure VII.7: appareil présumétrique.....	128
▪ Figure VII.8.appariel pénétromètre	129
▪ Figure VII.9: Essais œdométriques.....	130

- Figure VII.10 : Décomposition du terrain pour le calcul des modules équivalue..... 134
- Figure VII.11 : description du fondation..... 135

LISTES DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.

- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.

- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

SOMMAIRE

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Sommaire	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1 Introduction	2
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3 Caractéristiques géométriques	2
I.3.2 Dimension en élévation.....	2
I.3.1 Dimension en plan.....	2
I.4. Description de l'ossature	3
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.6. Hypothèses de calcul	11
I.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	12
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II.I Introduction.....	13
II.2 Pré dimensionnement de l'ouvrage	13
II.3 Evaluation Des Charges	15
II.4. Pré-dimensionnement des éléments principaux.....	19
Chapitre III: Calcul des éléments non structuraux	
III .1 Introduction	25
III.2. Acrotère.....	25
III.3. Calcul des planchers.....	26
III.4. Escaliers.....	31
III.5. Etude de la poutre palière.....	33
III.6. Etude da la Dalle machine.....	34
Chapitre IV.1.Etude dynamique	
I V.1 Introduction	37
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	37
IV.3. Calcul par la méthode modale spectrale	38
IV.4. Vérification de la stabilité de la structure par la méthode spectrale modale.....	46
Chapitre V :Ferrailage des éléments structuraux	
V .1 Introduction	56
V.2 Ferrailage des poteaux.....	56
V.3 Ferrailage des poutres	71
V.4 Ferrailage des voiles	84
V.5 Caractéristiques et ferrailage de l'ascenseur.....	90

CHAPITRE VI : Etude de fondation

VI.1 : Introduction	93
VI.2. Classification des fondations	93
VI.3. Ferrailage de longrine	93
VI.4. Voile périphérique	95
VI.5. Etude préliminaire du choix de type de fondation.....	96
VI.6. Etude du radier général.....	101
VI.7. Ferrailage du radier	111
VI.8. Ferrailage des nervures	115
VI.9. Ferrailage des débords	119

Chapitre VII :Evaluation du Tassement

VII .1 Introduction	122
VII.2 Définition de Tassement du sol	122
VII.3 Différents Types de Tassements	123
VII.4. Composantes d'un tassement	124
VII.5 Causes du tassement	126
VII.5 . Essais de la compressibilité des sols en laboratoire	130
VII.6 Estimation du tassement	133
VII.7 Estimation du tassement de bâtiment étudié	134
Conclusion générale.....	135

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and floral patterns, are positioned above and below the central text.

Introduction générale

Le domaine de la construction et du Génie Civil de façon générale est un domaine fascinant qui ne cesse de se développer. C'est l'un des piliers qui assurent une bonne infrastructure d'un pays. Au cours des années, la construction et les matériaux utilisés ainsi que les règlements ont connus des changements et des innovations remarquables.

En Algérie, la construction a pris une autre tournure après le fameux séisme de BOUMERDES qui a engendré des dégâts humains et matériels importants. De ce fait le règlement parasismique Algérien a connu des modifications et des améliorations pour mieux répondre aux exigences et à la sécurité vis-à-vis des actions sismiques.

L'objet du présent travail est l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, un RDC+9 étages avec estimation du tassement sous les fondations qui doit parfaitement répondre aux exigences de la loi et la réglementation notamment la sécurité et la stabilité mais aussi l'économie. La structure doit être le plus possible résistante et le moins possible chère.

Le principal travail à faire est de réaliser une ossature solide qui contient des portiques en béton armé et des voiles disposés de telle sorte à avoir un bon comportement vis-à-vis du séisme à l'aide de différents outils (règlements, logiciels...etc).

Les démarches à suivre dans la présente étude sont sous citées :

- ✓ Le premier chapitre sera dédié pour une présentation générale de la structure : la situation géographique, les données géométriques et géotechniques ainsi que le choix des matériaux utilisés.
 - ✓ Le deuxième chapitre se portera sur un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (planchers, escaliers, poteaux, poutresetc).
 - ✓ Le troisième chapitre consiste à calculer et à ferrailer les éléments non structuraux (planchers, escaliers, dalles pleines...etc).
 - ✓ Le quatrième chapitre représente l'étude dynamique de la structure, la détermination des actions sismiques et les caractéristiques propres du bâtiment à l'aide du logiciel de calcul **ETABS V18**.
 - ✓ Le cinquième chapitre porte sur le ferrailage les éléments structuraux : poteaux, poutres et voiles à partir des résultats obtenus par le logiciel **ETABS V18**.
 - ✓ Le sixième chapitre sera consacré pour l'étude, le choix, le dimensionnement et le ferrailage des fondations.
 - ✓ Le dernier chapitre consiste à estimer le tassement de sol à partir essais presiométrique
- Enfin notre étude se termine par une conclusion générale et recommandations.

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two large, symmetrical floral ornaments are positioned above and below the central text, each featuring a central floral element with flowing, symmetrical scrolls extending outwards.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques Des matériaux utilisés.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le travail proposé dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage habitation composé d'un **RDC+ 9 étages**, la configuration de bâtiment présente une régularité en plan et en élévation (**forme RECTANGLER**). Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya d'**ALGER « DRARIA »** qui est classé en zone de forte sismicité (**zone III**) d'après le règlement parasismique algériennes **RPA 99(modifié en 2003)**, Chaque étage courant comprend 4 appartements (F3)

Selon **RPA99/VER2003** notre ouvrage est un ouvrage courant ou d'importance moyenne et sa hauteur est inférieure à 48m, donc cet ouvrage est classé dans le groupe 2.

I.3 Caractéristiques géométriques :

I.3.1 Dimension en pla

La Longueur totale suivant (x-x) :28,00m.

La Largeur totale suivant (y-y) :18,60 m.

I.3.2 Dimension en élévation

Hauteur totale du bloc avec l'acrotère :31,20 m.

Hauteur du RDC : 3,06 m.

Hauteur des étages courants :3,06 m.

Hauteur de l'acrotère :0,6 m

I.3.3 Données géotechniques du site

D'après le rapport géotechnique du sol :

- Le terrain étudié est classé comme sol ferme de catégorie :Sableux et le grés
- La contrainte admissible du sol : $\sigma= 3,4$ bars.
- L'ancrage minimale des fondations : $D= 4m$

I.4. Description de l'ossature :

a. Choix du système de contreventement.

Le bâtiment étudié dépasse trois niveaux (11 mètres) et est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté (**article.1.b du RPA99/version 2003**) et le choix va se porter à un contreventement par voile porteur (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement par voile porteur, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

b. Plancher :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Ce bâtiment comporte deux types de planchers :

➤ Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué par des poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas importantes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique



I.1 : Planchers à corps creux

b. Conception structurale

L'ouvrage considéré est en ossature à voile porteur constituée de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

c. Escaliers :

Les escaliers servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

Escalier à deux volées et deux palier intermédiaire

d. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une l'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

e. L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'ateur et de 10 cm d'épaisseur.

f. Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

g. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de dalle machinerie.

h. Revêtement :

- * En carrelage pour les planchers courants.
- * En mortier de ciment pour les murs
- * En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs

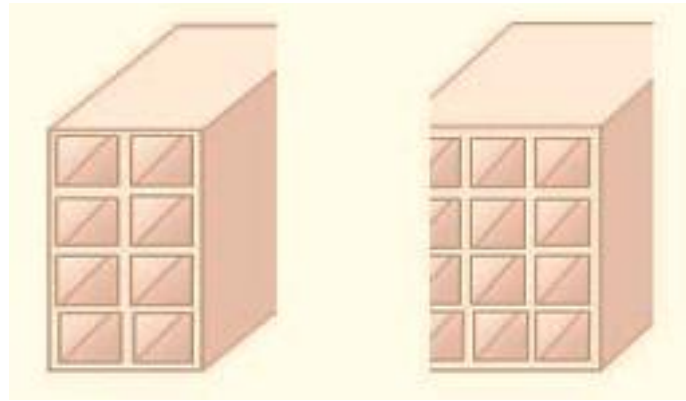


Figure I.2. Brique creuse.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton armé est composé de béton et d'armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance à la traction.

L'association de ses deux matériaux en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.5.1 Le béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (graviers, sable), de liant (ciment), d'eau et éventuellement des produits d'addition (les adjuvants) dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après le durcissement.

I.5.1.1. Composition du béton :

a. Le ciment : c'est un matériau se présentant sous forme de poudre très fine, qui durcit au contact avec l'eau, et ainsi utilisé comme liant. Le ciment est également appelé liant hydraulique.

b. Les agrégats : c'est une agglomération de sable et de gravier, liée pour faire du béton ou du mortier, en respectant certaines propriétés

❖ **Les graviers** : matériaux inertes, constitués de fragments de roches ou de minéraux, qui sont classés comme suit :

- **3/8** pour les chapes en béton.
- **8/15** pour béton armé de section moyenne.
- **15/25** pour béton de grande section.

❖ **Les sables** : sont issus roche sédimentaire meuble, constituée principalement de quartz, provenant de la désagrégation de roches, sous l'action de divers agents d'érosion, le sable est l'un des principaux composant du béton.

c. **Eaux de gâchage** : elles doivent répondre à des qualités chimiques assurant l'intégrité du mélange, dont l'analyse au laboratoire est recommandée.

I.5.1.2. Le dosage du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, dont il doit assurer une bonne résistance et ouvrabilité.

Un dosage de 350kg/m³ d'un m³ de béton armé composé de :

- **350 kg/m³** de ciment de classe CPJ 42,5 CEM II.
- **400 litres** de sable de diamètre (0,08mm < DS < 5mm).
- **800 litres** de gravier de diamètre (5mm < DG < 25mm).
- 175 litres d'eau.

I.5.1.3. Caractéristiques mécaniques du béton :

a. Résistances caractéristiques du béton :

Un béton est défini par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm, dans **BAEL** 91 / Modifier 99.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{c_j} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$j \gg 28 \text{ jours} \quad f_{c_j} = 1,1 \times f_{c28}$$

$$\text{Dans notre projet : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{tj} est Conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa. Cette formule est valable pour les valeurs ou}$$

$$f_{c28} < 60 \text{ Mpa}$$

c. Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le CBA93 article A.2.1.2 [2]

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ d'où : $E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$

d. Coefficient de Poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement **CBA93 article A.2.1.3 [2]**

à l'ELU : ν=0 ⇒ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : ν=0,2 ⇒ calcul des déformations (béton non fissuré).

e. Les contraintes limites de calcul

En se référant au règlement du ([BAEL 1991](#)) ; on distingue deux états limites.

✓ Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au de la duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement

entraîne la ruine de l'ouvrage ; notée f_{bu} est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$

Avec : $\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

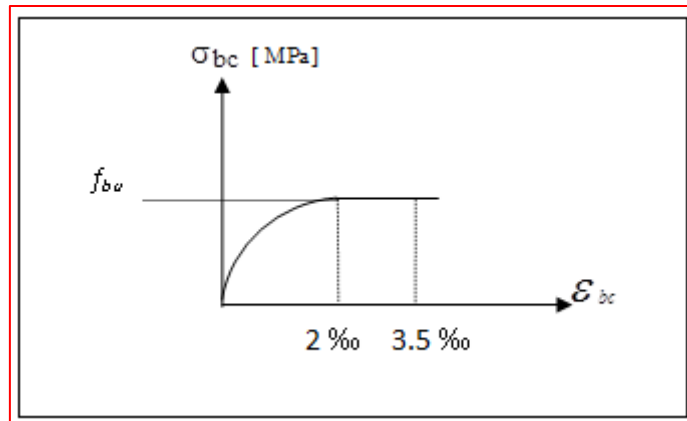


Figure I.3. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

✓ États Limites de Service (ELS)

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 lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- ❖ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- ❖ L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- ❖ L'état limite de service de déformation

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

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

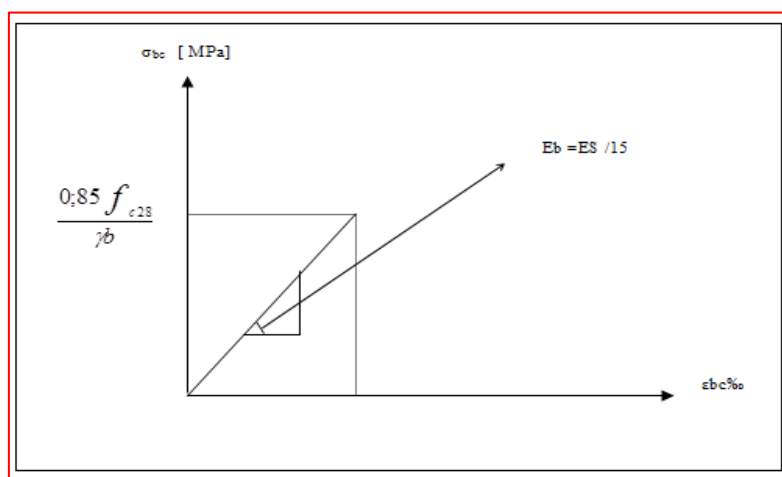


Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

I.5.2 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

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

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**. Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique fe (MPa)	$\epsilon_{es} /_{\infty}$
Barre HA	FeE40	400	1.74
Rond lisse	FeE22	215	0.935
	FeE24	235	1.02
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917

➤ **Contrainte limite de l'acier**

♦ **Contrainte à ELU**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

fe : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier .

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

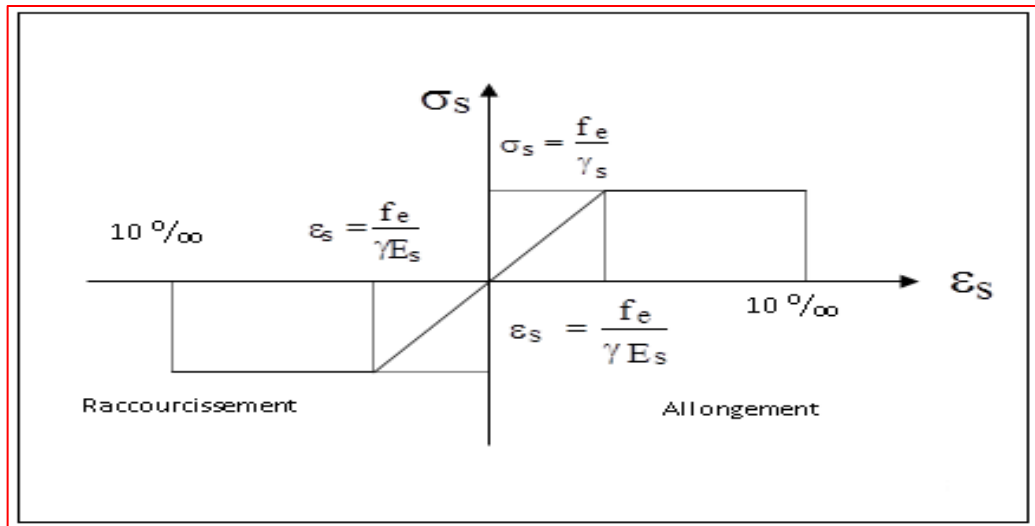


Figure I.5. Diagramme contraintes déformations de l'acier à l'ELU

♦ **Contrainte à ELS selon CBA93 (article A.4.5.3)**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

➤ **Coefficient d'équivalence**

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

I.6. Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes

I.2.1 Les règlements CBA93... [2]et BAEL91 [1] :

a. Etats limites ultimes (ELU) :

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

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

Hypothèses :

- ✓ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.

L'allongement unitaire de l'acier est limité à **10 ‰** et le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3.5 ‰** dans le cas de la flexion simple ou composée et à **2 ‰** dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C). (**Règle des trois pivots_ B.A.E.L91modifié99**)

b. Etats limites de service (ELS) :

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

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

Hypothèses :

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

I.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**❖ Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G + 1.5Q.$$

❖ Etat limite de service :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G + Q.$$

❖ S'il y a intervention des efforts horizontaux due au séisme, les règles parasismiques algériennes (p53) ont prévu des combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q + E.$$

$$0,8G \pm E.$$

Avec : G : charge permanente

 Q : charge d'exploitation

 E : effort de séisme



Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments



II.1 : Introduction :

Au stade de l'avant-projet chaque élément de la structure doit être dimensionné, vis-à-vis des conditions de résistance et de déformation en se référant aux règlements de la construction. Le but principal de ce pré dimensionnement est donc d'optimiser les sections des différents éléments de la structure afin de réduire le cout.

II.2 : Pré dimensionnement de l'ouvrage :

Notre pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2.1. L'acrotère :

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes (Garde-corps) et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (Etanchéité).

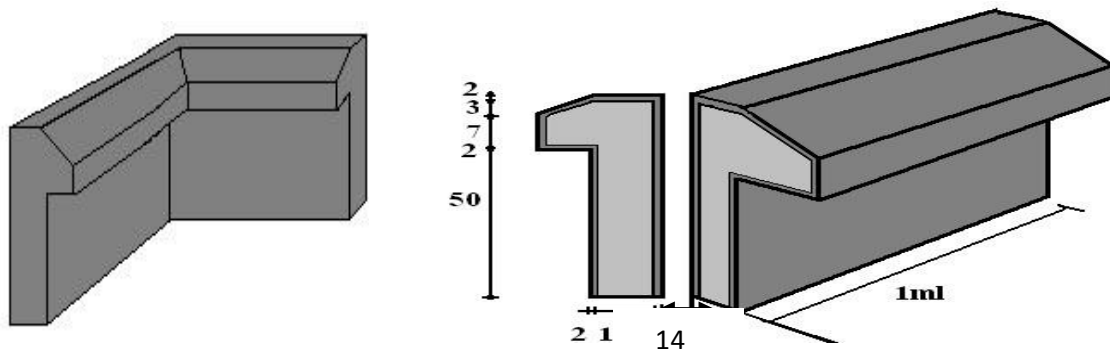


Figure II.1. Dimension de l'acrotère

II.2.3 : Pré-dimensionnement des planchers

Notre projet est conçu par des plancher à corps creux et plancher à dalles pleine pour des raisons économiques et sécuritaires.

a) Plancher en corps creux :

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armée

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation (**B.6.8.4.2.4/CBA 93**)

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{et} \quad h_t = d + e$$

Avec :

On a :

$$L = 4,10\text{m}$$

$$\frac{410}{25} \leq h_t \leq \frac{410}{20} \quad \text{donc :} \quad 16,4\text{cm} \leq h_t \leq 20,5 \text{ cm}$$

On prend :

$$h_t = 20\text{cm}$$

• On adopte un plancher d'une épaisseur :

- $d = 16 \text{ cm}$ (hauteur de corps creux),
- $e = 04 \text{ cm}$ (épaisseur de dalle de compression)

b) plancher à Dalle pleine :

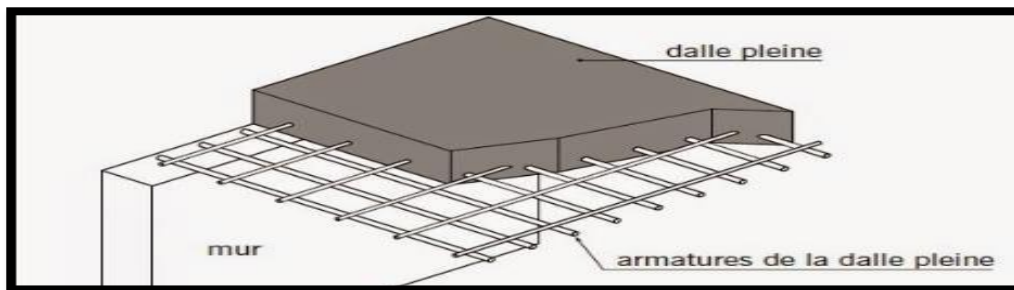


Figure II.4: Dalle pleine

Les dalles pleines existant dans notre structure sont des paliers et des dalles

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{130}{250} = 0,52 > 0,4 \quad ; \quad \text{donc} \quad \frac{l_x}{40} \geq h \geq \frac{l_x}{45}$$

$$4,375 \text{ cm} \leq h \leq 6,38 \text{ cm}$$

Soit : 15 cm

II.2.4 L'Escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence

L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

$$L/30 < e_p < L/20 \quad \text{On a :} \quad l = \sqrt{L^2 + H^2} + 3,25 = \sqrt{(2,40)^2 + (1,53)^2} + 3,25 = 6,10\text{m}$$

$$\Rightarrow 610/30 < e_p < 610/20$$

$$20,33 < e_p < 30,5 \quad \text{On prend} \quad \boxed{e_p = 30\text{cm}}$$

II 2.5. L'Ascenseur**II.2.5.1. Dalle machine****a) Introduction**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

b) Pré dimensionnement

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{155}{50} \leq e \leq \frac{155}{40}$$

$$3,1 \text{ cm} \leq e \leq 3,875 \text{ cm}$$

c) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$ On prend : $e=25\text{cm}$

II.3 Evaluation es Charges :**II.3.1. Plancher à corpe creux :****Tableau II.1.:** Charge et surcharge du plancher terrasse à corps creux

Plancher	Référence et désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
plancher terrasse	1.Gravillon de protection	17	0,4	0,72
	2.Etanchéité multicouches	6	0,2	0,12
	3. Forme de pente	20	0,12	2,4
	4.Isolation thermique	4	0,4	0,16
	5. Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85
	6. Enduit de plâtre	10	0,2	0,2
				6,45

Tableau II.2: Charge et surcharge du plancher courant à corps creux

Plancher	Référence et désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
plancher courant	1.Revêtement en carrelage	20	0,2	0,4
	2. Mortier de pose	20	0,2	0,4
	3. Lit de sable	18	0,3	0,54
	4. Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,85
	5. Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
	6.Cloison de distribution	10	0,1	1
				5,39

a) Charge d'exploitation :

Q étage terrasse= 1 KN/m²

Q étage courant +RDC= 1,50 KN/m²

II.3.2. Plancher Dalle machine :

Tableau II.3: Charge et surcharge du dalle machine

Plancher	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	1.Poids propre de dalle machine	25	0,25	6,25	1
	2.Poids de la machine supportée	/	/	50	
					56,25

II 3.4. La maçonnerie**a. Maçonnerie extérieurs : (double cloison)**

- Brique creuse de 15 cm
- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
- Brique creuse de 10cm

b. Maçonnerie intérieurs :

(simple cloison) - Brique creuse de 10cm

c. Charges et surcharge (DTR.BC.2.2)**Tableau II.4:** Charge et surcharge murs extérieurs

Type de murs	Référent / Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	G
Murs extérieurs	1.Enduit de ciment	20	0,02	0,4	
	2.Brique creuse	09	0,15	1,35	
	3.Lame d'aire	/	0,05	/	
	4.Brique creuse	09	0,1	0,9	
	5.Enduit de plâtre	10	0,015	0,15	
				2,8	

Tableau II.5: Charge et surcharge murs intérieur

Type de murs	Référent / Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	G
Murs intérieur	1.Enduit de plâtre	10	0,015	0,15	
	2.Brique creuse	09	0,1	0,9	
	3.Enduit de plâtre	10	0,015	0,15	
				1,2	

II 3.5. L'escalier :**II.3.5.1.Charges et surcharge Escalier (DTR.BC.2.2)****Tableau II.6 : Charge et surcharge Escalier (volée) :**

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Q(kn/m ³)
Paillasse		25	0,25	6,25	2,5
Les marches		25	/	5,1	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	/	0,44	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	Vertical	20	/	0,40	
Enduit de ciment		10	0,02	0,2	
				13,23	2,5

II.3.5.2.Charge et surcharge dalle plain (palier) :**Tableau II.7 : Charge et surcharge (palier) :**

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Q(kn/m ³)
Palier	25	0,25	6,25	2,5
Carrelage	22	0,2	0,44	
Mortier de pose	20	0,2	0,4	
Lit de sable	18	0,2	0,36	
Enduit de ciment	10	0,2	0,20	
			7,65	

II.4. Pré dimensionnement des éléments principales :**II.4.1. Pré dimensionnement des poutres :**

pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL91(modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99V2003**).

Selon le formulaire de béton armé :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

A. Selon le RPA 99 (version2003) :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être :

II.4.1.1. Poutres principales (Porteuses) : $L_{\max} = 410 \text{ cm}$

- **Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :**

$$27,33 \text{ cm} < h < 41 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} < b < 28 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.4.1.2. Poutres secondaires : $L_{\max} = 3.20 \text{ m}$

- **Vérification selon le BAEL91 modifié 99 :**

$$21,33 \text{ cm} < h < 32 \text{ cm}$$

$$10,5 \text{ cm} < b < 24.5 \text{ cm}$$

On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.4.1.3. Poutres palières : $L_{\max} = 4.10 \text{ m}$

$$27,33 \text{ cm} < h < 41 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} < b < 28 \text{ cm}$$

✓ **Le choix final :**

Tableau. II.8. Pré dimensionnement finales des poutres

Les poutres	Le choix
Poutres principales	(30x40)
Poutres secondaires	(30x 35)
P ² outres palières	(30x40)

II.4.2. Les voiles

he : Hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

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

e : Epaisseur du voile.

les voiles une épaisseur de :

$$e=20\text{cm}$$

II.4.3. Les poteaux :

D'après l'article **B.8.4.1 du CBA93** , l'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$Nu \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s)) \dots \dots (1)$$

II.4.3.1 Charges et surcharges revenants au poteau :

Nous avons trois types de poteaux :

a) Poteau central :

- La portée de la poutre principale : L_{pp} = 4,10 m

- La portée de la poutre secondaire : L_{ps} = 3,20 m

le poteau le plus sollicité reprend une surface S₁ = 13,00m²

- Charge permanente
- Pré-dimensionnement des poteaux de l'étage 9eme, 8eme et 7eme

On suppose une section (b x h) = (35 x 35) cm²

Niveau -1

Poids revenant à la terrasse :

poids du plancher terrasseGRPT= G×S = 6,45×13 = 83,85KN

Poids des poutres porteusesGRPP= $\times h \times b \times L_{pp} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,10 = 12,3 \text{KN}$

Poids des poutres non porteuses.....GRPNP $\times h \times b \times L_{pNp} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,20 = 8,40 \text{KN}$

$\Sigma N1 = 104,55 \text{KN}$

Niveau -2

$\Sigma N2 = 112,54 \text{KN}$

Niveau- 3

$\Sigma N3 = 203,31 \text{KN}$

Niveau -4

$\Sigma N4 = 211,3 \text{KN}$

Niveau -5

$\Sigma N5 = 302,07 \text{KN}$

Niveau -6

$\Sigma N6 = 310,06 \text{KN}$

■ Pré-dimensionnement des poteaux de l'étage 6eme, 5eme et 4eme

On suppose une section (b x h) = (40 x 40) cm²

Niveau -7

$\Sigma N7 = 400,83 \text{KN}$

Niveau -8

$\Sigma N8 = 411,27 \text{KN}$

Niveau -9

$\Sigma N9 = 502,04 \text{KN}$

Niveau -10

$\Sigma N10 = 512,48 \text{KN}$

Niveau -11

$\Sigma N11 = 603,25 \text{KN}$

Niveau -12

$\Sigma N12 = 613,69 \text{KN}$

■ Pré-dimensionnement des poteaux de l'étage 3eme et 2eme

On suppose une section (b x h) = (45x45) cm²

Niveau -13

$$\Sigma N_{13} = 704,46 \text{ KN}$$

Niveau -14

$$\Sigma N_{14} = 717,61$$

Niveau -15

$$\Sigma N_{15} = 808,44 \text{ KN}$$

Niveau -16

$$\Sigma N_{16} = 821,65 \text{ KN}$$

- Pré-dimensionnement des poteaux de l'étage 1ere et RDC

On suppose une section (b x h) = (50x50) cm²

Niveau -17

$$\Sigma N_{17} = 912,42 \text{ KN}$$

Niveau -18

$$\Sigma N_{18} = 928,873 \text{ KN}$$

Niveau -19

$$\Sigma N_{19} = 1019,5 \text{ KN}$$

Niveau -20

$$\Sigma N_{20} = 1035,81 \text{ KN}$$

II.4.3.2. Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "DTR BC.2.2 charges permanentes et}$$

charges d'exploitation article 6.3"

Dégression des charges d'exploitations :

Tableau II.9. Dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1
P8	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P7	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P6	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P5	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P4	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
P3	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P2	Q ₇	$\Sigma=Q_0+0,714(Q_1+Q_2+\dots+Q_7)$	8,50
P01	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9,28
P-RDC	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	10,05

Tableau II.10. choix des sections des poteaux centraux

Niveaux	Section	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	RPA	Le Choix	Vérification
P09	35*35	112,54	13	171,429	30*30	35*35	OK
P08	35*35	211,3	32,5	334,00	30*30	35*35	OK
P07	35*35	310,06	50,05	493,66	30*30	35*35	OK
P06	40*40	411,27	65,65	653,68	30*30	40*40	OK
P05	40*40	512,48	79,3	810,80	30*30	40*40	OK
P04	40*40	613,69	91	964,98	30*30	40*40	OK
P03	45*45	717,61	100,75	1119,90	30*30	45*45	OK
P02	45*45	821,65	109,98	1274,20	30*30	45*45	OK
P01	50*50	925,36	120,64	1430,20	30*30	50*50	OK
RDC	50*50	1029,61	130,65	1585,95	30*30	50*50	OK

Tableau II.11. Section des poteaux.

Niveau	Section(cm)
9 ^{ème} étage	35*35
8 ^{ème} étage	35*35
7 ^{ème} étage	35*35
6 ^{ème} étage	40*40
5 ^{ème} étage	40*40
4 ^{ème} étage	40*40
3 ^{ème} étage	45*45
2 ^{ème} étage	45*45
1 ^{ème} étage	50*50
RDC	50*50



Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux



III.1. Acrotère :**III.2.1 Introduction :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$;
- Hauteur $H=60\text{cm}$;
- Epaisseur $e=10\text{cm}$;

III.2.2. Evaluation des charges :**a. Charges permanentes :**

Poids propre de l'acrotère :

$$G1 = \rho_b \times s = 25 \times 0,0685 = 1,712 \text{ KN/ml}$$

Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18 \text{ kN/m}^3$)

$$G2 = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = 18 \times 0,02(0,6 + 0,5 + 0,2 + 0,17) = 0,53 \text{ KN/ml}$$

$$G = G1 + G2 = 2,24 \text{ KN/ml}$$

b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.4. Calcul des sollicitations :**E.L.U**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,24 = 3,02 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 1,79 \times 0,6 = 1,61 \text{ KN.ml}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1,79 = 2,68 \text{ KN}$$

E.L.S

$$N_{ser} = G = 2,24 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p \times h = 1,5 \times 0,6 = 1,07 \text{ KN.ml}$$

$$T_{ser} = F_p = 1,79 \text{ KN}$$

III.2.5. Ferrailage :

$h=10 \text{ cm}$; $b=100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa}$; $c = c'=3 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$;
 $d=0,9h=9\text{cm}$.

III.2.5.2. Calcul d'armature :

	Mf(kn.m)	μ	$\mu < \mu_{ur}$	As'(cm ²)	α	Z(cm)	As(cm)
Acrotère	1.6704	0.014	Oui	0	0.017	8.93	0.51

Tableau III.1. Ferrailage à L.E.L.U:

Choix : 4HA8 ; $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$; $St = 30 \text{ cm}$

Tableau III.2. Vérification à l'ELS

	N_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} σ_s (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Béton	2,24	2,01	$\begin{cases} y_{ser} = 8,23cm \\ y_c = 51cm \end{cases}$	18599,08	0,50	CV

III.3. Calcul des planchers.

Tableau III.3 : Résultat des charges revenant aux poutrelles

Désignation	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)	qu(KN/m ²)	qs(KN/m ²)	Pu(KN/m)	Ps(KN/m)
Térasse	6.45	1	10.2075	7.45	6.634	4.84
étage courant	5.39	1.5	9.5265	6.89	6.192	4.47

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire n'pas vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul Méthode de CAQUOT.

a. Calcule des sollicitations :

À l'ELU :

$$P_u = 6.64 \text{ KN/m}^2$$

À l'ELS :

$$P_s = 4.97 \text{ KN/m}.$$

• Calcul des moments isostatique :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

À l'ELS :

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8}$$

Tableau III-4: Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELU.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	Ig	
L(m)	1,25	3,15	3,30	1,75	4,10	1,75	3,30	3,15	1,25	
L'(m)	0	1,25	2,52	2,64	1,40	2,64	2,52	1,25	0	
V _w (KN)	-1,09	-9,31	-10,53	-4,22	-12,69	-6,63	-10,53	-10,18	-6,59	
V _e (KN)	6,65	10,18	9,89	6,62	12,69	4,21	9,89	9,32	1,15	
X0(m)	0,176	1,5	1,67	0,68	2,05	1,07	1,7	1,64	1,06	
MT(KN.m)	0,097	7,02	8,65	1,43	13,01	3,55	8,95	8,37	8,51	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I	
M(KN.m)	0	-3,47	-4,85	-3,81	-5,92	-5,92	-3,81	-4,85	-3,85	0

Tableau III-5: Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELS.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	Ig	
L(m)	1,25	3,15	3,30	1,75	4,10	1,75	3,30	3,15	1,25	
L'(m)	0	1,25	2,52	2,64	1,40	2,64	2,52	1,25	0	
V _w (KN)	-0,72	-6,72	-7,14	-3,05	-9,16	-4,77	-7,14	-7,36	-4,79	
V _e (KN)	4,86	7,36	7,61	4,77	9,16	3,05	7,61	6,72	0,8	
X0(m)	0,16	1,5	1,6	0,7	2,05	1,07	1,6	1,64	1,07	
MT(KN.m)	0,058	5,06	5,7	1,045	9,39	2,55	5,7	6,06	2,57	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I	
Ma(KN.m)	0	-2,5	-3,51	-2,75	-4,27	-4,27	-2,75	-3,51	-2,5	0

M ^a u (max)(KN.m)	M ^t u(max)(KN.m)	VW(max)(KN)	Ve(max)(KN)
5,92	13,01	12,68	12,68

III.3.2.3. Calcul du ferrailage :

a. Ferrailage en travée :

$h=20\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M _{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A _s '(cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A _s (cm ²)
13,01	0,044	Oui	0	0,056	17,59	Oui	10‰	348	2,13

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{s\min}$ Condition vérifiée.

Choix : 3T12 ($A_s=3,39 \text{ cm}^2$)

a. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max} = 5,92 \text{ kNm} < M_{tab} = 71,38 \text{ kNm}$

Tableau III.7. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{ap}(\text{kNm})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
5,92	0,012	Oui	0	0,015	17,89	oui	10 ‰	348	0,95

▪ Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,33 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T10+1T12 ($A_s=1,92 \text{ cm}^2$)

III.3.2.4. Vérifications :**a. Effort tranchant :**

✓ Vérification de cisaillement du béton

Valeur de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V}{d \times b_0} = \frac{12,69 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,58 \text{ MPa}$$

Valeur limite de $\tau_u \leftrightarrow$ fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,9 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{es} < \tau_s = \Psi_s f_{c28}$$

$$\tau_s = 1,5 \times 2,4 = 3,6 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{es} = 1,04 \text{ MPa} < 3,6 \text{ MPa}$$

Donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

2- Vérification à l'E.L.S :

a) la contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier :

✓ En travée : $M_{ser} = 9,39 \text{ KNm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $A = 3,39 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,08 \times 35,9 = 2,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

En appui : $M_{ser} = 4,27 \text{ KNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $A = 1,92 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0$

$$Y = 3,99 \quad I = 7029,15$$

$$K = \frac{4,27 \times 10^6}{7029,15 \times 10^4} = 0,06$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,06 \times 39,9 = 2,39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

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

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

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

En travée :

$$\sigma_s = 175,55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appui :

$$\sigma_s = 146,52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.2.5 Ferrailage de la dalle de compression :

Armatures de répartitions :

Soit : $6 \text{ } \varnothing 5 = 1,18 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

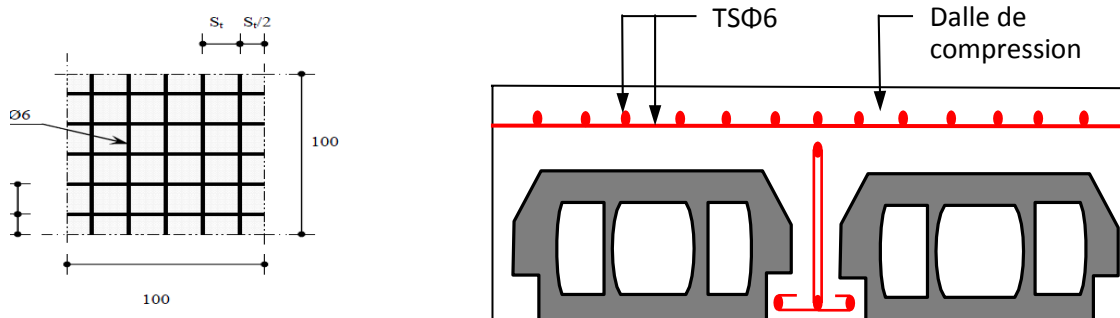


Figure III.1. Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.3. Plancher a dalle pleine :**III.3.3.4. Détermination des charges et surcharges****a. Combinaison des charges :**

$$\text{E.L.U} : p_u = 1,35G + 1,5Q = 14,08 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : p_{\text{ser}} = G + Q = 10,15 \text{ kN/m}^2$$

III.3.3.5. Détermination des moments**▪ Dans le sens de la petite portée :**

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2$$

▪ Dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{D'après le BAEL 9} \begin{cases} \alpha = 0,52 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0918 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

On aura :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 0,0918 \times 14,08 \times 1,30^2 = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,250 \times 2,18 = 0,545 \text{ KN.m}$$

Tableur III.8. Ferrailage dalle pleine

	Sens X		Sens Y	
	En travée	sur appui	En travée	sur appui
Mu (kn.m)	2,18	1,09	0,545	0,41
μ	0.0074	0.005	0.028	0.0018
α	0.0093	0.0057	0.0044	0.0023
Z (cm)	13.45	13.46	13.47	13,48
As (cm ²)	0,41	0.25	0,2	0.1
As min (cm ²)	1.26	1.26	1.1	1,1
choix	4T12	4T12	4T12	4T12
As choisé	4.52	4.52	4.52	4.52
St(cm)	25	25	25	25
vérifié	ok	ok	ok	ok

III.3.3.7 Vérification :

a. Calcul de l'effort tranchant

$\bar{\tau}_u = 0,054 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ vérifié

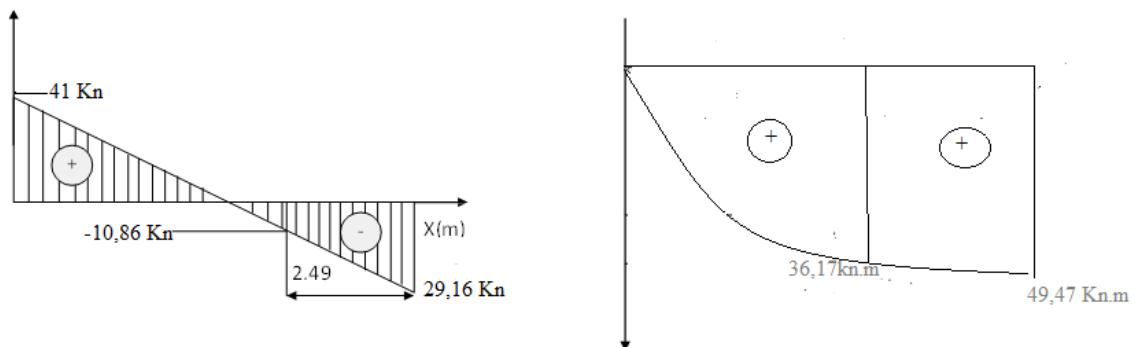
III.4. Escaliers :

Tableau III.9. Le chargement de la rampe pour une bande de 1m.

	ELU	ELS
q_1 (KN/ml)	14,08	10,15
q_2 (KN/ml)	21.61	15,73

III.4.4. Diagramme Des Efforts Internes :

ELU:



ELS:

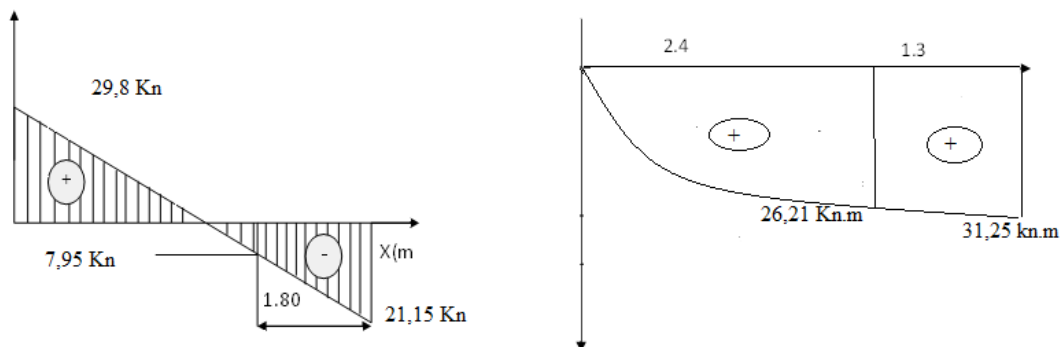


Figure III.2. Diagramme Des Efforts Internes

III.4.5. Ferrailage de l'escalier.

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=22,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$$

$$M_U^{max} = 49,47 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_T=0.8M_U^{MAX} = 39,57 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_{app}=0.2M_U^{MAX} = 9,89 \text{ KN.m}$

Tableau.III.10. Ferrailage de l'escalier.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	39,57	0,055	Oui	0	0,07	21,87	5,19	5T12	5,66
Appuis	9,89	0,013	Oui	0	0,016	22,35	1,27	6T10	4,71

Armature De Répartition :

En Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,31 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 4,62 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de **4T10=3,14cm²** avec $S_t=25 \text{ cm}$

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,17 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2,35 \text{ cm}^2 / ml$

Le choix est de **4T10=3,14 cm²** avec $S_t=25\text{cm}$

a. Effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{41 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,18 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Tableau.III.11. Vérification à l'E.L.S de l'escalier.

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	44,13	9,24	13,25	89391,31	6,54	Vérifiée
Appui	11,03	4,71	9,95	43963,05	2,50	Vérifiée

a. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0,054 < 0,0625 \\ \frac{A_s}{bd} = 0,004 < 0,0105 \\ \frac{h}{L} = 0,04 \geq 0,079 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{non vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{non vérifiée} \end{array}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.12. Vérification de la flèche de l’escalier.

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
44,13	9,24	0.0041	212,26	5,12	2,05	0,34	144068,3	57820,75	84895,88

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,76cm \\ f_v = 1,55cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,79cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,79cm < \bar{f} = 1,13cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.5. Etude de la poutre palière :

III.5.2 : Evaluation Des Charges : La poutre palière est soumise à :

- ◆ Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,4 = 3 \text{ KN/m}$.
- ◆ Poids de la maçonnerie : $G_{ma\grave{c}o} = 2,80 \times (1,355) = 3,794 \text{ KN/ml}$.
- ◆ Reaction d’appui provenant de volée et du palier :
 - A l’ELU : $G_{réact} = 29,16 \text{ KN/ml}$.
 - A l’ELS : $G_{réact} = 21,14 \text{ KN/ml}$.

➤ **Combinaison de charge :**

❖ **A ELU :**

$$q_u = 1,35(G_p + G_{ma\grave{c}o}) + G_{réact} = 1,35(3 + 3,794) + 29,16 = 38,33 \text{ KN/m}$$

❖ **A ELS :**

$$q_s = (G_p + G_{ma\grave{c}o}) + G_{réact} = (3 + 3,794) + 21,14 = 27,934 \text{ KN/m}$$

III.5.3. Evaluation des Sollicitations (moments) :

En travée : $M_u = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{38,33 \times 4,1^2}{24} = 26,86 \text{ KN.m}$

$M_s = \frac{q_s \times L^2}{24} = \frac{27,934 \times 4,1^2}{24} = 19,56 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_u = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{38,33 \times 4,1^2}{12} = 53,69 \text{ KN.m}$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{12} = \frac{27,934 \times 4,1^2}{12} = 39,13 \text{ KN.m}$$

III.5.4. Ferrailage de la poutre palière :

Donnés : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$; $d = 31,5 \text{ cm}$; $h = 27 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Tableau.III.13. Ferrailage de la poutre palière

	Mu (KN.m)	μ	A's	α	Z (cm)	As (cm ²)	choix	As adopt
en travée	26,86	0.063	0	0.081	30,47	2,53	3T14	4,62
appuis	53,69	0.12	0	0.16	29,48	5,23	5T14	7,70

III.5.5 : Vérification

a. Condition de non fragilité :

En travée: $A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 7,70 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

b. Effort tranchant :

$\tau_u = 1,43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ vérifiée

Calcul des armatures transversales :

C. Vérification des contraintes dans le béton :

Tableau.III.14. Vérification à l'E.L.S de la poutre palière.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	19,56	1,82	9,04	21159,15	8,35	Vérifiée
Appui	39,13	3,75	12,07	38819,77	12,16	Vérifiée

III.6. Etude da la Dalle machine :

III.6.4. Combinaison des charges :

- E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,44 \text{ KN/m}^2$
- E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 57,25 \text{ KN/m}^2$

III.6.5. Calcul Des Efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

✓ Calcul de " ρ " :

$$0,4 < \rho < \frac{L}{1,75} = \frac{1,55}{1,75} = 0,89 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

D'après le BAEL : (μ_x ; μ_y)

Tableau.III.15. Ferrailage d'ascenseur

	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	Q(KN /m)	$M_x = \mu_x q_u L_x^2$ (kn. m)	$M_y = \mu_y M_x$ (kn. m)	$M_{tx} = 0,8$ $5M_x$	$M_{ty} = 0,85$ M_y	$M_{ax} = 0,3$ M_x
à L'E LU	1,5 5	1,7 3	0,8 9	0,04 68	0,75 9	77,44	8,70	6,60	7,40	5,61	2,61
à L'E LS	1,5 5	1,7 3	0,8 9	0,04 68	0,75 9	57,25	6,44	4,89	5,74	4,16	1,93

III.6.6. Ferrailage De La Dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait pour une bande de 1 ml

III.6.6.1. Ferrailage En Travée

a. Dans le sens L_x :

On a: $b=100$ cm ; $h=25$ cm ; $d=0,9h=22,5$ cm ; $c=2$ cm ; $\sigma_{bc}=14,17$ MPa ; $\sigma_s=348$ MPa

Tableau III.16. Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x).

M_{ix} (kNm)	M	A'_s (cm ²)	α	Z(cm)	A^{cal}_s (cm ²)	Choix	A^{adp}_s (cm ²)
7,40	0,010	0	0.0125	22,38	0,95	4T10	3,14

• Condition de non fragilité :

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,71 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens : L_y

On a: $b=100$ cm ; $h=25$ cm ; $d=d_x - \emptyset_x = 21,5$ cm ; $c=2$ cm ; $\sigma_{bc}=14,17$ MPa ; $\sigma_s=348$ MPa

Tableau III.17. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

$M_{ty}(kNm)$	M	$A'_s(cm^2)$	α	Z(cm)	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
5,61	0,0078	0	0,0099	21,41	0,75	4T10	3,14

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,59 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

III.6.6.2. Ferrailage Sur Appuis

On a : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=22,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau III.18. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

$M_a(kNm)$	M	$A'_s(cm^2)$	α	Z(cm)	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
2,61	0,0036	0	0,0042	22,46	0,33	4T10	3,14

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2,71 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.19. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		$M_t(kNm)$	$A_s(cm^2)$	Y(cm)	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	5,74	3,14	4,15	18242,07	2,07	vérifiée	137,76	vérifiée
	(y-y)	4,16	3,14	4,05	16572,85	0,85		54,96	
Appuis		1,93	3,14	4,15	18242,07	0,73		48,59	

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners and midpoints. Two large, symmetrical floral ornaments are positioned above and below the text, each featuring a central floral element with flowing, curved lines extending outwards.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis les différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenue indispensable, en s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non Amorties. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums dus au séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.1. Caractéristiques dynamiques :

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système Non Amorti Non Forcée. Son équation est donnée par :

$$[M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} + [C]\{\dot{X}\} = [F]\{X\} \dots \dots \dots (1)$$

$[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de Rigidité de la structure.

$\{\ddot{X}\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{X\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

D'où :

$$\{X\} = \{A\} \sin(\omega.t + \beta) \dots \dots \dots (2)$$

$$\{\ddot{X}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \beta) \dots \dots \dots (3)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

β : Angle de déphasage.

En remplaçant (2) et (3) dans (1) on obtient :

$$[K]-\omega^2[M]=0 \dots \dots \dots (4).$$

Les solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \omega_4^2, \dots, \omega_n^2$) représentent les pulsations propres (fréquence angulaire) des « n » modes de vibrations.

ω_1 :Présente le mode fondamentale donc : ($\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 < \omega_4 < \dots < \omega_n$) ou bien:

$$(T_1 > T_2 > T_3 > T_4 > \dots > T_n)$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$

IV.3. Calcul par la méthode modale spectrale :

Dance cette partie d'études, on a utilisé le logiciel ETABS "Extended Three dimensional Analyse of Building System". ETABS est un logiciel destiné à la conception et l'analyse des structures de génie civil (béton armé et charpente métallique). ETABS est élaboré aux USA par la compagnie "computers and structures», et est un outil pour l'ingénieur civil ou il peut modéliser sa construction pour les matériaux béton aciers charpentes métallique charger la structure avec n'importe quelle chargement et obtenir les résultats des sollicitations appliquées sur la structure et enfin le dimensionnement des éléments de la structure tous sa dans un temps très réduit et convenable pour besoins de l'ingénieur.

a) Principe de la méthode modale spectrale

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

b) Analyse modale spectrale**➤ Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accéléré grammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(ART 4.3.3) [1]}$$

➤ Représentation graphique du spectre de réponse

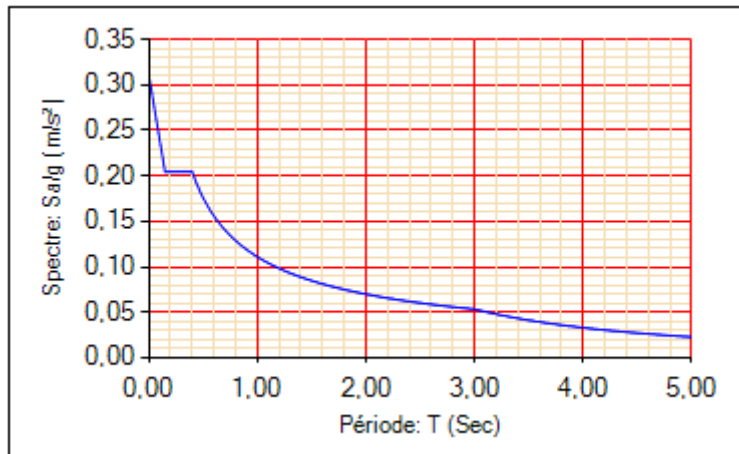


Figure IV.1. Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

- Les spectres de réponse de notre structure sont représentés dans la figure II.2 respectivement pour le système contreventé par système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec interaction portiques-voiles et le système constitué par voiles porteurs.

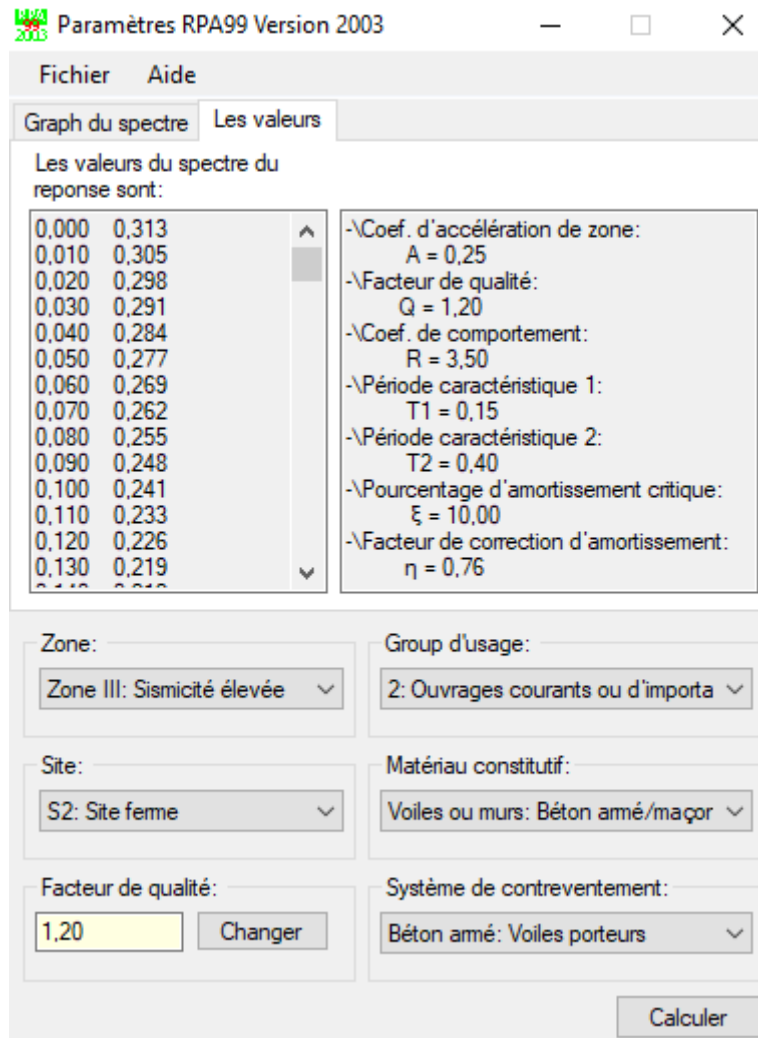


Figure IV.2. Spectre de réponse de d'après RPA

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{ART 4.2.3}) \quad [1]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage : 2} \\ \text{zone sismique : III} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.25 \quad [1]$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau.

4.7 de RPA99/version 2003 [1] .

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{array} \right.$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la structure jusqu'au dernier niveau. ($h_N = 30,6m$)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow D_x = 28 \text{ m} \\ \Rightarrow D_y = 18,6 \text{ m} \end{array} \right.$$

Selon x-x :

$$T_x = \min \begin{cases} T = 0,09 \times \frac{30,6}{\sqrt{28}} = 0,52s \\ T = 0,05 \times (30,6)^{3/4} = 0,65s \end{cases}$$

$$\text{-sens (x-x) : } T_x = \min(0,52 ; 0,65) = 0,52s$$

Selon y-y :

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0,09 \times \frac{30,6}{\sqrt{18,6}} = 0,64s \\ T = 0,05 \times (30,6)^{3/4} = 0,65s \end{cases}$$

$$\text{-sens (y-y) : } T_y = \min(0,64; 0,65) = 0,64s$$

$$\text{Donc on prend : } \begin{cases} T_x = 0,52sec \\ T_y = 0,64sec \end{cases}$$

$$\text{Site ferme} \rightarrow \text{site 2} \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T2 = 0,40 \text{ sec.} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$\begin{cases} D_x = 2,5\eta \dots\dots 0 \leq T_x \leq T2sec \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \dots\dots T2 < T_y < 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule [1] :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages [tableau 4.2] [1].

Pour notre cas on prend $\xi = 10\%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0,7 \longrightarrow \eta = 0,76$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} D_x = 1.6 \\ D_y = 1.4 \end{cases}$$

➤ **Q : facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [1]$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003) [1].

Tableau IV.1. Facteur de qualité

Critère q	observe (o/n)	Pq // xx	Observe (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	oui	00	oui	00
Régularité en plan	oui	00	oui	00
Régularité en élévation	oui	00	oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité matériaux	non	0.1	non	0.1

$$Q//xx = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.20$$

$$Q//yy = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.20$$

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [1]$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i ";

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i ";

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i ";

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

➤ **Coefficient de Comportement :**

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en vigueur en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre étude nous avons réalisé et vérifié deux types de structures en fonction du paramètre dynamique "**Coefficient de Comportement R**" qui sont : le système Voiles porteurs et le système Portiques contreventés par voiles tout en respectant les plans d'architecture.

IV.4. Vérification de la stabilité de la structure par la méthode spectrale modale :

IV.4.1 Structure contreventée par le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Ce système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Pour ce système $R= 3.5$.

Après le pré-dimensionnement de la structure et pour que les conditions de ce système soient vérifiées, on a adopté les sections des éléments structuraux suivantes :

Poteaux : $50*50 \text{ cm}^2$

Poutres porteuses : PP $30*40 \text{ cm}^2$

Poutres non porteuses : PS $30*35 \text{ cm}^2$

Pour les voiles, on a adopté une épaisseur de 20 cm et la disposition représentée dans la figure IV.3.

La figure IV.3 illustre la disposition des voiles adoptée, vue en plan et 3D, par ce système de contreventement où leurs conditions sont vérifiées.

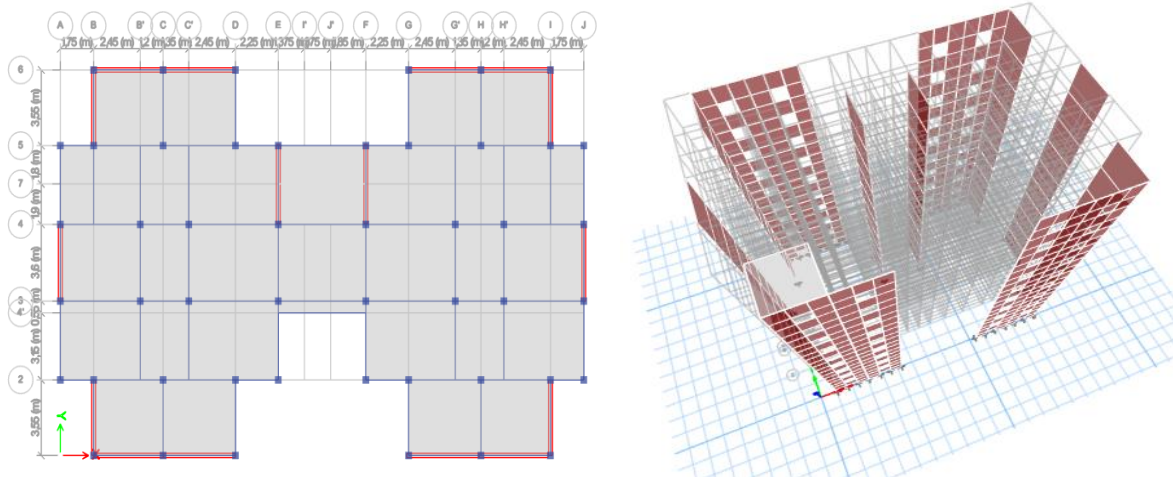


Figure IV.3. Modèle de disposition des voiles et vue en plan 3D

IV.4.1.1 Vérification des conditions exigées par ce système

Le tableau IV.2 représente le pourcentage des charges verticales reprenant par les voiles par rapport à la structure.

Tableau IV.2. Sollicitations dues aux charges verticales

Element	Section	Combinaison	F(kn)	Pourcentage $F_{voiles}/F_{structure}$	Observation
Voiles	VGBC	G+BQ	5046,1117	70%	CV
Structures	STRGBC	G+BQ	7110,391		

IV.4.1.2 Caractéristiques dynamique propres du model

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans cette section à savoir la période fondamentale et la participation massique.

a) Vérification de la période fondamentale

Les valeurs de T calculées à partir des formules analytiques et numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30%.

Le tableau II.3 illustre la vérification de la période fondamentale obtenue par la méthode spectrale modale par rapport aux valeurs exigées par les règles parasismiques algériennes (valeurs empiriques).

Tableau IV.3. Vérification de la période fondamentale.

Sens	T _{dynamique}	T _{EMP}	1.3×T _{EMP}	T _{dynamique} ≤ 1.3T _{EMP}
X	0.59	0.52	0.67	Oui
Y	0.59	0.64	0.7	Oui

D'après les résultats obtenus, nous avons constaté que la période fondamentale du model est vérifiée par rapport aux exigences normatives et que la disposition des voiles adoptée est adéquate.

b) Calcul des coefficients de participation massique

On doit vérifier que $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec: } \bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \varphi_{ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \varphi_{ki}^2} \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

Tableau IV.4. Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX%	Sum UY%	RZ
1	0,588	0,00002323	0,6715	0,002323	67,15	0,000
2	0,466	0,6883	0,00001876	68,83	67,15	0,000
3	0,354	0,0001	0,0001	68,85	67,16	0,6889
4	0,137	0,0001	0,1977	68,86	86,93	0
5	0,12	0,2013	0,0002	88,99	86,95	0
6	0,09	0,0000103	0,00004585	88,99	86,96	0,204
7	0,062	0,0002	0,0654	89,01	93,49	0
8	0,058	0,0546	0,0003	94,97	93,52	0
9	0,044	0,000001366	0,00002476	94,47	93,52	0,055
10	0,039	0,0219	0,0039	96,66	93,91	0
11	0,038	0,003	0,0267	96,96	96,58	0
12	0,034	0,000001164	0,00001325	96,96	96,58	0

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T=0.58\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode pour le sens X et à partir du 7^{ème} mode pour le Y.

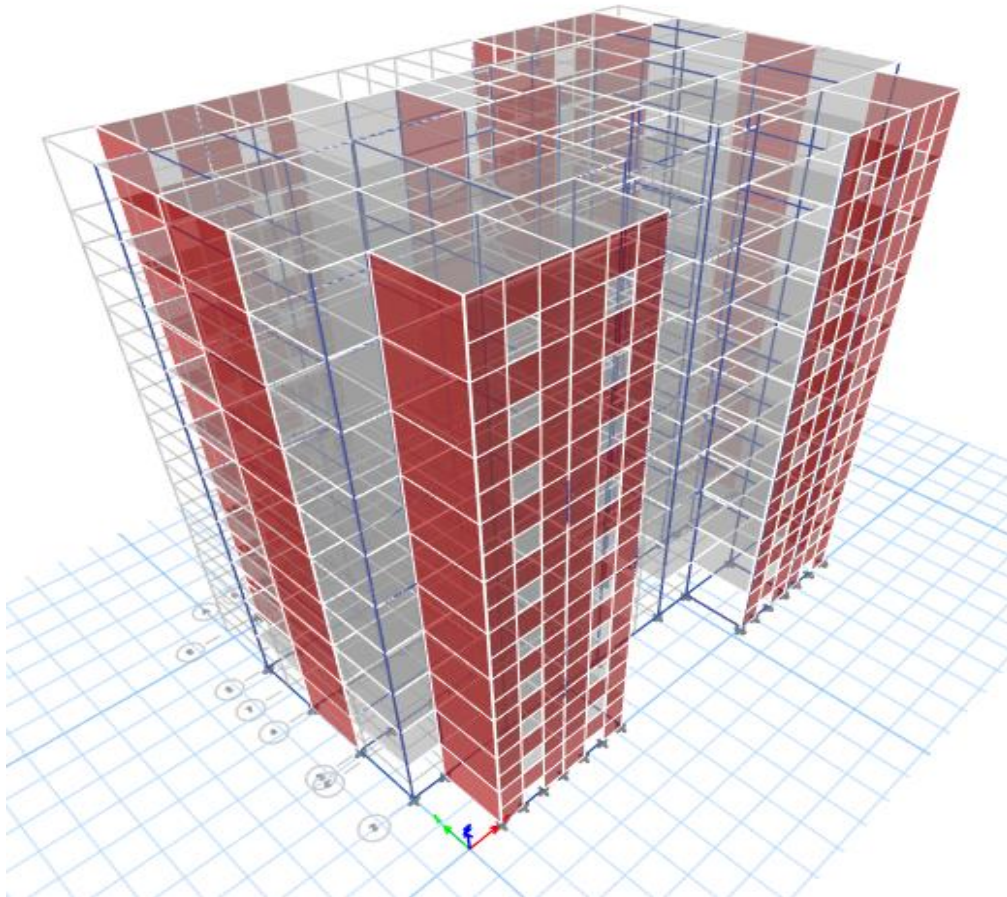
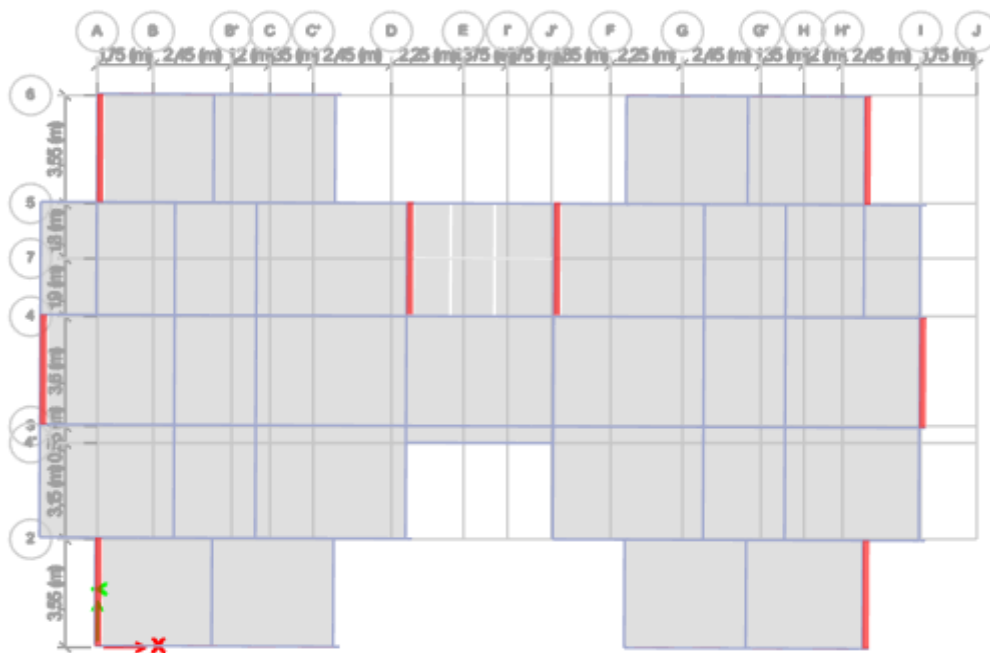
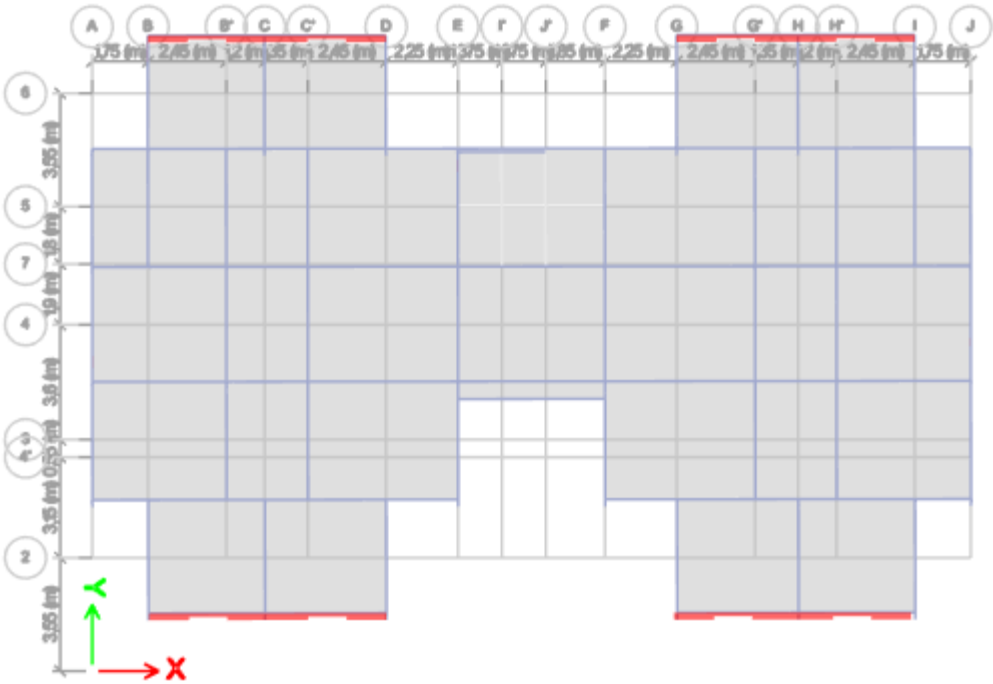


Figure IV.4. Modèle en 3D

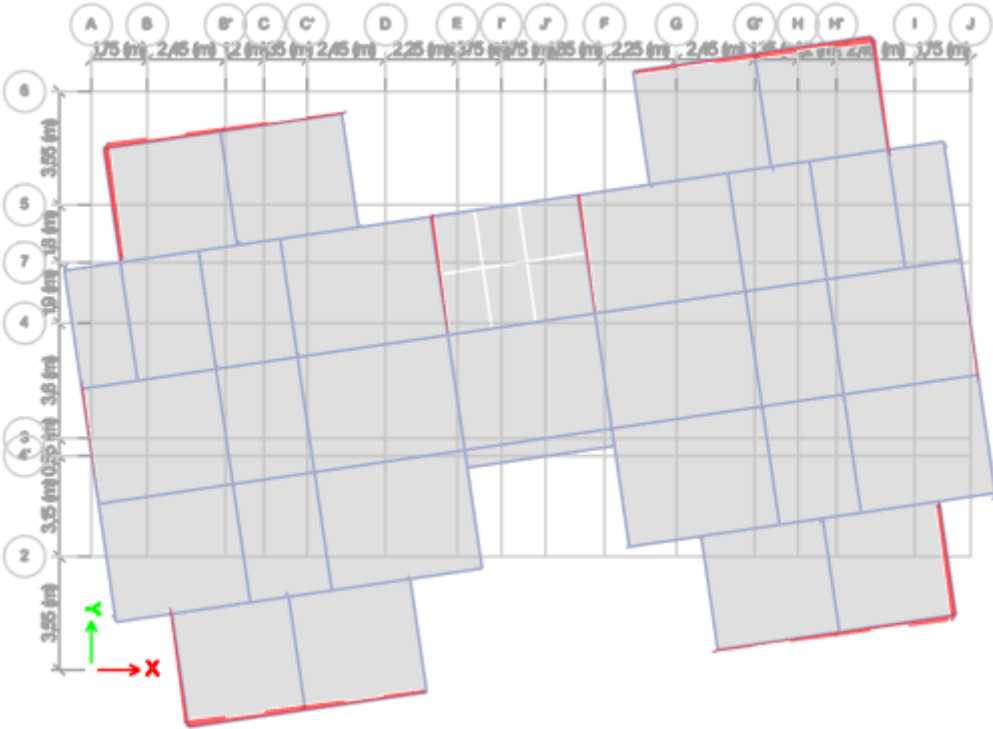
La figure II.4 représente le mouvement des trois premiers modes.



Mode 1 : Translation selon l'axe Y-Y



Mode 2 : Translation selon l'axe X-X



Mode 3 : Torsion Z-Z

IV.4.1.3. Vérification de l'effort Sismique à la base

On doit vérifier aussi que la résultante des forces sismiques à la base « V_1 » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalent.

D'après les résultats obtenus, on a :

$$W = 67412,7981 \text{ KN.}$$

Le tableau IV.5 représente les résultats de l'effort tranchant, Empirique et dynamique, obtenus pour le calcul des forces sismiques

Tableau IV.5. Vérification des efforts Sismiques à la base

Sens	A	D	Q	R	W(kn)	Vs(kn)	0,8Vs(kn)	V_{dyn} (kn)	$V_{dyn} > 0,8V_s$
X	0,25	1,6	1,2	3,5	67412,7981	9245,1837	7396,14696	7661,0379	CV
Y	0,25	1,4	1,2	3,5	67412,7981	8089,5357	6471,6285	6522,2909	CV

D'après les résultats obtenus, nous avons constaté que l'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.4.1.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où h_e : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x
(idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Ce déplacement relatif ne doit pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage. Les résultats de calcul sont groupés dans les tableaux ci-après :

Les tableaux 3.6 et 3.7 représentent respectivement les vérifications des déplacements avec le déplacement exigé par les règles parasismique algériennes dans le sens X et Y tel que : $\Delta_k \leq 1\% h_e$.

Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter étages Sens X-X

Story	Diaphragme	Load	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	Δ_k	1%hn	Obs
STORY10	10ET	EX	0,012463	0,043621	0,004952	0,036	CV
STORY9	9ET	EX	0,011048	0,038668	0,00518	0,036	CV
STORY8	8ET	EX	0,009568	0,033488	0,005317	0,036	CV
STORY7	7ET	EX	0,008049	0,028172	0,00533	0,036	CV
STORY6	6ET	EX	0,006526	0,022841	0,00518	0,036	CV
STORY5	5ET	EX	0,005046	0,017661	0,004904	0,036	CV
STORY4	4ET	EX	0,003645	0,012758	0,004428	0,036	CV
STORY3	3ET	EX	0,00238	0,00833	0,00377	0,036	CV
STORY2	2ET	EX	0,001303	0,004561	0,002947	0,036	CV
STORY1	1ET	EX	0,000461	0,001614	0,001614	0,036	CV

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “*RPA99 version 2003*”

Tableau IV.7. Vérification des déplacements inter étages Sens Y-Y

Story	Diaphragme	Load	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	Δ_k	1%hn	Obs
STORY10	10ET	EY	0,017064	0,059724	0,007203	0,036	CV
STORY9	9ET	EY	0,015006	0,052521	0,007364	0,036	CV
STORY8	8ET	EY	0,012902	0,045157	0,007483	0,036	CV
STORY7	7ET	EY	0,010764	0,037674	0,007452	0,036	CV
STORY6	6ET	EY	0,008635	0,030223	0,007217	0,036	CV
STORY5	5ET	EY	0,006573	0,023006	0,006755	0,036	CV
STORY4	4ET	EY	0,004643	0,016251	0,006003	0,036	CV
STORY3	3ET	EY	0,002928	0,010248	0,004949	0,036	CV
STORY2	2ET	EY	0,001514	0,005299	0,003598	0,036	CV
STORY1	1ET	EY	0,000486	0,001701	0,001701	0,036	CV

IV.4.1.5. Vérification de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si $0.10 < \theta_K \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$

Si $\theta_K > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec : $F_t=0$ Si $T \leq 0.7s$

$F_t=0.07TV$ Si $T > 0.7s$

Le récapitulatif des résultats est résumé dans les tableaux subséquents :

Tableau IV.8. Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens X-X

Story	Diaphragme	P(kn)	Δ (m)	V(kn)	H(m)	θ	≤ 0.1
STORY10	10ET	4638,863	0,00566	1345,48	3,06	0,006377	CV
STORY9	9ET	6323,903	0,00592	2758,749	3,06	0,004435	CV
STORY8	8ET	6421,555	0,006076	3853,476	3,06	0,003309	CV
STORY7	7ET	6421,479	0,006092	4738,081	3,06	0,002698	CV
STORY6	6ET	6490,772	0,00592	5476,315	3,06	0,002293	CV
STORY5	5ET	6568,802	0,005604	6114,587	3,06	0,001967	CV
STORY4	4ET	6568,286	0,00506	6656,078	3,06	0,001632	CV
STORY3	3ET	6646,243	0,004308	7102,121	3,06	0,001317	CV
STORY2	2ET	6771,703	0,003368	7464,37	3,06	0,000999	CV
STORY1	1ET	6771,703	0,001844	7661,038	3,06	0,000533	CV

Tableau IV.9. Vérification l'effet p- Δ inter étages Sens Y-Y

Story	Diaphragme	P(kn)	Δ (m)	V(kn)	H(m)	θ	≤ 0.1
STORY10	10ET	4638,863	0,008232	1235,454	3,06	0,010101	CV
STORY9	9ET	6323,903	0,008416	2422,703	3,06	0,007179	CV
STORY8	8ET	6421,555	0,008552	3309,798	3,06	0,005422	CV
STORY7	7ET	6421,479	0,008516	4041,377	3,06	0,004422	CV
STORY6	6ET	6490,772	0,008248	4658,287	3,06	0,003756	CV
STORY5	5ET	6568,802	0,00772	5193,626	3,06	0,003191	CV
STORY4	4ET	6568,286	0,00686	5645,109	3,06	0,002608	CV
STORY3	3ET	6646,243	0,005656	6019,322	3,06	0,002041	CV
STORY2	2ET	6771,703	0,004112	6340,895	3,06	0,001435	CV
STORY1	1ET	6771,703	0,001944	6522,291	3,06	0,00066	CV

IV.3.2.4 Vérifications des Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le « C.B.A [1] » et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de

compression de calcul est limité par la condition suivante :
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,3$$

Les résultats trouvés récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérifications des Sollicitations normales modèle final

Niveau	N _d (kN)	B _{pot} (cm)	B _c (cm ²)	F _{c28} (MPa)	ν	Vérifi cation	Observ ation
RDC ;1 ^{er} ;2 ^{eme}	1495,900	50*50	2500	25	0,23934	0,3	OUI
3 ^{eme} ;4 ^{eme} ;5 ^{eme}	990,6708	45*45	2025	25	0,1956	0,3	OUI
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	545,093	40*40	1600	25	0,1363	0,3	OUI
9 ^{eme}	141,7637	35*35	1225	25	0,047	0,3	OUI

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two large, symmetrical decorative flourishes, resembling stylized infinity symbols or floral patterns, are positioned above and below the main text. The text is centered and rendered in a classic serif font.

Chapitre V

Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

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 **ETABS (version 18.0.2)**:

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple ;
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

V.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

1. Section entièrement tendue SET ;
2. Section entièrement comprimée SEC ;
3. Section partiellement comprimée SPC.

a) Armatures longitudinales

La section A_ℓ des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_\ell}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone **III** par RPA :

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$;
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales (zone critiques).

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

Avec :

h_e : la hauteur d'étage.

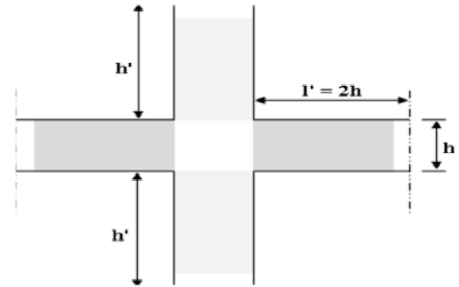


Figure V.1 Zone nodale.

b) Calcul de contrainte de cisaillement τ_u et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u) ;

b_0 : la largeur de poteau ;

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

c) Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

Selon (CBA 93) :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,32 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentale} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentale} \end{cases}$$

Selon BAEL 91 Modifié 99 :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

d) Élancement λ $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

pour une section rectangulaire de hauteur l'élancement a pour valeur : $\lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{l_f}{h}$

e) Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs ϕ_t est donnée par

la relation : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l$

ϕ_l : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

1) Situation durable :

Tableau .V.1 Situation durable

Béton	$\gamma_b=1,5$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1,15$	Nuance FeE400	$\sigma_s=348\text{MPa}$

2) Situation accidentelle :**Tableau .V.2** Situation accidentelle

Béton	$\gamma_b=1,15$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1,00$	Nuance FeE400	$\sigma_s=400\text{MPa}$

V.2.1 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

Selon CBA 93 article B.8.2.1.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : Situation durable} \dots\dots\dots 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : Situation durable} \dots\dots\dots G + Q \end{array} \right.$$

Selon RPA 99v2003 article 5.2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle} \dots\dots\dots G + Q \pm E \\ \text{Situation accidentelle} \dots\dots\dots 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Avec:

G: Charges permanentes ;

Q: Surcharge d'exploitation ;

E: Action du séisme.

V.2.2 Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

Le logiciel « SOCOTEC » est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1.Situation durable :**1.1 Combinaison ELU : 1,35G+1,5Q**a.(N^{\max} , M^{corr}) :**Tableau V. 3** Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveau	Section(C m)	N^{\max} (KN)	M^{cores} (KN. m)	Sollicitatio n	$A_{s\text{minRPA}}$ (c m ²)	A_s
RDC ;1 ^{er} ;2 ^{eme} étages	50*50	2042.869 3	7.7124	sec	22.500	29.8 7
3 ^{eme} ;4 ^{eme} ;5 ^{eme} étages	45*45	- 1352.617 2	13.0923	SEC	18.225	20.4 1
6 ^{eme} ;7 ^{eme} ;8 ^{eme} éta ges	40*40	- 743.8645	17.3005	SEC	14.400	12.1 6
9 ^{eme} étages	35*35	- 192.6773	20.785	SEC	11.025	4.83

b.($M3^{\max}$, N^{corr}) :**Tableau V.4** Ferrailages des poteaux situation durable ($M3^{\max}$, N^{corr})

Niveau	Section(C m)	M^{\max} (KN. m)	N^{cores} (K N)	Sollicitatio n	$A_{s\text{minRPA}}$ (c m ²)	A_s
RDC ;1 ^{er} ;2 ^{eme} étages	50*50	62.792	-909.819	SEC	22.500	17.1 8
3 ^{eme} ;4 ^{eme} ;5 ^{eme} étages	45*45	56.3938	-481. 9204	SEC	18.225	11.0 8
6 ^{eme} ;7 ^{eme} ;8 ^{eme} éta ges	40*40	55. 9343	- 201.7236	SEC	14.400	7.51
9 ^{eme} étages	35*35	-37. 9312	-65.144	SEC	11.025	4.51

c. ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$) :Tableau V.5 Ferrailages des poteaux situation durable ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveau	Section (C m)	M^{\max} (KN. m)	N^{cores} (K N)	Sollicitatio n	$A_{s\text{minRPA}}$ (c m ²)	A_s
RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{eme} étages	50*50	-35.5243	- 734.7181	SEC	22.500	12.8 8
3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étages	45*45	-36.6136	- 335.1288	SEC	18.225	7.52
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme} éta ges	40*40	-34.4582	- 159.5064	SEC	14.400	5.16
9 ^{eme} étages	35*35	34.2597	-42.084	SEC	11.025	3.82

2. Situation accidentelle

2.1 Combinaison : G + Q + E

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :Tableau V. 6 Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveau	Section (C m ²)	N^{\max} (K N)	M^{cores} (KN. m)	Sollicitati on	$A_{s\text{minRPA}}$ (c m ²)	A_s
RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{eme} éta ges	50*50	-1651. 9261	5.6277	SEC	22.500	20. 97
3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étages	45*45	- 1092.081 2	9.7155	SEC	18.225	14.2 7
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme} éta ges	40*40	- 598.3526	14.1648	SEC	14.400	8.52
9 ^{eme} étages	35*35	- 150.4062	16.9811	SEC	11.025	3.34

b. ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$) :Tableau V.7 Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_3^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveau	Section (C m)	M^{\max} (KN. m)	N^{cores} (K N)	Sollicitatio n	$A_{s\text{minRPA}}$ (c m ²)	A_s
RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{eme} étages	50*50	52.5229	- 731.1221	SEC	22.500	12.1 2
3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étages	45*45	47.0501	- 388.2066	SEC	18.225	7.87
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme} éta ges	40*40	46.6936	- 162.8073	SEC	14.400	5.37
9 ^{eme} étages	35*35	-31.6284	-55.3281	SEC	11.025	3.26

c. ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$) :Tableau V.8 Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M_2^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveau	Section (C m)	M^{\max} (KN. m)	N^{cores} (K N)	Sollicitatio n	$A_{s\text{minRPA}}$ (cm ²)	A_s
RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{eme} étages	50*50	-28.0946	- 570.0387	SEC	22.500	8.7 2
3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étages	45*45	-29.2102	- 261.1058	SEC	18.225	5.1 4
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme} étag es	40*40	-27.503	-124.693	SEC	14.400	3.5 4
9 ^{eme} étages	35*35	26.9071	-33.0427	SEC	11.025	2.5 8

2.2 Combinaison : 0.8G + E

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V. 9 Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{cores})

Niveau	Section(C m)	N^{\max} (K N)	M^{cores} (KN. m)	Sollicitati on	$A_{s\text{minRPA}}$ (c m ²)	A_s
RDC ;1 ^{er} ;2 ^{eme} étages	50*50	- 1071.89 97	4.6555	SEC	22.500	13.6 6
3 ^{eme} ;4 ^{eme} ;5 ^{eme} étages	45*45	- 711.408 3	8.3752	SEC	18.225	9.43
6 ^{eme} ;7 ^{eme} ;8 ^{eme} ét ages	40*40	- 393.466 8	8.9025	SEC	14.400	5.57
9 ^{eme} étages	35*35	- 106.496 9	10.7323	SEC	11.025	2.26

b. ($M3^{\max}$, N^{corr}) :Tableau V.10 Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M3^{\max}$, N^{corr})

Niveau	Section (Cm)	M^{\max} (KN.m)	N^{cores} (KN)	Sollicitation	$A_{s\text{minRPA}}$ (cm ²)	A_s
RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{eme} étages	50*50	31.1997	-481.9699	SEC	22.500	7.8
3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étages	45*45	28.1416	-254.3539	SEC	18.225	4.98
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme} étages	40*40	27.8855	-106.0787	SEC	14.400	3.32
9 ^{eme} étages	35*35	-18.9465	-31.5306	SEC	11.025	1.92

c. ($M2^{\max}$, N^{corr}) ;Tableau V.11 Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M2^{\max}$, N^{corr})

Niveau	Section (Cm)	M^{\max} (KN.m)	N^{cores} (KN)	Sollicitation	$A_{s\text{minRPA}}$ (cm ²)	A_s
RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{eme} étages	50*50	-19.2711	-409.6654	sec	22.500	6.22
3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étages	45*45	-19.6079	-185.7326	SEC	18.225	3.58
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme} étages	40*40	-18.7496	-47.3834	SEC	14.400	3.53
9 ^{eme} étages	35*35	18.7724	-23.0693	SEC	11.025	1.91

V.2.3 Choix des armatures :

Le choix final est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Choix des armatures des poteaux carrés

Niveau	Section (cm)	A_s^{cal}	$A_s^{min} RPA (cm^2)$	$A_s^{max} (Z-C)$	$A_s^{max} (Z-R)$	Choix armatures	A_s^{ado}
RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{eme} étages	50*50	29.87	22.500	75	150	8T20+4T16	33.16
3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étages	45*45	20.41	18.225	60.75	121.5	4T20+4T16	20.60
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme} étages	40*40	12.16	14.400	48	96	4T16+4T16	14.20
9 ^{eme} étages	35*35	4.83	11.025	36.75	73.5	4T14	6.15

Avec :

A_s^{cal} : La section d'armatures calculée pour la section totale du poteau .

A_s^{min} : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau .

A_s^{max} : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau .

V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Fissuration peu nuisible Pas de vérification.

- Acier : Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 110(\eta \cdot f_{tj})^{0.5})$

Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{3} f_e, 110\eta)$

Avec:

$\eta = 1,6$: pour les aciers HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201.63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

$M_{cor}^{ser}; N_{max}^{ser}$:

Tableau V.13 Vérification des contraintes pour les poteaux

Niveau	Section(c m)	Nmax(K N)	Mcorr(KN. m)	Sollici t-	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérificati on
RDC ;1 ^{er} ;2 ^{eme} étages	50*50	2042.869 3	7.7124	SEC	201,6 3	76,7	15	9,4 7	OK
3 ^{eme} ;4 ^{eme} ;5 ^{eme} étages	45*45	- 1352.617	13.0923	SEC	201,6 3	74,4	15	7,0 3	OK
6 ^{eme} ;7 ^{eme} ;8 ^{eme} éta ges	40*40	-743.8645	17.3005	SEC	201,6 3	63,1	15	3,9 2	OK
9 ^{eme} étages	35*35	-262.6773	18.785	SEC	201,6 3	52,1 2	15	3,0 8	OK

VI.2.5 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

VI.2.5.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,2f_{c28}/\gamma_b, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28} / \gamma_b, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 : article 7.4.3.2**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élancement $\lambda_g < 5$

Avec :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Section (cm)	T_u (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{CBA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	Vérificatio n
RDC ; 1 ^{er} ; 2 ^{eme} étages	50*50	47.23 4	0.20	5.32	0.075	3.75	1.875	vérifier
3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} étages	45*45	27.42 1	0.15	5.91	0.075	3.75	1.875	vérifier
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{em} e	40*40	27.01 7	0.18	6.65	0.075	3.75	1.875	vérifier
9 ^{eme} étages	35*35	20.40 6	0.18	7.6	0.075	3.75	1.875	vérifier

V.2.5.2 Ferraillage transversal des poteaux

- Selon le RPA99 version 2003 : Article 7.4.2.2

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4MPa\right) \end{array} \right. \text{ Avec:}$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- φ_t : Diamètre des armatures transversales.
- φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon BAEL99 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort Tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{Espacement géométrique e.}$$

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% & \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} & \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.15 Espacements maximaux selon RPA99

Étages	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _{t max} (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC ;1 ^{er} ;2 ^{eme} étages	50*50	8T20+4T16	20	10	20
3 ^{eme} ;4 ^{eme} ;5 ^{eme} étages	45*45	4T20+4T16	16	10	16
6 ^{eme} ;7 ^{eme} ;8 ^{eme} étages	40*40	4T16+4T14	14	10	14
9 ^{eme} étages	35*35	4T14	14	10	14

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.16 Choix des armatures transversales pour les poteaux

Étage	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	T _u ^{max} (KN)	Zone	S _t ^{max} (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC ;1 ^{er} ;2 ^{eme} étages	50*50	2.142	4.284	3.75	47.234	N	10	1.44	4T8	2.01
						C	20	2.89	4T8	2.01
3 ^{eme} ;4 ^{eme} ;5 ^{eme} étages	45*45	2.142	4,76	3.75	27.421	N	10	0.84	4T8	2.01
						C	16	1.34	4T8	2.01
6 ^{eme} ;7 ^{eme} ;8 ^{eme} étages	40*40	2.142	5.35	2.5	27.017	N	10	0.55	4T8	2.01
						C	14	0.77	4T8	2.01
9 ^{eme} étages	35*35	2.142	6.12	2.5	20.406	N	10	0.41	4T8	2.01
						C	14	0.58	4T8	2.01

V.2.6 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r = 50\phi_l$ en zone III, est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.17 la longueur de recouvrement

Les barres	T14	T16	T20
Le choix (mm)	700	800	1000

V.2.8. Schéma de ferraillage des poteaux :

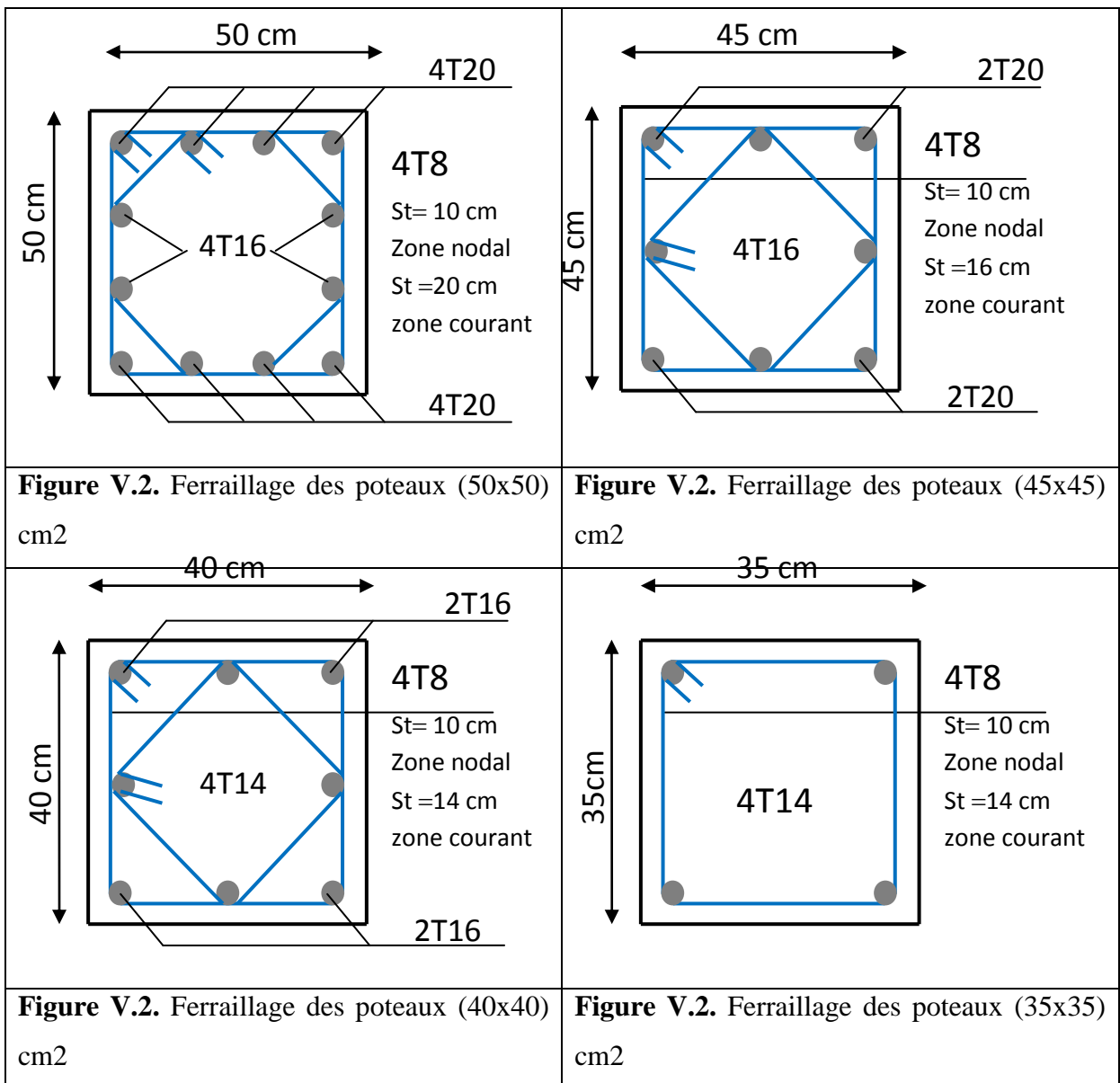


Figure V.2. Ferraillage des poteaux

V.3 Ferrailage des poutres :**V.3.1 Introduction :**

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.3.2. Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " **CBA 93** "
 - E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
 - E.L.S: G + Q
- ✓ Combinaisons exigées par le " **RPA 99 version 2003** "
 - G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.3 Recommandations des règlements

-Selon **RPA99 version 2003 article 7.5.2.1**

- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:
 - $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
 - $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (**zone III**).
- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 St$.

b: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

$$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

✓ **Situation durable**

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400; $\sigma_s = 348$ MPa.

✓ **Situation accidentelle**

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,00$; FeE 400; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.3.4 Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre non porteuse).
- Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.3.4.1 Sens porteur (poutre porteuse).

A. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.18 Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

étages	Section	Position	$M^{\max}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$A_{SRPA}^{\min}(\text{cm}^2)$
RDC	30*40	Travée	42,0603	3,4	0	1.3
		Appui	-51,2513	4,18	0	1.3
1 ^{er} étage	30*40	Travée	45,3805	3,68	0	1.3
		Appui	-50,5286	4,12	0	1.3
2 ^{ème} étages	30*40	Travée	49,2814	4,01	0	1.3
		Appui	-52,841	4,32	0	1.3
3 ^{ème} étages	30*40	Travée	52,4693	4,29	0	1.3
		Appui	-58,4469	4,8	0	1.3
4 ^{ème} étages	30*40	Travée	55,4704	4,55	0	1.3
		Appui	-65,0537	5,38	0	1.3
5 ^{ème} étages	30*40	Travée	57,1525	4,69	0	1.3
		Appui	-70,2528	5,85	0	1.3
6 ^{ème} étages	30*40	Travée	58,5041	4,81	0	1.3
		Appui	-77,7232	6,52	0	1.3
7 ^{ème} étages	30*40	Travée	62,0069	5,12	0	1.3
		Appui	-82,5075	6,96	0	1.3
8 ^{ème} étages	30*40	Travée	51,3707	4,19	0	1.3
		Appui	-85,20092	7,21	0	1.3
9 ^{ème} étages	30*40	Travée	44,581	3,61	0	1.3
		Appui	-85,3007	7,22	0	1.3

_Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau V.19 Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)

étages	Section	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s '(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC	30*40	Travée	66,6136	4,72	0	1.3
		Appui	-55,1796	3,88	0	1.3
1 ^{er} étage	30*40	Travée	80,7953	5,8	0	1.3
		Appui	-68,1057	4,84	0	1.3
2 ^{ème} étages	30*40	Travée	91,09	6,59	0	1.3
		Appui	-77,0164	5,51	0	1.3
3 ^{ème} étages	30*40	Travée	99,6022	7,26	0	1.3
		Appui	-87,0229	6,27	0	1.3
4 ^{ème} étages	30*40	Travée	106,4187	7,8	0	1.3
		Appui	-93,3423	6,77	0	1.3
5 ^{ème} étages	30*40	Travée	108,207	7,94	0	1.3
		Appui	-96,2246	6,99	0	1.3
6 ^{ème} étages	30*40	Travée	109,2392	8,03	0	1.3
		Appui	-101,9942	7,45	0	1.3
7 ^{ème} étages	30*40	Travée	109,3237	8,03	0	1.3
		Appui	-104,545	7,65	0	1.3
8 ^{ème} étages	30*40	Travée	66,5512	4,72	0	1.3
		Appui	-102,7837	7,51	0	1.3
9 ^{ème} étages	30*40	Travée	41,1509	2,86	0	1.3
		Appui	-84,5461	6,08	0	1.3

V.3.4.2 Sens non porteur (poutre secondaire).

A. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.20 Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

étages	Section	Position	M^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)
RDC	30*35	Travée	36,9231	3,48	0	1.14
		Appui	-45,8471	4,37	0	1.14
1 ^{er} étage	30*35	Travée	37,1414	3,5	0	1.14
		Appui	-50,4235	3,84	0	1.14
2 ^{ème} étages	30*35	Travée	37,9453	3,58	0	1.14
		Appui	-53,5329	5,16	0	1.14
3 ^{ème} étages	30*35	Travée	38,7848	3,66	0	1.14
		Appui	-59,6929	5,81	0	1.14
4 ^{ème} étages	30*35	Travée	39,1374	3,7	0	1.14
		Appui	-63,3659	6,2	0	1.14
5 ^{ème} étages	30*35	Travée	39,8398	3,7	0	1.14
		Appui	-65,4751	6,43	0	1.14
6 ^{ème} étages	30*35	Travée	40,8849	3,84	0	1.14
		Appui	-70,4088	6,96	0	1.14
7 ^{ème} étages	30*35	Travée	40,8849	3,87	0	1.14
		Appui	-72,7371	7,22	0	1.14
8 ^{ème} étages	30*35	Travée	41,0068	3,88	0	1.14
		Appui	-74,6666	7,44	0	1.14
9 ^{ème} étages	30*35	Travée	45,4947	4,33	0	1.14
		Appui	-69,437	6,86	0	1.14

Situation accidentelle: G+Q±E

Tableau V.21 Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

étages	Section	Position	M^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)
RDC	30*35	Travée	29,1985	2,34	0	1.14
		Appui	-46,3816	3,79	0	1.14
1 ^{er} étage	30*35	Travée	29,4065	2,36	0	1.14
		Appui	-59,1931	4,9	0	1.14
2 ^{ème} étages	30*35	Travée	31,7346	2,55	0	1.14
		Appui	-67,9758	5,69	0	1.14
3 ^{ème} étages	30*35	Travée	35,2719	2,85	0	1.14
		Appui	-77,3434	6,54	0	1.14
4 ^{ème} étages	30*35	Travée	37,8495	3,07	0	1.14
		Appui	-83,4371	7,1	0	1.14
5 ^{ème} étages	30*35	Travée	39,4784	3,2	0	1.14
		Appui	-85,7909	7,32	0	1.14
6 ^{ème} étages	30*35	Travée	40,4777	3,29	0	1.14
		Appui	-88,7747	7,61	0	1.14
7 ^{ème} étages	30*35	Travée	40,8408	3,32	0	1.14
		Appui	-90,0108	7,72	0	1.14
8 ^{ème} étages	30*35	Travée	40,7221	3,31	0	1.14
		Appui	-88,6363	7,59	0	1.14
9 ^{ème} étages	30*35	Travée	44,1201	3,6	0	1.14
		Appui	-59,9477	4,97	0	1.14

V.3.5 Choix des armatures :**V.3.5.1 Sens porteur****Tableau V.22** Choix des armatures pour les poutres porteuses

Niveaux	Section	Position	$A_s^{\max RPA}$		A_s^{calc} (cm ²)	Choix	A_s^{adop} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)
			Z-C	Z-R				
RDC a 9 ^{eme} etages	30*40	Travée	48	72	8,03	5T14+1T12	8.82	1.3
		Appui			7,65	5T14	7.69	1.3

V.3.5.2 Sens non porteur**Tableau V.23** Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Niveaux	Section	Position	$A_s^{\max RPA}$		A_s^{calc} (cm ²)	Choix	A_s^{adop} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)
			Z-C	Z-R				
RDC a 9 ^{eme} etages	30*35	Travée	42	63	4.33	3T14	4.61	1.14
		Appui			7.72	3T14+3T12	8.007	1.14

V.3.6 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**V.3.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4MPa) = 3,75MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.24 Vérification de la contrainte de cisaillement

POUTRES	Section	T^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
Porteuses	30x40	-108.2796	1.002	3.75	CV
Non Porteuses	30x35	-118.1641	1.25	3.75	CV

V.3.6.2. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400($f_e=400\text{MPa}$).

a) Selon le CBA93 article A.5.1.2.2

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

b) Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,14\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm}$$

Tableau V.25 Calcul des armatures transversales

Sens	T_u (kN)	τ_u (MPa)	CBA93	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			S_t (cm)	S_t (cm) ZN	S_t (cm) ZC	ZN	ZC		
porteur	-108.2796	1.002	32.4	10	20	10	20	1.8	4T8
Non porteur	-118.1641	1.25	28.5	8.75	17.5	8	15	1.35	4T8

c) Recouvrement des armatures longitudinales Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.1

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a: $\varnothing = 14\text{mm}$ $L_r = 700\text{mm}$

$\varnothing = 12\text{mm}$ $L_r = 600\text{mm}$

V.3.7 Vérification vis-à-vis de L'ELS

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

V.3.7.1 Sens porteur : (30×40)

a) Combinaison G+Q

Tableau V.26 Vérification des poutres porteuses

Etage	Section	Position	M^{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
RDC au 10 ^{ème}	30*40	Travée	45.1918	5.76	15	127.2	201.63	vérifier
		Appui	-62.323	8.48	15	154.3	201.63	vérifier

V.3.7.2 Sens non porteur : (30×35)

a) Combinaison G+Q

Tableau V.27 Vérification des poutres non porteuses

Etage	Section	Position	M^{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
RDC au 10 ^{ème}	30*35	Travée	33.521	4.98	15	130.12	201.63	vérifier
		Appui	-54.7837	6.32	15	145.36	201.63	vérifier

V.3.7.3 Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ;

La flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la section de la poutre.

f_{max} : La flèche maximale de la poutre.

q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S (q=G+Q).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé (E_{vj}=10721,40MPa).

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

$$\text{Tel que : Poutre principale : } \bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 0.82\text{cm} \quad (L = 4.10\text{m} \leq 5\text{m})$$

$$\text{Poutre secondaire : } \bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0.64\text{cm} \quad (L = 3.20\text{m} \leq 5\text{m})$$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} , \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.28 Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Sens	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
porteuse	45.1918	8.82	21.58	0,010	142.32	2,386	0.954	0,528	132490.01	64514.83	88150.37
Non porteuse	33.521	4.61	18.36	0.006	230.83	3.977	1.59	0,518	95248.08	41216.71	52247.98

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 3.66mm \quad (L = 4.1m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 7.96mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 4.3mm \langle \bar{f} = 8.2mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :

$$f_{i3} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 2.58mm \quad (L = 3.20m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v3} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 6.07mm$$

$$\Delta f_{T3} = f_{v3} - f_{i3} = 3.49mm \langle \bar{f} = 6.4mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Tableau V.29 Vérification de la flèche.

section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	f^- (mm)	Observation
30x40	7.96	3.66	4.3	8.2	Vérifié
30x35	6.07	2.58	3.49	6.4	Vérifié

V.3.8. Schéma de ferrailage des poutres

1- Sens porteur

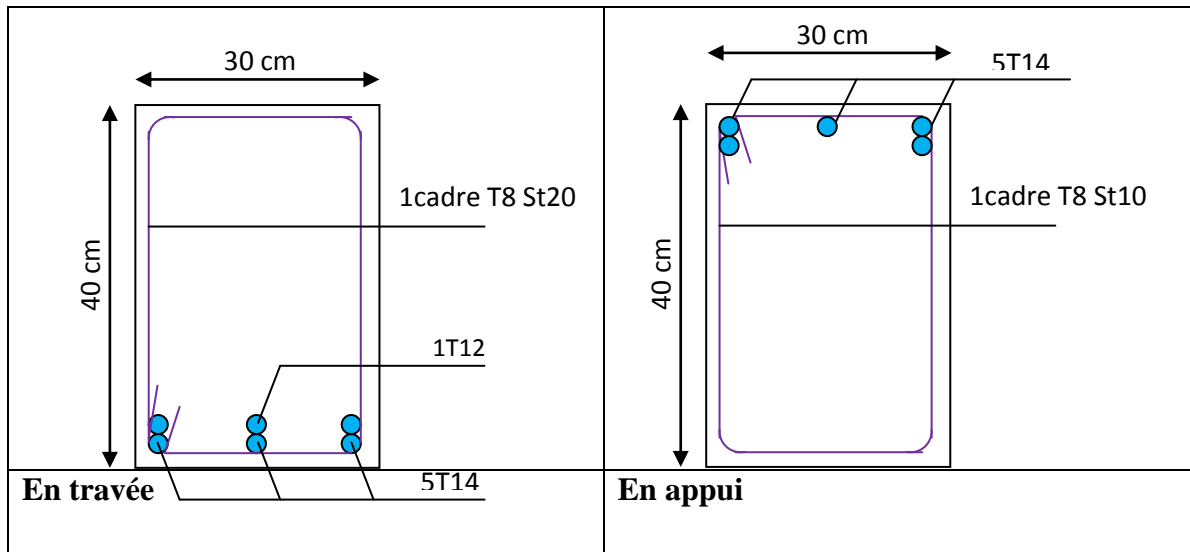


Figure V.3. Ferraillage des Poutres porteuses

2- Sens non porteur

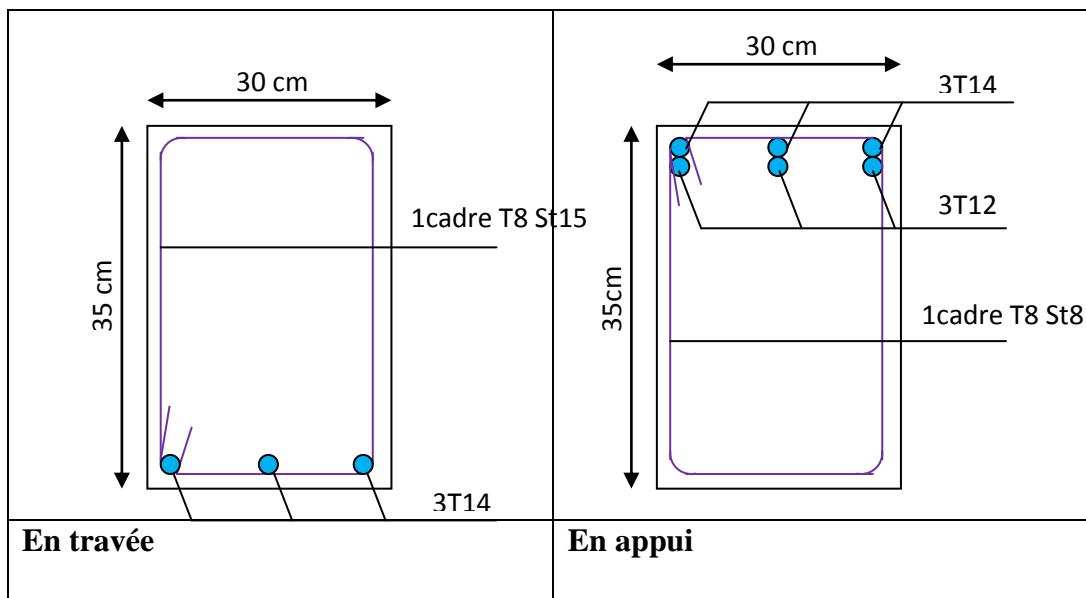


Figure V.4. Ferraillage des Poutres non porteuses

V.4 Ferrailage des voiles Ferrailage des poutres :**V.4.1 Introduction :**

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement **RPA2003**.

- **Les armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être repris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

- **Les armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10ϕ .

- **L'espacement**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$S_t \leq \min(1,5a ; 30\text{cm})$$

Avec :

a: épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

V.4.2 Méthode de ferrailage des voiles

On calcule les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en 3 cas :

1^{ère} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min} = 0,2\% a.l$)

2^{ème} cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_v \leq A_{\min} = 0,20\% .a.L$.on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{\min} = 0,20\% .a.L$.on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimaux est suivant :

$$A_h = 0,15\% .a.100 \text{ (1ml)}$$

3^{ème} cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.2.1 Armature horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

$d = 0,9h$.

h: hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.



Le pourcentage minimal total des armatures données par **RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\% .a.1m$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\% .a.1m$$

V.4.2.2 L'espacement : d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- 40ϕ  les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- 20ϕ  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4V$

V: L'effort tranchant dans la section considérée ;

x: Longueur de la zone tendue ;

L: Longueur du voile.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

V.4.2.3 Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.4.3 Ferraillage des voiles sous (0,8G ± E)

V.4.3.1 Type Voile pleine en U(voile de RDC)

$$A = 1,02\text{m}^2$$

$$V = 1,8 \text{ m}$$

$$V' = 1,8\text{m}$$

$$I = 1.5046 \text{ m}^4$$

$$N = 2598,4258\text{KN}$$

$$M = 342,8764 \text{ KN.m}$$

$$T = 268,0085\text{KN}$$

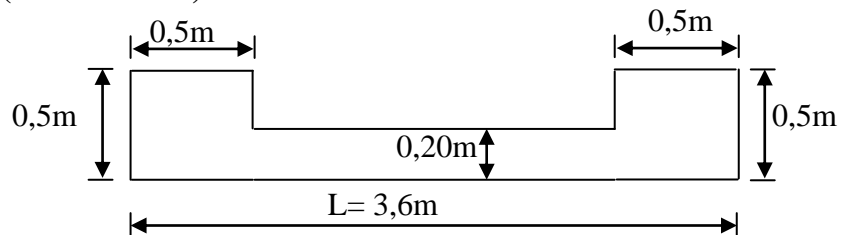


Figure V.5. Vue en plan du voile plein en U.

✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{2598,4258}{1.02} + \frac{342,8764 \times 1.8}{1.5046} \right] \cdot 10^{-3} = 2.95\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2598,4258}{1.02} - \frac{342,8764 \times 1.8}{1.5046} \right] \cdot 10^{-3} = 2.13\text{MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de même signe ~~Donc~~ la section est entièrement comprimée.

✓ Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

$$N = 2958,6564 \text{KN}$$

$$M = 269,5690 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{2958,6564}{1,02} + \frac{269,5690 \times 1,8}{1,5046} \right] \cdot 10^{-3} = 3,22 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2958,6564}{1,02} - \frac{269,5690 \times 1,8}{1,5046} \right] \cdot 10^{-3} = 2,578 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 3,22 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\sigma_2 = 2,57 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{2,13}{2,95 + 2,13} \times 3,6 = 1,5 \text{m}$$

$$Y = L - X = 3,6 - 1,5 = 2,1 \text{m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

✓ Calcul de la contrainte σ_3

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{2,13 \times (1,5 - 0,5)}{1,5} = 1,42 \text{MPa}$$

✓ Détermination des armatures verticales

▪ Tronçon AB

La force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{2,13 + 1,42}{2} \right) \cdot 0,5 \times 0,5 \times 10^3 = 378,075 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{378,075 \times 10}{400} = 9,45 \text{cm}^2$$

▪ Tronçon BC

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 1,42 \times (1,5 - 0,5) \times 0,20 \times 10^3 = 142 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{142 \times 10}{400} = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 9.45 + 3.55$$

$$A_t = 13 \text{ cm}^2$$

▪ Calcul de A_{vj}

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 2680,0856 \times 10}{400} \times \frac{1,5}{3,6} = 45.28 \text{ cm}^2$$

▪ Section total d'armature

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 13 + 45.28 = 58,28 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003

$$A_{Total} = 56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,20 \times 1,5 \times 10^4 = 6 \text{ cm}^2$$

➤ Détermination des armatures horizontales

▪ La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4.V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 268,0085 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3600} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ Le pourcentage minimal selon RPA 2003

$$\tau_b = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

Tapez une équation ici.

$$\text{On prend : } A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2 \quad S_h = 25 \text{ cm}$$

▪ L'espacement

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

➤ Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2,1 - 1,5) \times 10^4 = 3.6 \text{ cm}^2$$

▪ Choix d'armature

$$\blacklozenge \text{ Les poteaux : } A_p = 8T20 + 4T16 = 33.16 \text{ cm}^2$$

- ◆ La zone poteau voile : $2(8T20+2T16) = 58.28 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ et $S_v = 20 \text{ cm}$
- ◆ La zone courante : $2(4T10) = 6.29 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature vertical et horizontale (même ferrailage pour tous les voiles de la structure)

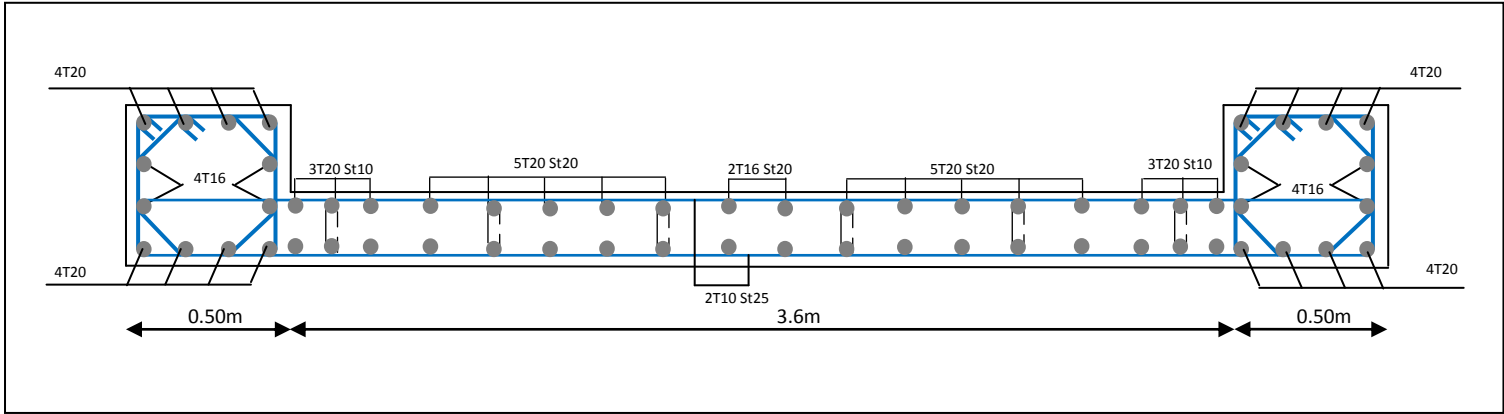


Figure V.6. Schéma de ferrailage du voile en forme U.

V.4.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles

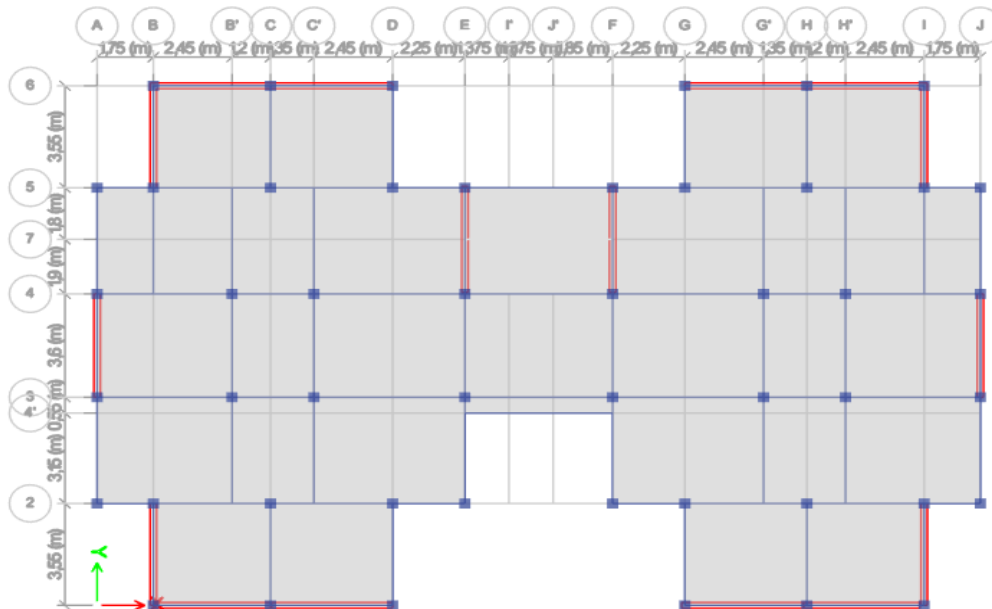


Figure V.7 plan de position des voiles.

➤ Caractéristiques et efforts

Tableau V.30 Caractéristique des voiles

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)	Obs
P10	3,6	1,02	1.50	1,8	1,8	342,764	2598,42	268 ,00	SEC

V.4.5 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$$

b_0 : Épaisseur du voile

d : hauteur utile $d=0,9 \cdot h$

h : hauteur totale (largeur) de la section brute

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.31 Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	T (KN)	τ_b (MPa)	condition
P10	268,0085	0.59	Vérifié

V.5 Caractéristiques et ferrailage de l'ascenseur :

V.5.1 Caractéristiques et efforts :

Tableau V.32 Caractéristique de l'ascenseur

ASC	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
	6,25	1,50	1,5396	0,975	0,975	7212,322	4149,39	761,55

V.5.2 Ferrailage :**Tableau V.33** Les contraintes de l'ascenseur

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
asc	7,33	-1,8	-0,95	1,06	5,19	343,75	53,2	8,59	1,33	4,97

Tableau V.34 Choix d'armature de l'ascenseur

voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _c (cm ²)	Zone poteaux	armatures
P2	29.87	7.85	16.04	12T14	2(45T10)

Figure V.8 Ferraillage de l'ascenseur

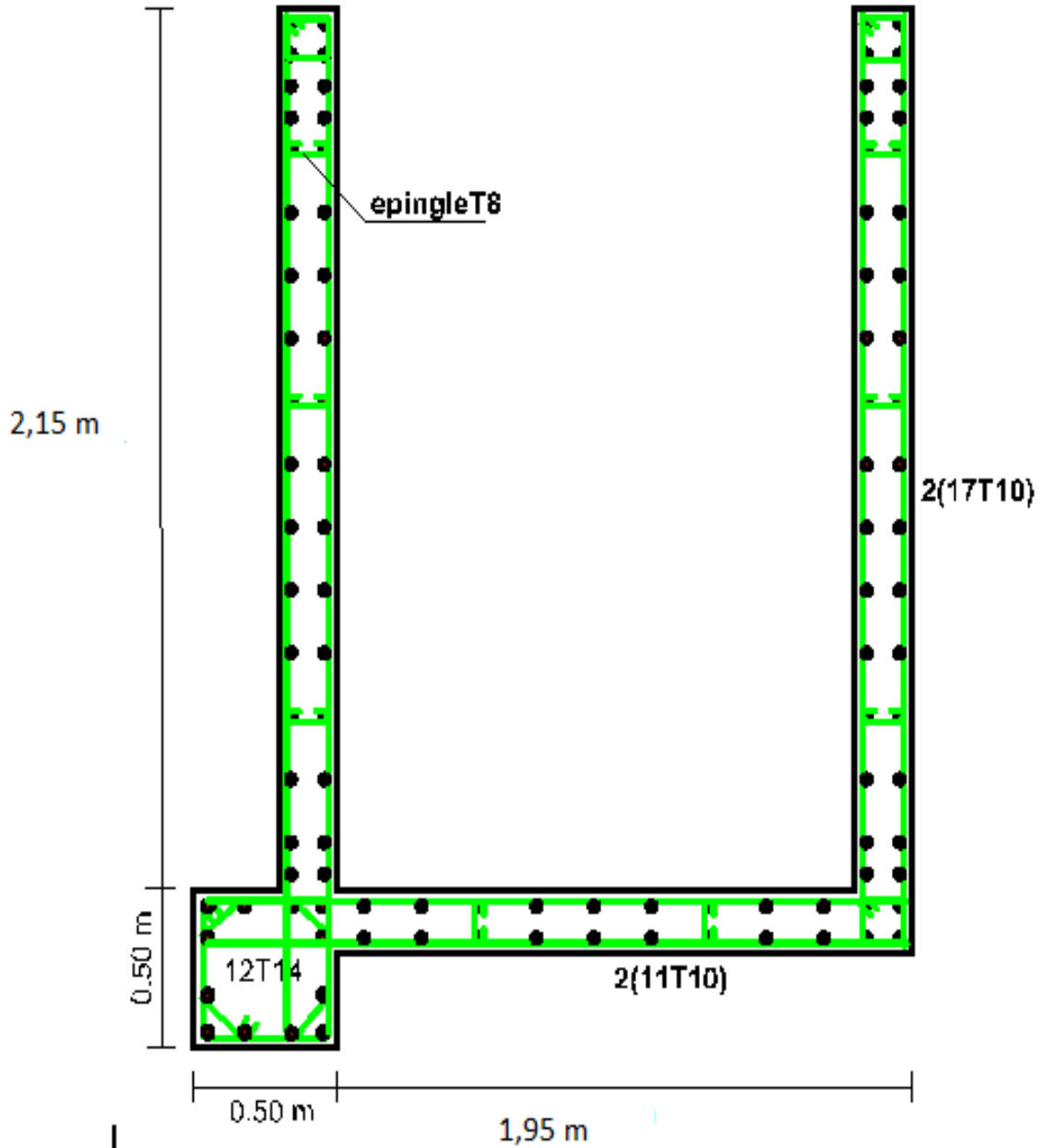


Figure V.8 Ferraillage de l'ascenseur

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two large, symmetrical decorative flourishes, resembling stylized infinity symbols or floral patterns, are positioned above and below the text. The text is centered and rendered in a classic serif font.

Chapitre VI

Etude de fondation

IV.1 Introduction :

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivant :

- Réaliser l'encastrement de la structure ;
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise ;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

En cas de séisme les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte. Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsqu'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage.
- Les caractéristiques du sol support, La nature et l'homogénéité du sol et la capacité portance de terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VI.2. Classification des fondations :

- a) Fondation superficielles : utilisée pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol ;
- b) Fondations profondes : utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : pieux ou puits.

VI.3. Ferrailage de longrine :

D'après RPA99 /modifié 2003 [1], les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

a). Dimensionnement :

Pour les sites de catégories S_2 , S_3 on doit disposer des longrines de (30×30) cm².

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone III et un $\alpha = 10$)

$$N = 7110,391 \text{ KN}$$

$$F = \frac{7110,391}{10} = 711,04 \geq 20kN \dots \dots \dots CV$$

b). Calcul de ferrailage :

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{311,04}{348} = 8,9 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 4,725 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par RPA99 (version 2003) [1] :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_s = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$

c). Vérifications a l'ELS :

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\} \dots \dots \dots \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{2218,61}{10} = 221,8616 \text{ KN}$$

$$A_s > \frac{F}{\overline{\sigma}_s} = \frac{221,86}{201,63} = 11,00 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables

d). Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA99/Version 2003[1] par :

$$S_t = \min(20\text{cm}; 15\phi_l)$$

On prend : $\phi = 8\text{mm}$
 $\phi_l = 12\text{mm}$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.2)\text{cm} = 18\text{cm}$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

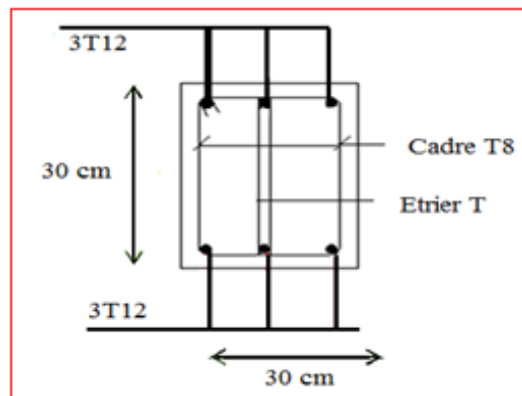


Figure VI.1: Ferrailage de longrine.

VI.4. Voile périphérique :

Selon le règlement RPA2003 les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

VI.4.1. Dimensionnement et ferrailage du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures et de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend $e = 15\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique)

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

1. Armatures verticales :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 25\text{ cm}$

▪ Armatures horizontales :

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 25\text{ cm}$

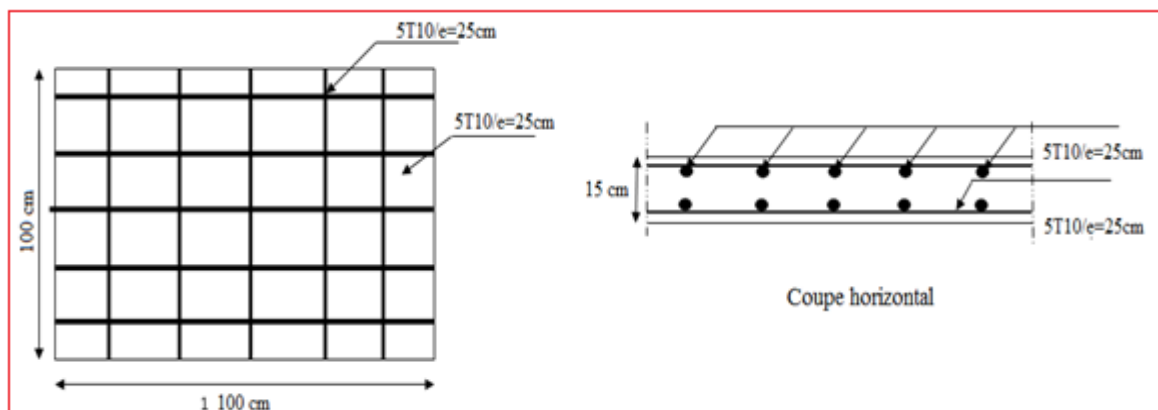


Figure VI.2. Ferrailage du voile périphérique

VI.5. Etude préliminaire du choix de type de fondation :

Notre ouvrage étant contreventé par voiles porteurs avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.5 bars selon le rapport du sol, et un profondeur d'ancrage de 2m, il y a lieu de projeter a priori des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées.
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).

- Radier général

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions (RPA) :

$$\mathbf{G+Q\pm E}$$

$$\mathbf{0,8G\pm E}$$

Outres ces combinaisons le **CBA 93 (Article B 9.2)** préconise cette combinaison :

$$\mathbf{1.35G+1.5Q_B}$$

VI.5.1. Semelle isolée :

Nous proposons en premier cas des semelles isolées comme solution, pour cela nous allons procéder à une petite vérification :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A= B \Rightarrow S = A²

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations.

Point	FZ (KN)	A(m)	Point	FZ (KN)	A(m)	Point	FZ (KN)	A(m)
C1	1470,231	2,08	C17	1124,664	1,82	C33	871,0781	1,60
C2	1148,383	1,84	C18	1277,764	1,93	C34	1109,831	1,81
C3	1169,29	1,85	C19	1325,703	1,97	C35	1113,589	1,80
C4	1202,987	1,88	C20	1511,429	2,11	C36	1782,155	2,28
C5	1139,564	1,83	C21	1663,381	2,21	C37	1005,381	1,72
C6	965,035	1,68	C22	889,0568	1,62	C38	712,3476	1,45
C7	857,4901	1,59	C23	842,6819	1,57	C39	1215,691	1,89
C8	1091,231	1,79	C24	926,4826	1,65	C40	769,3005	1,50
C9	1493,712	2,09	C25	2218,616	2,55	C41	503,0555	1,21
C10	1340	1,98	C26	2122,265	2,49	C42	1700,357	2,23
C11	1692,584	2,23	C27	1187,663	1,87	C43	1176,289	1,86
C12	1056,951	1,76	C28	2185,929	2,53	C44	1234,506	1,90
C13	1545,111	2,13	C29	1147,103	1,83	C45	2102,068	2,48
C14	1177,299	1,86	C30	1120,17	1,81	C46	811,3203	1,54
C15	964,7951	1,68	C31	1222,05	1,89	C47	818,9432	1,55
C16	1579,606	2,15	C32	683,7455	1,42	C48	1033,359	1,74

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : L_{\min} (valeur entre axe minimum entre deux poteaux)

- sens X-X

$$L_{\min} = 1,25\text{ m} \quad , \quad A = 2,55\text{ m}$$

Alors :

$$1,5 \times 2,55\text{ m} = 3,82\text{ m} > L_{\min} = 1,25\text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié}$$

- Sens y-y

$$L_{\min} = 3,05\text{ m} \text{ et } A = 2,55\text{ m}$$

Alors :

$$1,5 \times 2,55\text{ m} = 3,82\text{ m} > L_{\min} = 3,05\text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion :

Tenant compte des distances existantes entre les poteaux dans les deux directions. On peut conclure que l'emploi des semelles isolées est impossible, à cause de chevauchement de deux semelles voisines, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.5.2. Semelles filantes :

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ Tel que :

N : effort normal prévenant de l'axe ou la file considéré ($N_{\text{poteaux}} + N_{\text{voiles}}$).

S : section de la semelle ($S = B.L$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.2. Sections des semelles filantes sens x-x :

Axe	N (KN)	L (m)	B (m)	B _{choisie}
A	5331,18	11	1,42	1,50
B	10332,06	11	2,75	2,80
C	2316,93	3,6	1,89	2,00
D	3395,52	3,55	3,91	4,00
E	2426,13	3,6	1,98	2,00
F	3748,40	3,55	3,10	3,20
G	5436,47	11	1,45	1,50
H	4253,87	11	1,13	1,20
I	3671,19	3,55	3,04	3,10
g	2392,17	3,6	1,95	2,00
''K	3825,00	3,55	3,16	3,20
L	2312,65	3,6	1,88	1,90
M	5285,94	3,55	4,37	4,40
N	5417,86	11	1,45	1,50

Tableau VI.3. Sections des semelles filantes sens y-y :

Axe	N(KN)	L(m)	B(m)	Bchoisie(m)
1	7898,57	7,45	3,11	3,20
2	8303,34	27,5	1,00	1,10
3	7593,63	27,5	0,81	0,85
4	8160,53	27,5	0,87	0,90
5	7579,87	27,5	0,85	0,90
6	10332,06	7,45	4,07	4,10

a)Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2.5 \times B \leq L_{\min}$$

Avec : L_{min} représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

- Sens X-X : ($L_{\min} = 1,25\text{m}$)

$$2,5 \times B = 2,5 \times 4,40 = 11 \text{ m} > L_{\min} = 1,25 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

- Sens Y-Y : ($L_{\min} = 3.10 \text{ m}$),

$$2.5 \times B = 2,5 \times 4,10 = 10,25 \text{ m} > L_{\min} = 3.10 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

b) Vérification de la surface :

$$\text{Surface totale des semelles est : } S_s = 236,3 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface totale du bâtiment est : } S_b = 465,4 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_s / S_b = 0,51 > 0,50$$

Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles et on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise de bâtiment, La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose. Ce type de fondation présente plusieurs avantages.

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ Négliger les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilite d'exécution.

VI.6. Etude du radier général :

Le radier général est un système de fondation composé d'une dalle en béton armé et occupant toute la surface d'emprise de la structure. Ce radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

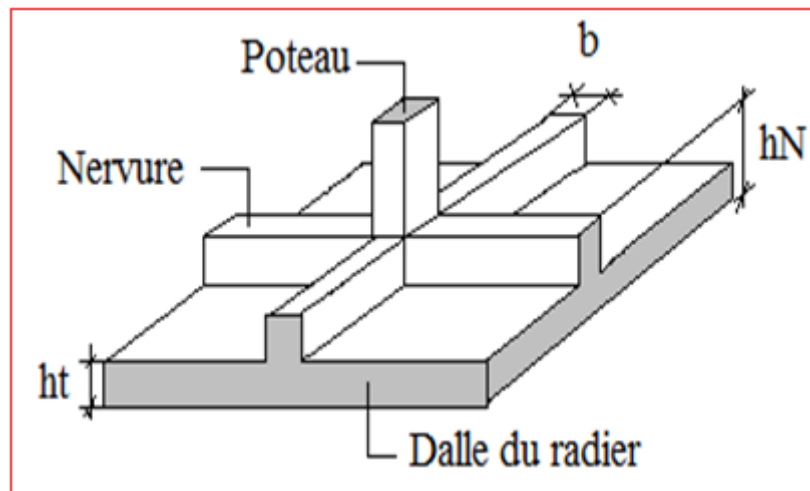


Figure VI.3. Radier général nervure

VI.6.1. Pré dimensionnement de radier :

1- Dalle :

a. L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ Avec :}$$

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L_{\max} = 4,10m \Rightarrow h_1 = 20,5cm$, Alors On prend : $h = 30cm$. pour l'épaisseur de la dalle

a. Vérification au poinçonnement :

✓ Sous poteau :

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1495,90 kn$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du RDC ($50 \times 50 cm^2$).

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

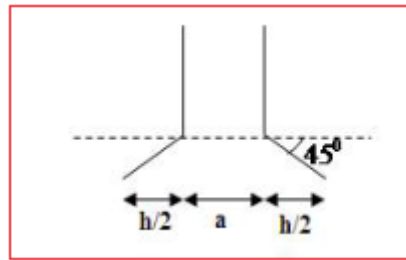


Figure .VI-4 : Schéma de transmission des charges.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(50 + 50) + 2 \times 30] = 320 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0,045 \times 3200 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-2} = 720 \text{ KN}$$

$N_u = 1495,90 \text{ Kn} > Q_u = 720$la condition non vérifiée.

Il faut augmenter h on prend : **h = 55 cm**

$N_u = 1495,90 \text{ kn} < Q_u = 1732,50 \text{ kn}$la condition est vérifiée

✓ **Sous voile :**

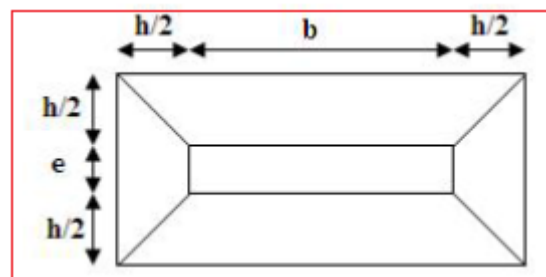


Figure .VI-5 : Schéma de transmission des charges.

On prend pour la vérification le voile le plus sollicité (V1) de longueur $L = 3,60 \text{ m}$

$$N_u = 2958,66 \text{ KN}$$

Ce qui donne un effort normal pour un mètre linéaire égal à: n_{nj}

$$N_u = \frac{2958,66}{3,60} = 821,85 \text{ KN /m}$$

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du voile le plus sollicité ($N_u=2958,66$ kN)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(15 + 100 + 2 \times 30) = 350 \text{ cm}$$

Q_c : charge de calcul pour le voile le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$Q_u = 0.045 \times 3500 \times 300 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 787,5 \text{ kN}.$$

$N_u=821,85$ Kn/m $> Q_u = 787,5$ KN / mla condition non vérifiée.

Il faut augmenter h on prend **$h=40$ cm**

$N_u=821,85$ Kn/m $< Q_u = 1170$ KN / mla condition est vérifiée

2- Nervure ;

1. La hauteur de nervure

a. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 4,60$ m

$\Rightarrow 30,67 \text{ cm} < h_{n1} < 46 \text{ cm}$; On prend $h_{n1} = 45$ cm

b- Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec

L_e : longueur élastique (m);

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 * 10^4 \text{ MPa}$

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 4,60 m

$$\text{donc } h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 65,02 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2} = 70 \text{ cm}$

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,45 ; 0,70)$$

On prend : $h = 0,70 \text{ m}$.

2. Largeur de la nervure

C. Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

Donc

$b = 55 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 55 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 70 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et } b = 55 \text{ cm sens } (y-y) \end{cases}$

VI.6.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 72096,88 \\ \sigma_{sol} = 3,4 \text{ bar} \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 212,05 \text{ m}^2 < S_b = 465,4 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment $465,4 \text{ m}^2$.

L'emprise totale avec un débordement de :

$$d \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) \geq \max(35 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

On prend $d = 50 \text{ cm}$. Et $p = 113,4 \text{ m}$.

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 522,1 \text{ m}^2$$

Avec : d : débord, p : périmètre.

la surface totale du radier est **522,10 m²**.

✓ Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : **Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1 \text{ m}$ (une bande de 1 m de 4.60 m longueur).

$$q = \frac{P}{S_r} = \frac{72096,88}{522,10} = 138,09 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q \text{ est la charge répartie sur la dalle}$$

Calcul de l'effort V

$$\text{Suivant } l_y : V_y = \frac{q \times l_x \times l_y}{2 \times l_x + l_y} = \frac{138,09 \times 4,6 \times 3,7}{2 \times 4,6 + 3,7} = 182,19 \text{ KN}$$

$$\text{Suivant } l_x : V_x = \frac{q \times l_x \times l_y}{3 l_y} = \frac{138,09 \times 4,6 \times 3,7}{3 \times 3,7} = 211,738 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = \max(V_x, V_y) = V_x = 211,738 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{211,783}{1 \times 0,9 \times 550} = 0,42 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

VI.6.3. Les vérifications nécessaires :

VI.6.3.1. Vérification de la contrainte normale :

➤ Caractéristiques géométriques du radier :

a- Position du centre de gravité :

$$X_G = 14 \text{ m} ; Y_G = 9,3 \text{ m} ; S = 465,4 \text{ m}^2$$

b- Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 7055,90 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 10660,70 \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes ($\sigma_{\text{sol}} = 3,4 \text{ bars}$) : Les contraintes du sol sont données à :

$$\text{A l'ELS: } \sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{72096,88}{522,10} = 138,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 138,09 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 340 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

A l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_{\text{rev}}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_{\text{rev}}}{I_{xx}} Y_G$$

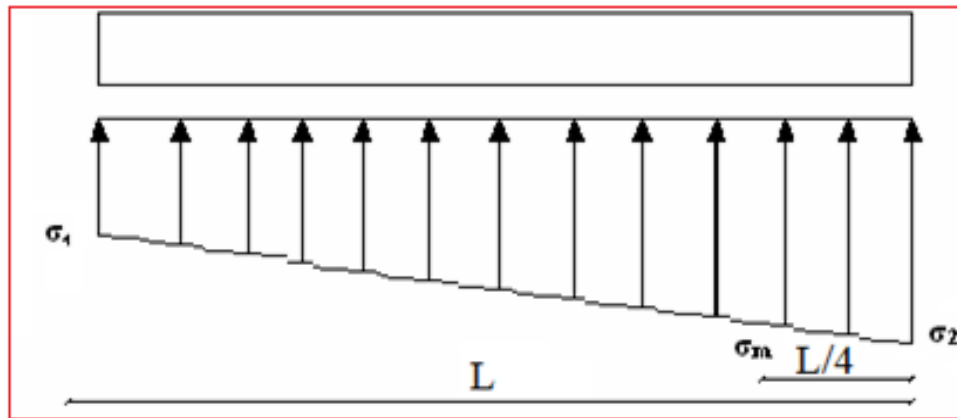


Figure VI.6. Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $3,4\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } \sigma_{sol}$$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes

	ELU		ELS	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
N (KN)	79092,76	79092,76	58057,98	L
M(KN.m)	40,4139	13,3312	29,1427	9,6547
V (m)	14	9,30	14	9,30
I(m⁴)	7055.9	10660.70	7055.9	10660.70
$\sigma_1(kN/m^2)$	157,42	172,93	115,54	126,92
$\sigma_2(kN/m^2)$	146,33	130,80	107,42	96,02
$\sigma_m(kN/m^2)$	154,64	168,36	113,51	119,20
$\sigma_{adm}(kN/m^2)$	340	340	340	340
$\sigma_m < 1,33\sigma_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens ('xx'_'yy') donc pas de risque de soulèvement

a. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU: } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 168,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 119,20 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.3.2. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement par combinaison:

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}.$$

Les charges agissantes sur le radier :

- Poids de la structure : $NS = 72096,88 \text{ KN}$ (ETABS)
- Poids de la dalle : $0,55 \times 521,20 \times 25 = 7166,5 \text{ kN}$.
- Poids des nervures : $0,70 \times 0,55 \times 154,54 \times 25 = 1487,45 \text{ kN}$

Donc $N = 72096,88 + 7166,5 + 1487,45 = 80750,83 \text{ kN}$

$$\mathbf{M = M_0 + T_0 \times h}$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base du bâtiment.

T_0 : L'effort tranchant a la base du bâtiment.

h : profondeur de l'infrastructure $h = 2 \text{ m}$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{40,4139}{80750,83} = 0,0050 \text{ m} < \frac{28}{4} = 7 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vèrifie}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_x = \frac{M_y}{N} = \frac{13,3312}{80750,83} = 0,0016 \text{ m} < \frac{18,60}{4} = 4,65 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vèrifie}$$

1-Vérification de renversement : 0,8G + E**Tableau VI.5 : Vérification de renversement**

	0,8G+E	
	Sens X	Sens Y
N (KN)	42468,8405	42468,8405
M(KN.m)	10,2396	5,9689
V (m)	14	9,30
I(m⁴)	7055.9	10660.70
$\sigma_1(kN/m^2)$	82,77	92,6
$\sigma_2(kN/m^2)$	80,32	70,50
$\sigma_m(kN/m^2)$	82,16	87,08
$\sigma_{adm}(kN/m^2)$	340	340
$\sigma_m < 1,33\sigma_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée

2- Vérification de soulèvement : G+Q+ E**Tableau VI.6: Vérification de soulèvement**

	G+Q+E	
	Sens X	Sens Y
N (KN)	2353,9754	2353,9754
M(KN.m)	36,5117	17,9131
V (m)	14	9,30
I(m⁴)	7055.9	10660.70
$\sigma_1(kN/m^2)$	123,43	135,1
$\sigma_2(kN/m^2)$	110,54	105,59
$\sigma_m(kN/m^2)$	120,207	127,722
$\sigma_{adm}(kN/m^2)$	340	340
$\sigma_m < 1,33\sigma_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée

VI.7. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

VI.7.1. Méthode de calcul :

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

Les moments isostatiques seront déterminés à partir de la méthode proposée par les règles de BAEL 91. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de 1ml de largeur et ont pour valeurs :

- ✓ dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L^2$
- ✓ dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les valeurs des μ_x , μ_y ont fonction de ($\alpha = L_x / L_y$)

On distingue deux cas :

$0 < \alpha < 0,4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un sens.

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)
 - Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$)
 - Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0,5 \cdot M_y$)
- ✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive
 - Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,85 \cdot M_y$)
 - Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0,3 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,3 \cdot M_y$)

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans le schéma ci-joint, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à « 0,40 »

VI.7.2. Les valeurs des charges ultimes :

$$\text{ELU: } q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 168,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS: } q_{\text{ser}} = \sigma_m^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 119,20 \text{ kN/m}$$

VI.7.3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$: $0,4 < \frac{3,70}{4,60} = 0,80 < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux oç_sens.

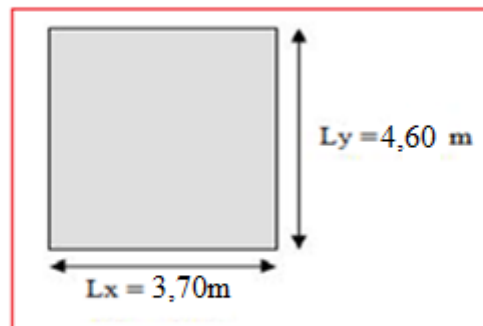


Figure .VI.7 : Le panneau le plus sollicité.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

a) l'ELU ($v=0$) :

Tableau VI.7. Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3,70	4,60	0.80	0.0565	0.595	168,36	130,22	97,66	77,48	58,11	65,11

b) l'ELS ($\nu=0,2$) :

Tableau VI.8. Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3,70	4.60	0.80	0.063 2	0.710	119,20	103,1 3	73,35	56,51	66.53	51,565

VI.7.4. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe). Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; h=55\text{cm}$$

$$d=0,9h=49.5 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Y-Y} = 8\% b \cdot h = 5.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens X-X} = A_s^{\min} 1.2 (a_s^{\min} \text{ suivant Y-Y}) = 6.72 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.9. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	μ_{bu}	$\mu_{bu} < 0.186$	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	97,66	0.028	oui	48.79	5,75	6T14	9.24	15
	y-y	58,11	0.017	oui	49,07	3,40	6T12	6,79	15
Appui	x-x	65,11	0.019	oui	49.50	3.78	6T12	6.79	15
	y-y	65,11	0.019	oui	49.50	3.78	6T12	6.79	15

$$\text{Espacement : } Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(165\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < 33\text{cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < 33\text{cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

VI.7.5. Vérifications nécessaires :

1. Condition de non fragilité : $A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,97 \text{ cm}^2 < 9,24 \text{ cm}^2$

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.10. Vérification des contraintes.

	Sens	$M_s(\text{kN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	73.35	9.24	3.07	15	-172.7	201,63	Vérifié
	y-y	66.53	6.79	2.78	15	-156.4	201,63	Vérifié
Appui	x-x	51,565	6.79	2.32	15	155.1	201,63	Vérifié
	y-y	51,565	6.79	2.32	15	155.1	201,63	Vérifié

Le ferrailage de la dalle du radier est présenté sur la Figure VI.8

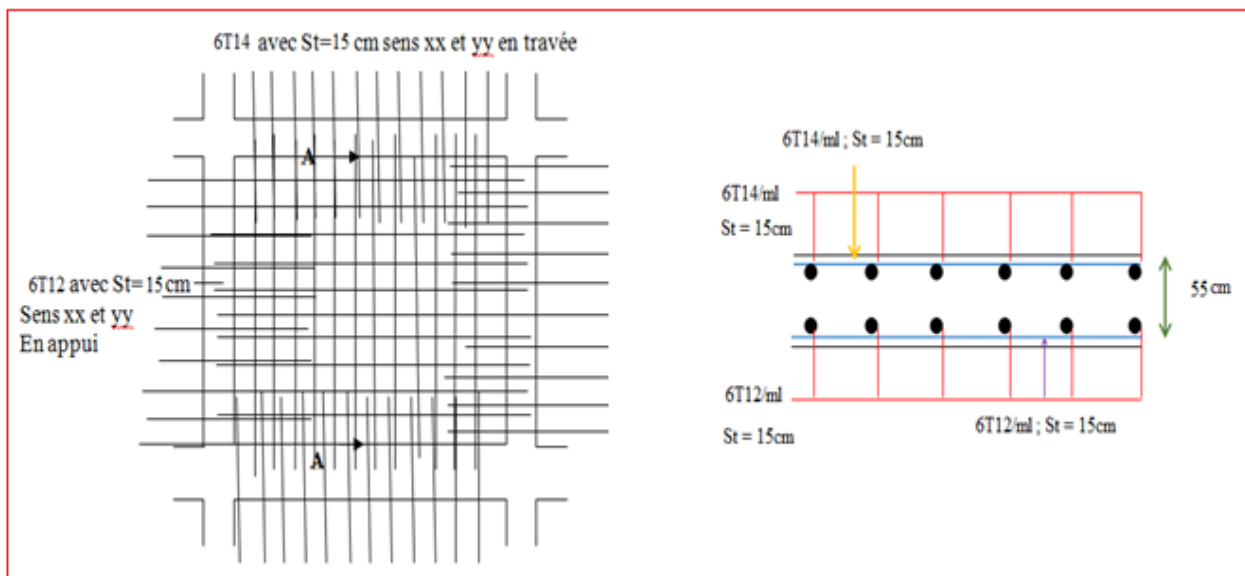


Figure VI.8. Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens x-x et y-y

VI.8. Ferrailage des nervures :**a) Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**).

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t=0,85M_0$; **Sur appuis :** $M_t=0,50M_0$

a- Calcul des armatures :

$b=55 \text{ cm} ; h=70 \text{ cm} ; d=63 \text{ cm}$

$L_x = 3,70 \text{ m} ; L_y = 4.60 \text{ m} ; P= 168,36 \text{ kN/ml} ;$

$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau VI.11. Ferrailage des nervures suivant x-x.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	μ_{bu}	$\mu_{bu} < 0.186$	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	244.89	0.079	oui	60.40	11.65	6T16	12,06	15
Appui	x-x	144,05	0.047	oui	61.48	6,73	6T14	9,24	15

Tableau VI.12. Ferrailage des nervures suivant y-y.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	μ_{bu}	$\mu_{bu} < 0.186$	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	y-y	378,52	0.12	oui	58,96	18,45	6T20	18,85	15
Appui	y-y	222,66	0.072	oui	60,64	10,55	6T16	12,06	15

b- Vérifications nécessaires :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,18 \text{ cm}^2 < 9,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau. VI.13.vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _s (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	173,38	12,06	7,33	15	229,8	201,63	Non Vérifié
	y-y	267,99	18,85	9,67	15	215,36	201,63	Non Vérifié
Appui	x-x	101,99	9.24	4,63	15	178,74	201,63	Vérifié
	y-y	157,64	12,06	6,51	15	208,63	201,63	Non Vérifié

Remarque : les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées en travée et en appui, donc on a augmenté la section d'armature.

Tableau. VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _s (kN.m)	choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	173,38	4T20+4T16	20.6	5,85	15	125,34	201,63	Vérifié
	y-y	267,99	4T20+4T16	20.6	9,31	15	193,96	201,63	Vérifié
Appui	x-x	101,99	6T14	9,24	4,63	15	178,74	201,63	Vérifié
	y-y	157,64	4T20	12,57	6,44	15	199,42	201,63	Vérifié

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{168,36 \times 4,60}{2} = 387,228\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{387,228 \times 10^3}{550 \times 630} = 1,12\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

- **CBA93 article A.5.1.2.2 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,41\text{MPa}$$

- **RPA99 version 2003 : Article 7.5.2.2**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 17,5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zonenodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 35\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zonecourante}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi \text{ max} = 5,33\text{mm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0,89\text{Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=55\text{cm}$; $d=63\text{cm}$

On trouve :

Tableau VI.15. Espacement des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	55 × 70	Courante	20	40	20
		Nodale	15		15
Nervure Sens y-y	55 × 70	Courante	20	40	20
		Nodale	15		15

Tableau VI.16. Choix des armatures transversales.

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	55 × 70	Courante	20	10	1.130	3.14	4T10
		Nodale	15		0.846	3.14	4T10
Nervure Sens y-y	55 × 70	Courante	20	10	1.130	3.14	4T10
		Nodale	15		0.846	3.14	4T10

5. Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa} \right\} = 0,40 \text{MPa}$$

- Zone courante 1.13 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

- Zone nodale 0.846 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

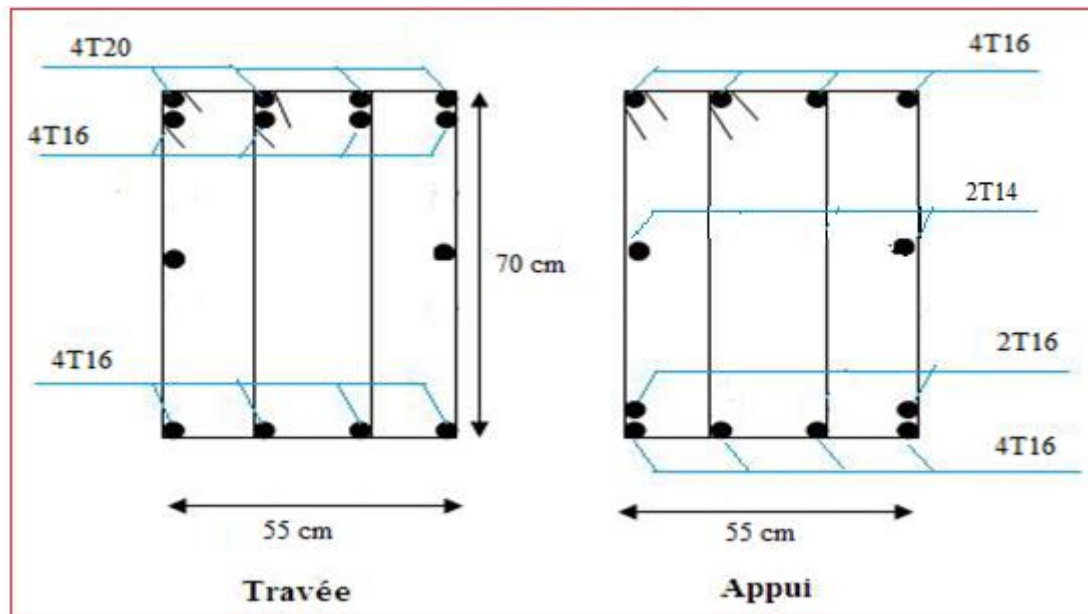


Figure VI.9. Ferrailage des nervures sens x-x

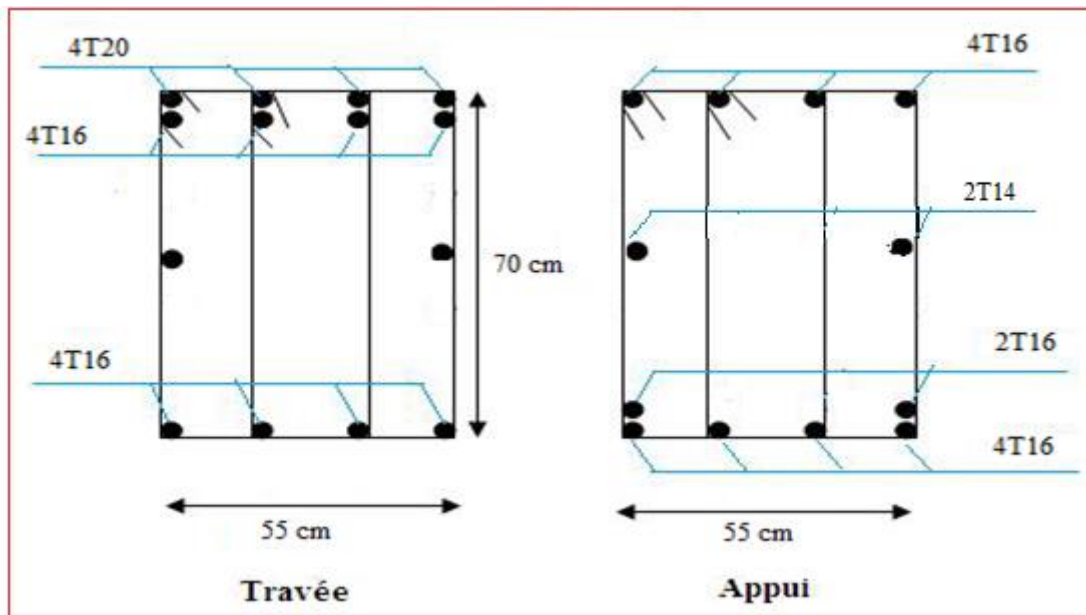


Figure VI.10. Ferrailage des nervures sens y-y

VI.9. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l = 0,5\text{m}$ le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b=1\text{m}$.

Le ferrailage sera fait en flexion simple, en fissuration préjudiciable.

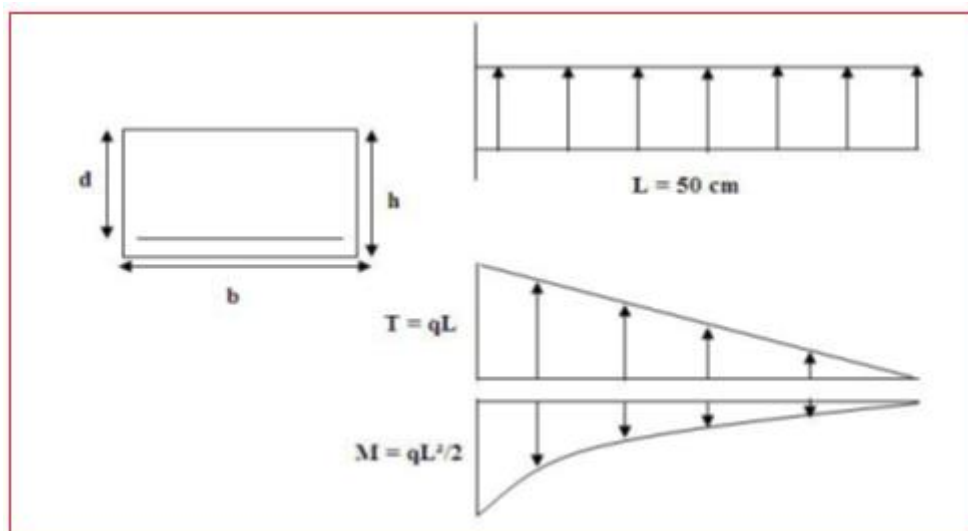


Figure .VI-11 : Représentation schématique de débord.

Calcul de ferrailage :

$b=100\text{cm}$, $h=55\text{ cm}$, $d = 49.5\text{cm}$, $L = 0,5\text{m}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

$q_u = 168,36\text{ KN/ml}$, $q_s = 119,20\text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = 21,05\text{KN.m} \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = 0,048$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,062$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 48,27\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1,25\text{cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,98\text{cm}^2$$

On adopte: $2(7T14) = 21,56\text{ cm}^2$

$$S_t = 15\text{ cm}$$

Armature de répartition:

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow 5,39\text{cm}^2$$

On adopte $5T12 = 5,65\text{ cm}^2$, $S_t = 25\text{cm}$

Vérification des contraintes à l'ELS:

$q_{ser} = 119,20\text{ kN/ml}$

$M_{ser} = 14,9\text{KN.m}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) = 240\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Tableau VI.17. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
14,9	21.56	0.38	15	13.8	240	OK

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites : **CBA article B.5.6**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = 0,90 > 0,0625 \\ \frac{A_s}{bd} = 0,0011 < 0,0105 \\ \frac{h}{L} = 0,90 \geq 0,079 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{vèrifièe} \\ \text{vèrifièe} \\ \text{vèrifièe} \end{array}$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

Effort tranchant :

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

$$T_u = q_u \times L = 168,36 \times 0,5 = 84,18 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{81,18 \times 10^3}{1000 \times 550} = 0,15Mä < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{vèrifièe}$$

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and floral patterns, are positioned above and below the main text.

Chapitre VII

Evaluation du Tassement

VII.1 Introduction

Lorsque l'on soumet les matériaux en général et les sols en particulier à des contraintes, il se produit des déformations. Ces dernières vont agir sur les structures et peuvent provoquer des désordres mettant en péril le bon usage, voir la sûreté des ouvrages. Ces problèmes se rencontrent par exemple dans le cas des fondations d'immeubles ou d'ouvrages d'art mais également pour les remblais et les ouvrages en terre en général.

Les deux causes principales d'instabilité du sol sont **le tassement** et le glissement ; les soulèvements sont plus rares.

Les questions abordées dans ce chapitre, les différents types de tassement, les méthodes pour calculer le tassement, calculer le tassement avec des essais périsométriques.

VII.2 Définition de Tassement du sol :

Le tassement noté habituellement s (figure VII.1) est une déformation verticale vers le bas du sol (vers le haut, c'est un gonflement). Il est dû à l'application de charges extérieures telles que celles des remblais, des fondations ou des poids propres des sols.

Le tassement du sol se traduit par une diminution de la porosité, c'est-à-dire de l'espace disponible entre les particules du sol.

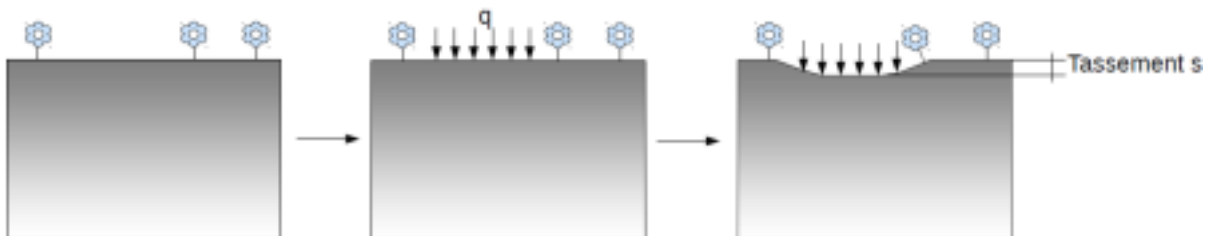


Figure VII.1 : description du tassement.

Les tassements subis par le sol sous l'effet d'une contrainte sont dus à trois phénomènes :

- la compression des grains solides du sol ;
- la compression de l'air et de l'eau contenus dans les vides (les pores)
- l'évacuation de l'eau et de l'air contenus dans les vides.

VII.3 Différents Types de Tassements :

Dans la nature, On distingue deux types de tassements :

VII.3.1. Tassement uniforme : Un tassement uniforme est un mouvement d'enfoncement du sol de façon uniforme (figure I.2).

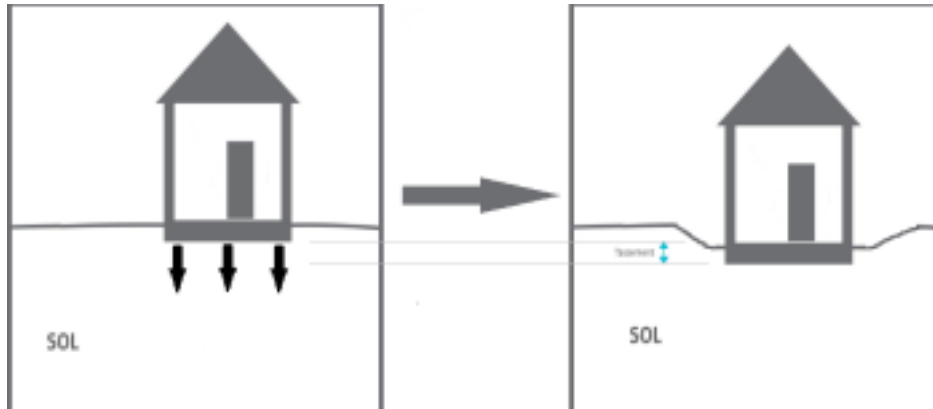


Figure VII.2: tassement uniforme.

Vis-à-vis des structures que porte le sol, les tassements uniformes affectent peu la structure, ils

peuvent cependant endommager les services et accessoires tels les conduites d'eau et les passages souterrains (figure VII.3).



Figure VII.3: rupture de canalisations suite à un tassement uniforme

VII.3.2 Tassement différentiel : La différence de tassement entre deux points A et B de la structure (figure VII.4) est appelée tassement différentiel $S_{AB} = S_A - S_B$

Ce type de tassement peut entraîner des désordres importants dans la structure (figure I.5)

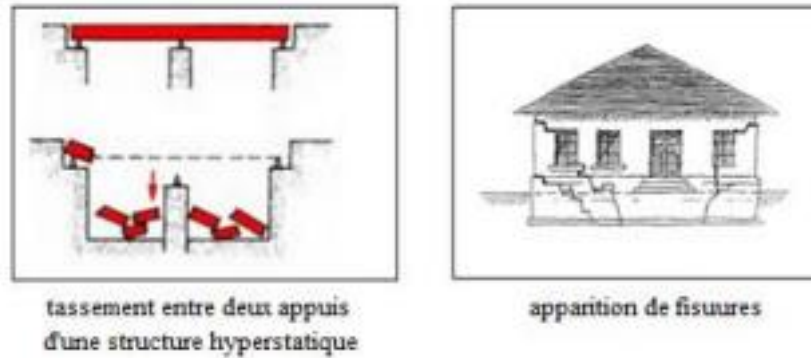


Figure VII.4: désordre dû à un tassement différentiel

VII.4. Composantes d'un tassement :

Le tassement totale est souvent décomposé en plusieurs termes (figure I.6), liés chacun à un phénomène différent (figure I.7), la formule générale d'un tassement peut être écrite sous la forme suivante :

$$S = S_i + S_c + S_s$$

Avec :

S_i – tassement immédiat (sans expulsion d'eau interstitielle) ;

S_c – tassement de consolidation sans déformation latérale (variation de la teneur en eau) ;

S_s – tassement de consolidation secondaire sans déformation latérale (fluage) ;

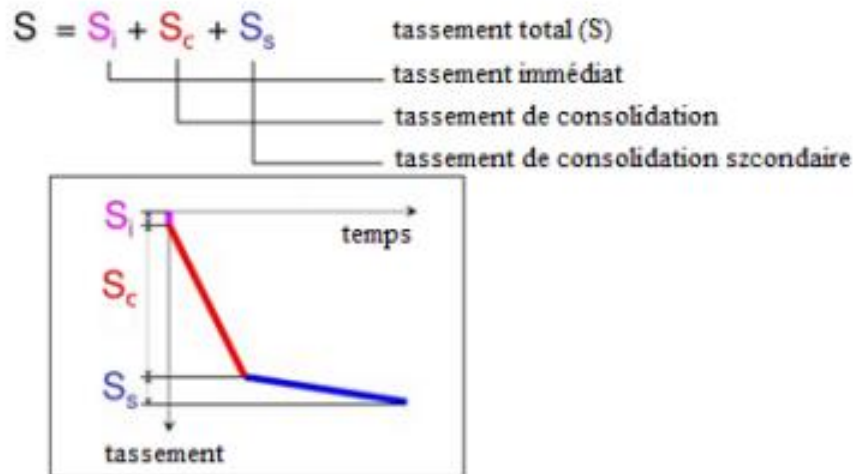


Figure I.5: composantes d'un tassement

a) Tassement immédiat : Ce tassement est appelé aussi tassement initial, tassement élastique ou tassement instantané. L'application instantanée ou quasi-instantanée de la charge à la surface du sol entraîne des déformations immédiates, c'est-à-dire sans expulsion d'eau interstitielle.

b) Tassement de consolidation : Aussi appelé tassement primaire ou tassement principal parce qu'en général constitue la majeure partie du tassement. Dans les sols saturés, l'application d'une charge provoque un état d'excès de pression hydrostatique. La dissipation de cet excès de pression avec le temps engendre de déformations dites tassements de consolidation.

c) Tassement de consolidation secondaire : Aussi appelé compression secondaire ou fluage. Après dissipation des excès de pression interstitielle, on constate en général la poursuite de déformations du sol. C'est la phase de consolidation secondaire pendant laquelle le sol se déforme dans le temps sous des contraintes constantes, il s'agit d'un fluage.

Par conséquent ce type de tassement est également fonction du temps, mais s'effectue sans aucun changement des contraintes effectives. La compression secondaire est due à l'arrangement graduel des particules de sol pour une configuration beaucoup plus stable.

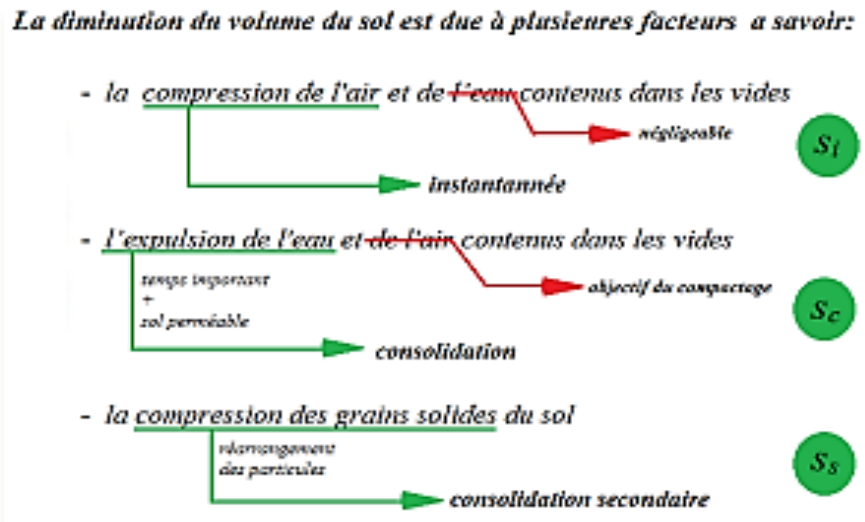


Figure I.6: Les phases d'un tassement.

VII.5 Causes du tassement :

Parmi les causes des tassements il y a :

- La dessiccation des couches superficielles : Les périodes de sécheresse font évaporer l'eau naturellement présente dans les sols entraînant, dans certains cas, une réduction de leur volume. Cette réduction n'est jamais uniforme et ce pour diverses raisons telles que : l'hétérogénéité du sol d'assise des fondations, les différences d'ensoleillement selon les façades du bâtiment, la présence de terrasses ou d'ouvrages annexes etc. Le phénomène de dessiccation entraîne un retrait du sol sous l'assise de l'édifice, qui se manifeste par des désordres plus ou moins importants.
- Des désordres analogues peuvent être provoqués par la présence au voisinage immédiat du bâtiment d'arbres dont les racines pompent l'eau jusque sous les fondations, ou par des variations du niveau de la nappe le cas échéant.
- L'affouillement du sol de fondation consécutif à la rupture de réseaux enterrés..
- Fondations inadaptées : Le rapport inadéquat entre la pression exercée sur le sol d'assise et la portance du terrain est une cause fréquente de tassement structurel. La présence de sols compressibles ou sous-consolidés est également une cause de graves désordres. Les tassements ne sont pas immédiats et s'opèrent lentement sous l'effet de la descente de charge du bâtiment. La stabilisation des tassements peut prendre de nombreuses années, voire des décennies, pour les sols organiques compressibles.

- Remblais : Les terrains remaniés ou rapportés perdent leur capacité portante ; les tassements différentiels qui en résultent peuvent causer des désordres importants à moyen ou à long terme.
- L'absence de fondations, cas de certains bâtiments anciens.
- La surcharge de remblais en limite d'une construction, cas d'un rez-de-chaussée surélevé où l'on crée un talus pour porter une terrasse.
- Les vibrations produites par le trafic routier ou par des machines.
- L'hétérogénéité du niveau de consolidation des différents sols constituant l'assise d'un même bâtiment.

VII.5. Essais de la compressibilité des sols en laboratoire :**VII.5.1 L'essai Pressiométrique :****Objectif de l'essai pressiométrique :**

- Définir précisément les caractéristiques mécaniques d'un sol.
- Définir les valeurs de tassement.

Principe de l'essai :

- Dans un forage réalisé préalablement, dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique
- Déterminer la relation entre la pression appliquée au sol et le volume de la sonde par augmentation successive de pression Les mesures sont effectuées pour chaque palier

Domaine d'application et limite de l'essai

- Peut être réalisé dans tous les types de sols, saturés ou non
- Peut être réalisé dans les remblais
- Recommandé par l'USG dans les calculs de tassements et capacité portante
- Adaptable à tous types de sols Précision de l'essai Optimisation des valeurs de capacité portante
- Seul essai qui sollicite le sol in situ des petites aux grandes déformations pour permettre un véritable calcul de tassements

Limites de l'essai

- Essai long à réaliser et ne pouvant pas être multiplié sur le site sans un coût élevé
- Valeur de l'essai dépendant de la qualité du forage

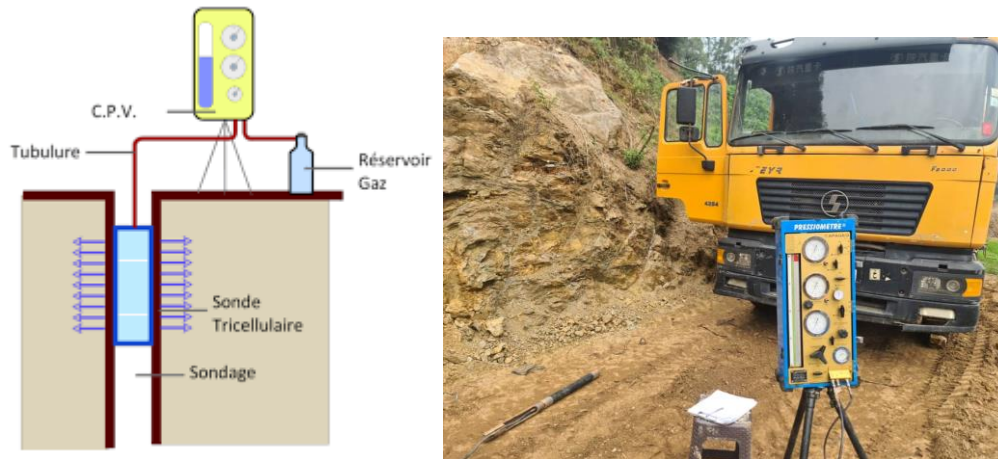


Figure VII.7: appareil préσιométrique

VII.5.2 Essai au pénétromètre statique

Objectif de l'essai pénétromètre statique

- Dans les sols fins et sols grenus, donne une valeur approchée de la contrainte de sol par corrélation.
- Calculer une capacité portante

Principe de l'essai

- Enfoncer dans le sol à vitesse constante un train de tige, Vitesse d'enfoncement : 20 mm/s
- Mesurer de manière continue la résistance à la pénétration d'une pointe muni d'un cône

Domaine d'application

- Sols fins et sols grenus
- Recommandé par l'USG dans les calculs de la capacité portante
- Bonne approche qualitative dans les calculs de tassement
- Essai plus rapide que l'essai pressiométrique
- Possibilité de multiplier les points de sondages sur un terrain
- Essai donnant des résultats plus satisfaisant que l'essai pénétrométrique dynamique

Limites de l'essai

- Non adapté aux sols hétérogènes ou durs
- Aucune identification visuelle du sol. L'identification se fait par abaque.
- Il est préférable de réaliser un sondage carotté en complément
- Risque de refus sur une couche dure lamellaire

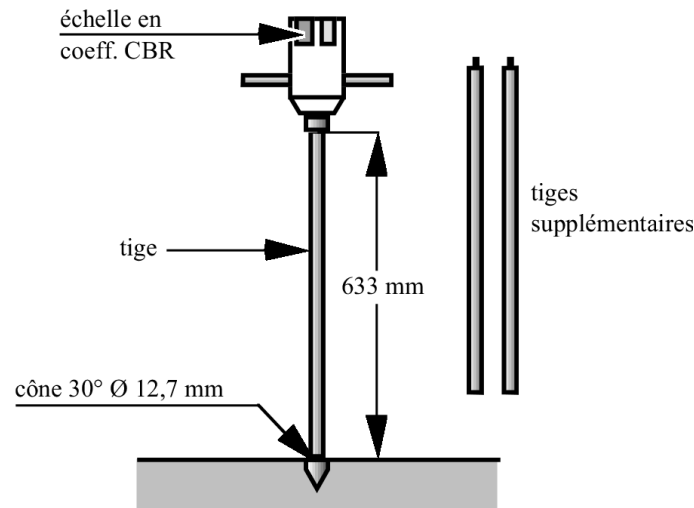


Figure VII.8. appariel pénétromètre

VII.5.3 Essais œdométriques :

VII.5.3.1 Définition et principe de l'essai œdométrique :

Chaque construction doit être respecter par des normes de stabilités et consolidations des sols, tel que le phénomène de consolidation est la déformation du sol fin saturé au fur et à mesure de l'évacuation de l'eau interstitielle, suite à l'application d'une surcharge en surface du sol. Il est prépondérant dans un sol argileux et s'exprime par une évolution du tassement dans le temps.

VII.5.3.2 Principe de l'essai :

L'essai œdométrique consiste à soumettre l'échantillon à une série de pressions verticales et de suivre l'évolution des déformations verticales du matériau dans le temps, sous une surcharge donnée, à l'aide des comparateurs.

Les principaux paramètres pouvant être déduits de l'essai œdométrique réalisé sur des échantillons non remaniés sont :

- les paramètres de compressibilité ;
- le coefficient de consolidation ;
- la contrainte apparente de pré consolidation ou la résistance du matériau ;
- le coefficient de consolidation secondaire ; les paramètres de gonflement

Et les principes de l'essai œdométrique à chargement par paliers sont les suivants :

- le chemin de contraintes correspond à une déformation unidimensionnelle ;
- le drainage est axial et unidimensionnel.

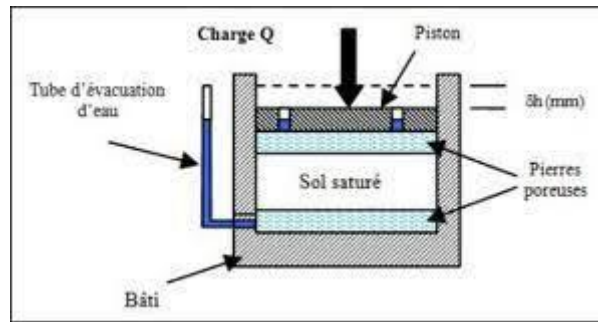


Figure VII.9: Essais œdométriques

VII.6 Estimation du tassement :

Sur la base des différentes observations sur les méthodes de calcul usuelles, les théories et les constatations sur chantier, trois procédures de base ont pu être envisagées avec des sous-variantes pour le calcul œdométrique selon la correction à apporter

VII.6.1 : Méthode œdométrique

La méthode œdométrique pour le calcul des tassements ne sera valable que lorsque la surface d'application de la charge aura B plus grande que l'épaisseur H0 de la couche compressible. Dans le cas contraire les phénomènes de distorsion du sol avec possibilités de déformation latérales conduiront à préférer la méthode pressiométrique.

Dans un essai œdométrique, comme les déformations horizontales du sol sont nulles, les variations de volume du sol se réduisent à celles qui résultent de la composante verticale

du déplacement : $\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$ avec H0 épaisseur initiale de l'échantillon et e0 indice vides initial

a) Calcul du tassement en utilisant les résultants de l'essai œdométrique :

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu ; sodé . Le calcul

du tassement avec la méthode œdométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène déjà présentée dans le chapitre consolidation des sols :

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[C_s \cdot \lg \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \cdot \lg \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right]$$

VII.6.2.Methode pressiométrique :

L'essai pressiométrique est pratiquement le seul essai in-situ qui permet d'obtenir la relation contrainte-déformation dans le sol. Il est couramment admis que les charges de service d'un ouvrage font travailler le sol dans le domaine des petits tassements, c'est à dire celui de l'élasticité. Louis Ménard (1961) fut le premier à proposer une méthode basée sur le module de déformation pressiométrique du sol pour évaluer le tassement.

Le tassement d'une fondation superficielle ayant une largeur B et une longueur L, est la somme des tassements sphérique et déviatorique, et donné par l'expression suivante :

$$S_f(10 \text{ ans}) = S_c + S_d$$

$$S_c = \frac{(q - \sigma_v) \lambda B \alpha}{9E_c} \quad ; \quad S_d = \frac{2(q - \sigma_v) B_0 \left[\left(\frac{\lambda_d B}{B_0} \right) \wedge \alpha \right]}{9E_d}$$

Avec

S_c : le tassement volumique

S_d : le tassement dévia torique

q : Coentraine verticale appliquée par la fondation ;

σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation .

λ_c et λ_d : coefficients de forme, donnés dans le tableau VII.2.

α : Coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, donné dans le tableau VII.1 .

B : largeur (ou diamètre) de la fondation .

B0 : une dimension de référence égale à 0,60 m .

Ec et Ed : modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone dévia torique, respectivement

TableauVII.1 : Valeurs du coefficient α

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/Pe	α	E/Pe	α	E/Pe	α	E/Pe	α		A
Serré Sur consolidé ou très		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturè	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	6à16	2/3	8à14	1/2	7à12	1/3	6à10		normal	1/2
Sous-consolidé Altère et remanié ou lâche		7à9	1/2	5à8	1/2	5à7	1/3			Très fracturè	1/3
										Très altère	2/3

TableauVII.2: Valeurs des coefficients de forme λ_c et λ_d

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Ec: module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ; **Ec=E1**

Ed : module pressiométrique équivalent dans la zone dévia torique

- Le calcul des modules équivalents E_c et E_d est effectué, d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), d'autre part en considérant que les déformations volumiques sont prépondérantes sous la fondation, jusqu'à la profondeur $B/2$, pour le calcul de E_c , et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur de $8B$
- Le calcul des modules E_c et E_d se fait de la manière suivante :
- E_c est pris égal au module E_1 mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation : $E_c = E_1$
- E_d est obtenu par l'expression :

$$\frac{4}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6-8}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{9-16}}$$

est la moyenne harmonique des modules équivalents dans les tranches i à j . Le module équivalent E_i est lui-même une moyenne harmonique des modules pressiométriques mesurés dans la tranche i .

Si les valeurs de E_9 à E_{16} ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_{md} se calcule par :

$$\frac{4}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{1,25E_{8-6}}$$

De même, si E_6 à E_8 ne sont pas connues, E_{md} est calculé par:

$$\frac{4}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{0,55E_{3-5}}$$

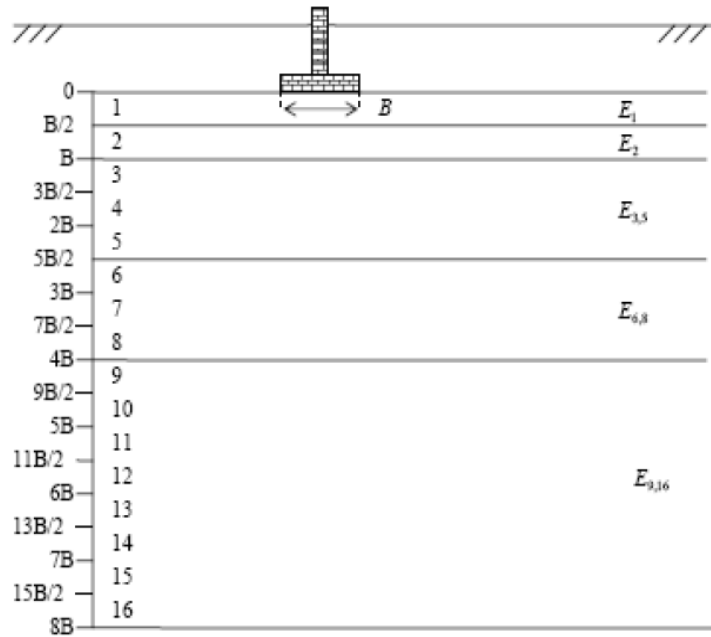


Figure VII.10 : Décomposition du terrain pour le calcul des modules équivalente

VII.7 Estimation du tassement de bâtiment étudié :

Dans le cadre de cette étude ont été réalisé 4 sondage pressiométrique ,les résultants obtenus figurent dans les tableau suivante

TableauVII.3 Résultat de l’essai pressiométrique N° SP1

Prof(m)	module pressiométrique (bars)	Pression (bars)	Limite	PF(bars)
02,00	141,77	12,20		07,86
04,00	307,57	21,98		15,92
06,00	318,34	22,29		15,31
08,00	855,93	48,99		22,63
10,00	983,19	49,06		27,47
12,00	1846,15	42,05		20,18
14,00	1885,85	46,37		30,23
16,00	1149,59	44,25		31,40
18,00	754,18	38,65		20,81
20,00	1602,46	50,65		39,01

a) Identification du sol

Tableau VII.4 : Les Caractéristique de sol

Echantillon		Teneur en eau (%)	densité		granulométrie		nature	Cisaillement		Effort Vertical transmis
N de sondage	Prof(m)	W (%)	γ_h	γ_d	2mm	0,8mm	sol	C(kpa)	$\phi(^{\circ})$	5880 bar
1	3-4	4,7	1,81	1,72	35	25	Sable	8	31	/

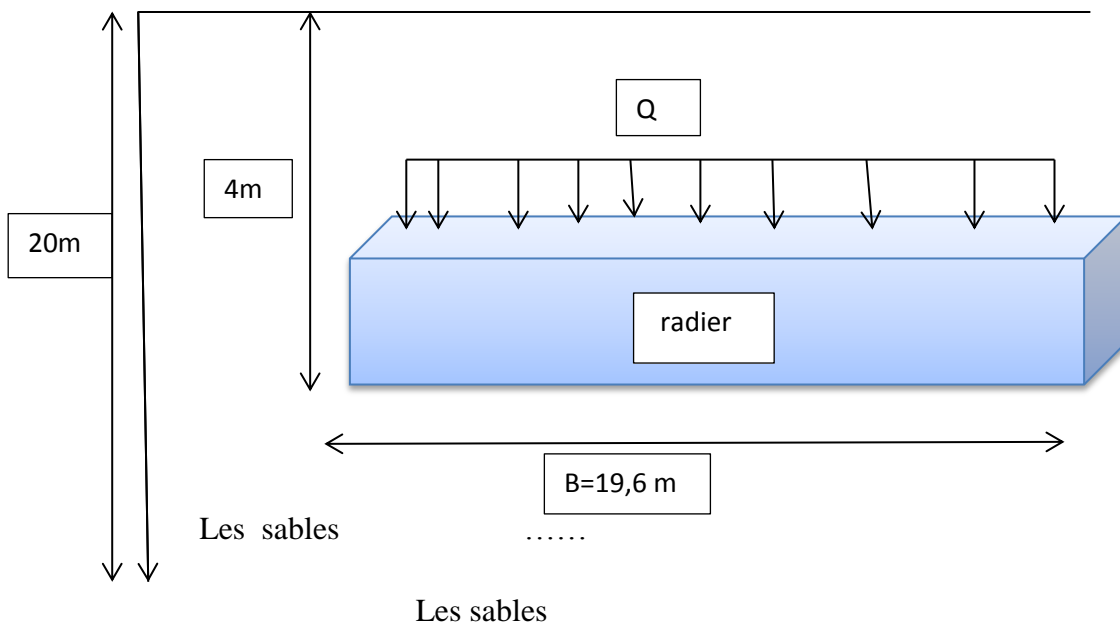


Figure VII.11 : description du fondation

b) coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, donné dans le tableau VII.1

-Le rapport E/PL caractérisent un sable sur consolidé avec des rapport E/PL généralement supérieur 12.

c) – calculer contrainte verticale :

$$\sigma_v = \lambda_h \times h = 18,1 \times 4 = 72,4 \text{ KN}$$

donc on'a utilisé les valeur de α dans le tableau suivant :

TableauVII.5 Résultat coefficient rhéologique

H(m)	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Em(bars)	142	307	318	855	983	1846	1885	1149	754	1602
E/pl	11,64	13,96	14,27	17,45	20,04	43,90	40,65	25,97	35,5	31,63
α	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50

d) calcule le Coefficients de forme :

$$\frac{L}{B} = \frac{29}{19,6} = 1,48$$

Donc en utilisé le tableau VII.2

TableauVII.6 Résultat Coefficients de forme λ_c et λ_d

L/B	λ_s	λ_d
1,48	1,15	1,32

e) calculer les module pressiométrique E3-5

$$\frac{3}{E3-5} = \frac{1}{E3} + \frac{1}{E4} + \frac{1}{E5}$$

$$\frac{3}{E3-5} = \frac{1}{2010} + \frac{1}{2680} + \frac{1}{3350}$$

$$E3-5=2665,26 \text{ bar}$$

f) calculer les module pressiométrique Ed

$$\frac{4}{Ed} = \frac{1}{E1} + \frac{1}{0,85E2} + \frac{1}{0,55E3-5}$$

$$\frac{4}{Ed} = \frac{1}{940} + \frac{1}{0,85 \times 1340} + \frac{1}{0,55 \times 2665,26}$$

$$Ed=1524,41 \text{ bar}$$

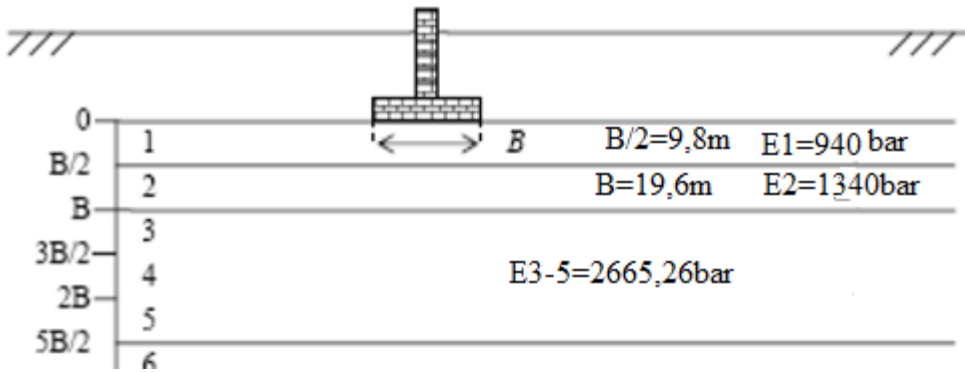


Figure VII.12. Résultat du module pressiométrique

Tableau VII.7 Les donnée calcule le tassement

Q(bar)	σ_v (bar)	λ_c	λ_d	B(m)	α	B_0	E_C (bar)	E_D (bar)
3,4	0,724	1,15	1,32	19,6	1/2	0,6	940	1524,41

$$S_c = \frac{(5880 - 72,4) \cdot 1,15 \times 19,6 \times \left(\frac{1}{2}\right)}{9 \times 94000} = 0,35 \text{ cm}$$

$$S_d = \frac{2(5880 - 72,4) \times 0,6 \left[\left(\frac{1,32 \times 19,6}{0,6}\right) \wedge \left(\frac{1}{2}\right) \right]}{9 \times 1524,41} = 0,17 \text{ cm}$$

Donc ; $S_c + S_d = 0,52 \text{ cm}$

Tableau VII.8. résultant de tassement

cas	H(m)	L/B	α	λ_c	λ_d	$E_C = E_1$ (Bar)	E_2 (Bar)	E_{3-5} (bar)	E_d (bar)	S_c (cm)	S_d (cm)	S_t (cm)
1	4	1,48	1/2	1,15	1,32	940	1340	2665,26	1524,41	0,35	0,17	0,52

$S_c = 0,35 \text{ cm}$ $S_d = 0,17 \text{ cm}$

$S_t = 0,52 \text{ cm}$

Le tassement total **$S_t = 0,52 \text{ cm}$** Le sol de notre zone d'étude n'est pas sujet aux phénomènes de tassement. Donc les ouvrages qui seront érigés sur ce sol de texture sable ne courent aucun danger.

Conclusion :

Cette étude nous a permis de nous imprégner des différentes méthodologies de calcul de tassement (essai pressiométrique). Pour ce faire, il était nécessaire d'avoir recours à une documentation bien fournie, bien que les ouvrages de tassement des fondations superficielles ne soient pas très nombreux.

.

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and floral patterns, are positioned above and below the central text.

Conclusion général

CONCLUSUION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure
- secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.
- L'essai pressiométrique est l'essai géotechnique in situ le plus utilisé pour les études des fondations et notamment le calcul des tassements, la majorité des ingénieurs le considère comme le plus efficace, car il se base sur des tests sur le terrain dans ses conditions réelles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two large, symmetrical decorative flourishes, resembling stylized floral or scroll designs, are positioned above and below the central text. The word "Références" is centered in a bold, black, serif font.

Références

RÉFÉRENCES

1. Règles parasismique Algérienne **RPA99 modifié en 2003** ; (Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.48**).
2. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**.document technique réglementaire **DTR-BC 2-41**.
3. Charges permanentes et charges d'exploitations **DTR.BC 2.2**
4. BAEL 91modifié 99
5. Cours et TD pendant toute notre formation.
6. Conception et calcul des structures de bâtiment
7. Calcul des ouvrages en béton suivent les règles BAEL.91
8. Béton armé aux états limites selon l'additif du BAEL 91,

Livre:

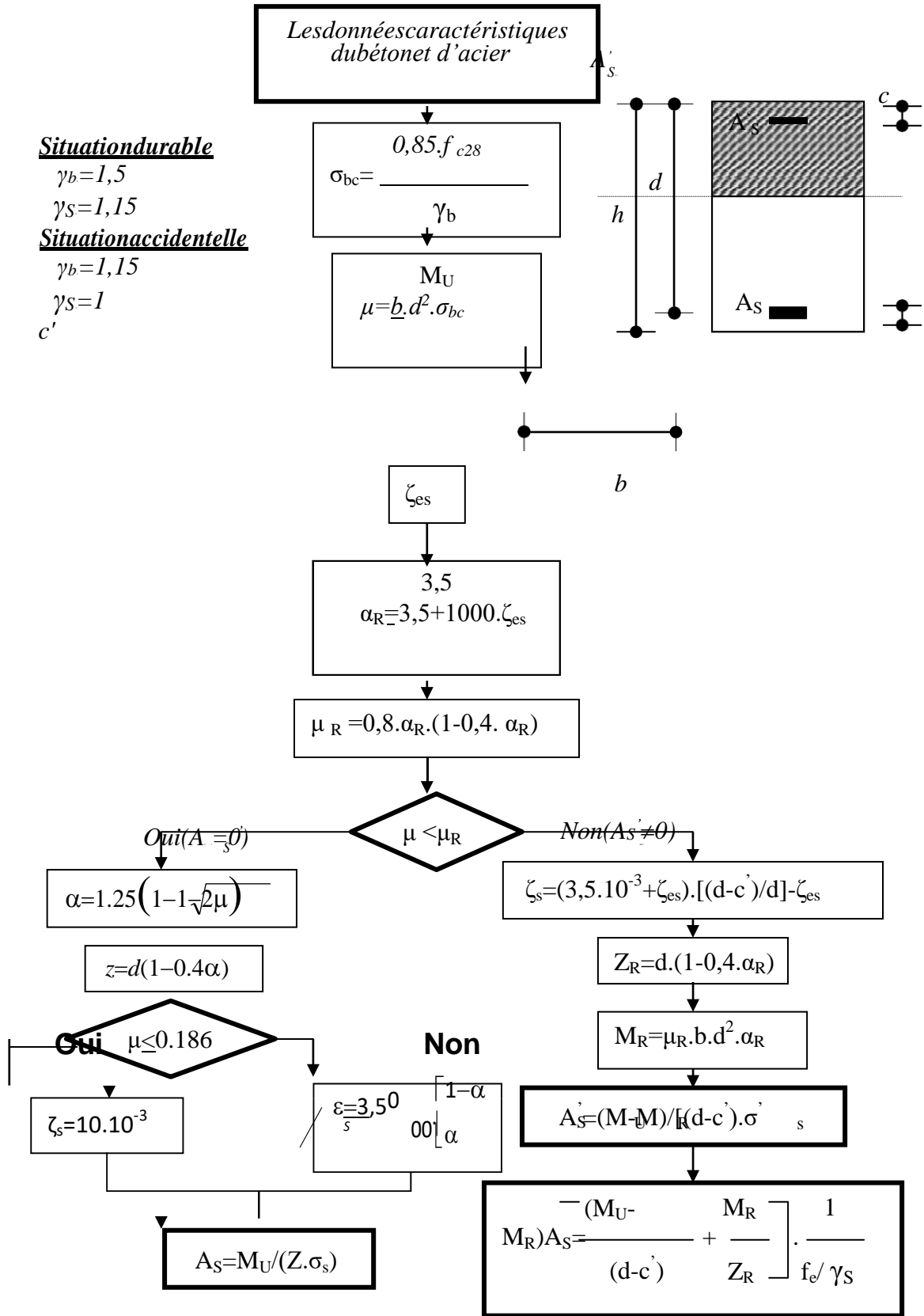
- ❖ Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés (Mr: Jean Pierre Mougins).
- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y. Chérait).
- ❖ Béton armé guide de calcul (Mr : H. Renaud et J.Lamirault).
- ❖ Formulaire de béton armé (Mr : Davidovici).
- ❖ Mr: Thonier Henry (tome6).

- ❖ Mémoires

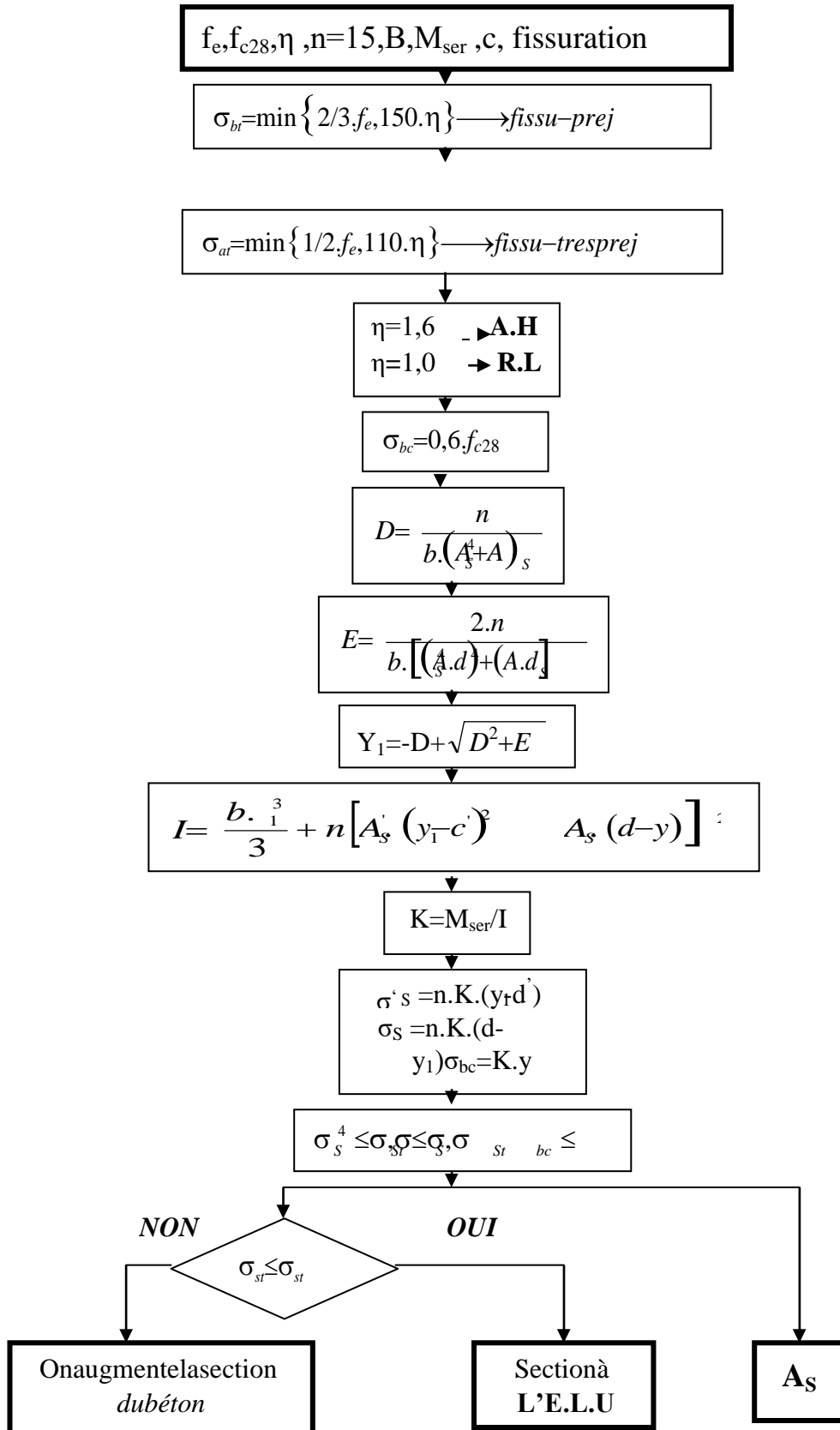
The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two large, symmetrical decorative flourishes, resembling stylized floral or scroll designs, are positioned above and below the central text. The word "Annexe" is centered in a bold, black, serif font.

Annexe

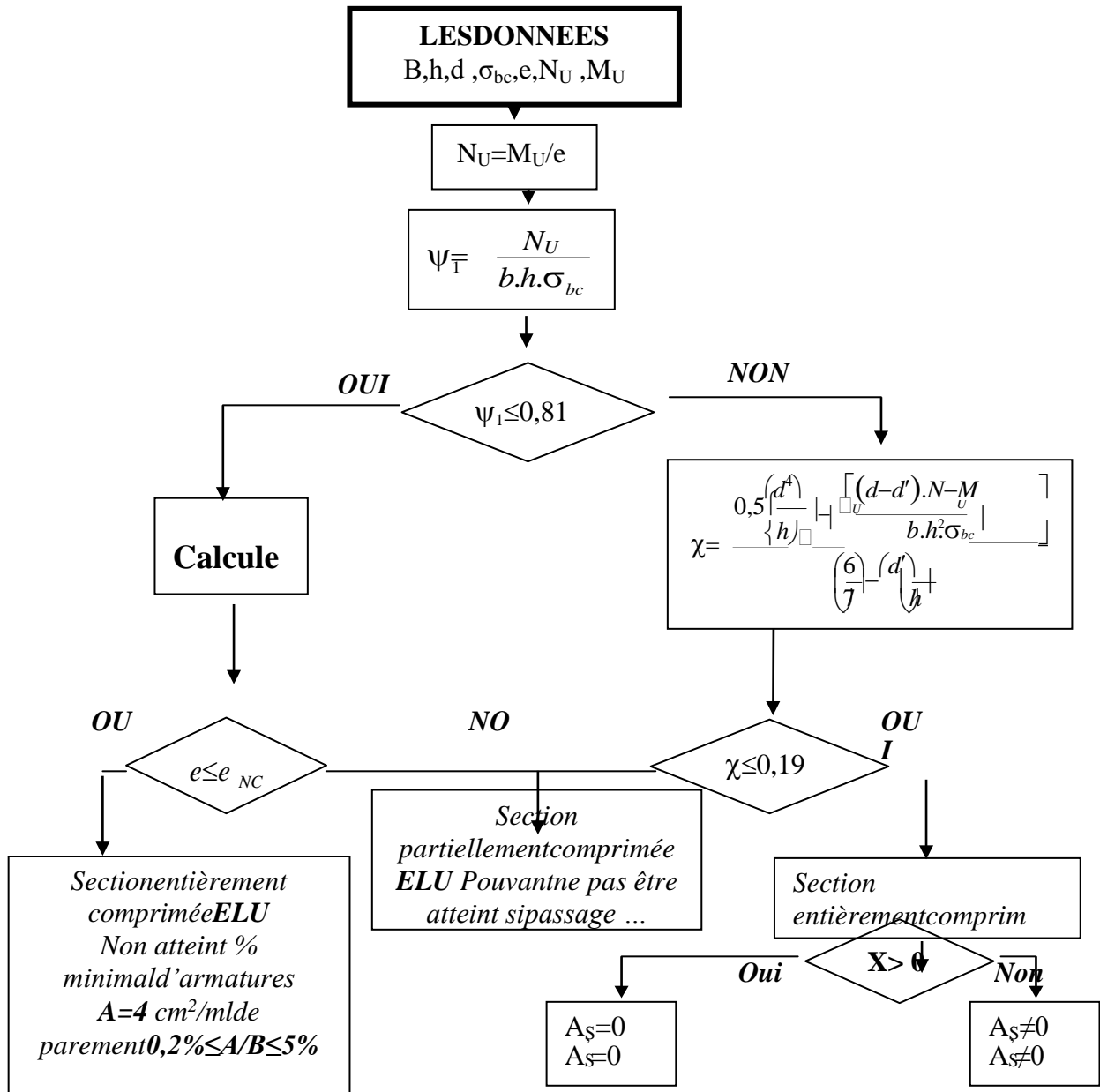
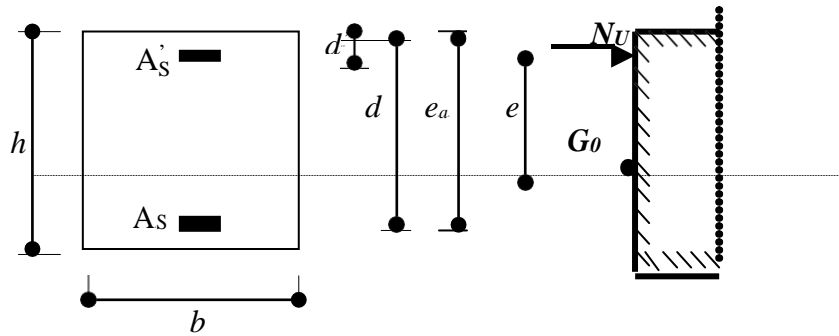
ORGANIGRAMME-I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L. UEN FLEXIONS SIMPLE



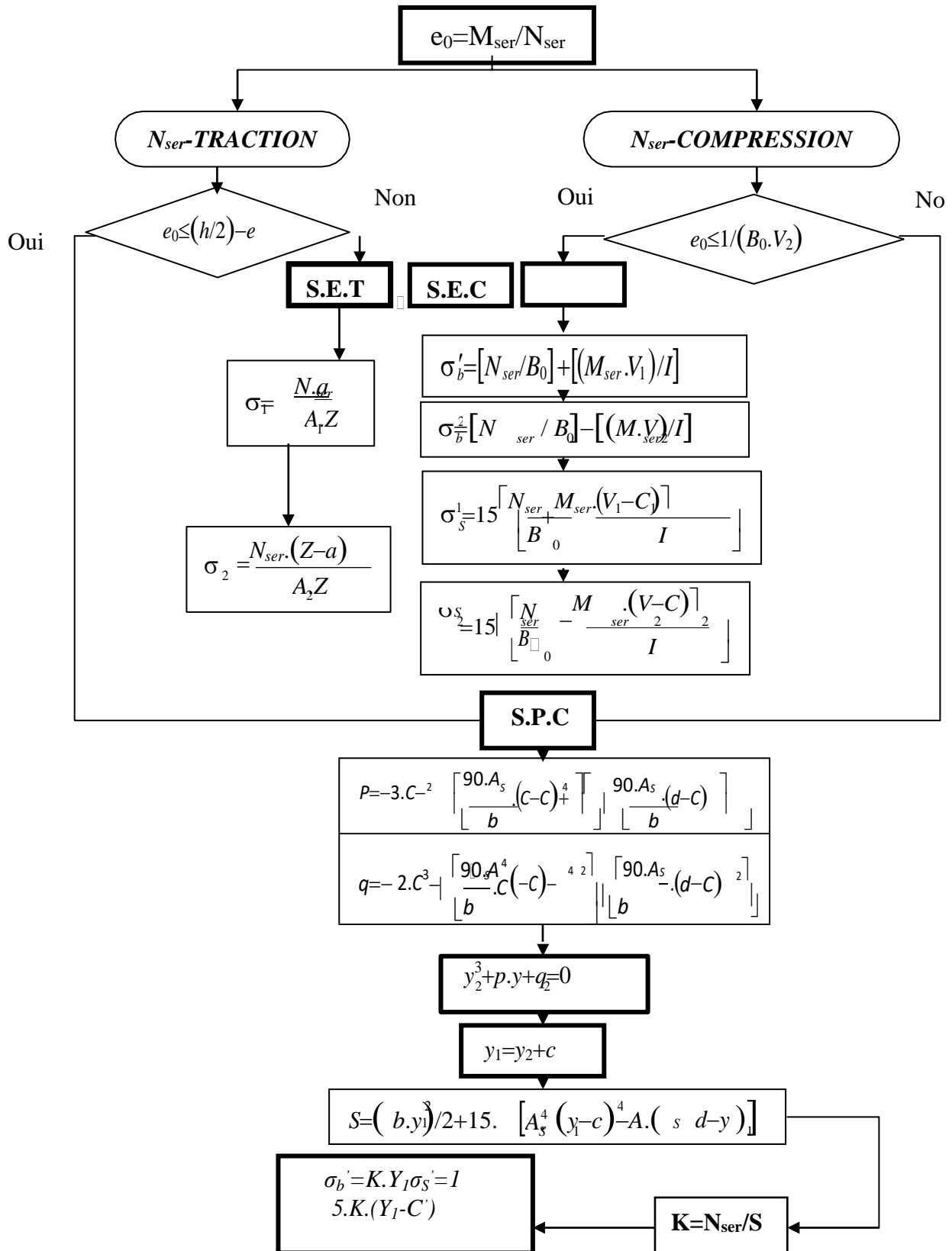
ORGANIGRAMME-II-
VERIFICATION D'UNE
SECTION RECTANGULAIRE A-
L'ELU-



ORGANIGRAMME-III-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A L'ELS



TABLEAUDESSECTIONSDSARMATURES
Sectionen''cm²'' ,diamètreφen''mm''

φ	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT
CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE2

Valeurs de $MI(M2)$ pour $\rho=1$

U/lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA: Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

SECTION RÉELLES D'ARMATURES**RES**Section en cm^2 de Narmature ϕ en mm

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

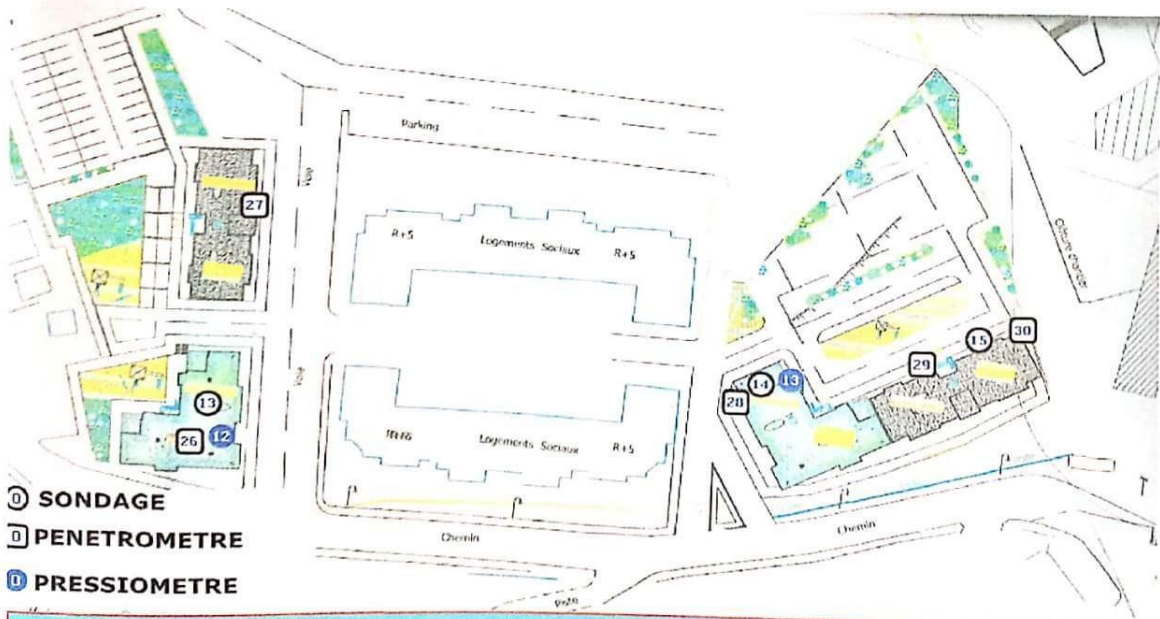
ANNEXE



LEGENDE:

- SONDAGE
- PENETROMETRE
- ⊕ PRESSIOMETRE

PLAN D'IMPLANTATION DE SONDAGE ET ESSAIS IN-SITU REALISES AU NIVEAU DE LA POCHE N°1 DU SITE



- SONDAGE
- PENETROMETRE
- ⊕ PRESSIOMETRE

PLAN D'IMPLANTATION DE SONDAGE ET ESSAIS IN-SITU REALISES AU NIVEAU DE LA POCHE N°2 DU SITE

PROJET :	778LPA+84 LOGTS PROMOTIONNELS ET 16 LOCAUX COMMERCIAUX	LIEU	DRARIA
CLIENT :	OPGI HUSSEIN DEY	PAGE N°	33

Analyses chimiques des sols

Les résultats d'analyses chimiques (tableau ci-haut) permettent de classer le sol analysé dans la classe **XA1** (agressivité faible) selon la norme NA 16002 (équivalent de la norme EN206-1), par conséquent un ciment ordinaire suffit pour le béton de fondation.

Caractéristique chimique	Méthode d'essai de référence	XA1	XA2	XA3
SO ₄ ²⁻ mg/kg ^{a)} total	NA 5042 ^{b)}	≥ 2000 et ≤ 3000 ^{c)}	>3000 ^{c)} et ≤ 12000	> 12000 et ≤ 24000

CLASSE D'AGRESSIVITE SELON LA NORME: EN206-1 & NA 16002

ESSAIS PRESSIOMETRIQUES :

Principe de l'essai :

La technique pressiométrique est destinée à améliorer la méthode d'investigation des sols et de calcul des fondations. L'essai pressiométrique consiste essentiellement en un essai de chargement direct, effectué au sien même du terrain. Il présente par conséquent les avantages suivants :

Respect des conditions naturelles : champ de contrainte et teneur en eau Conservation de la structure de matériaux.

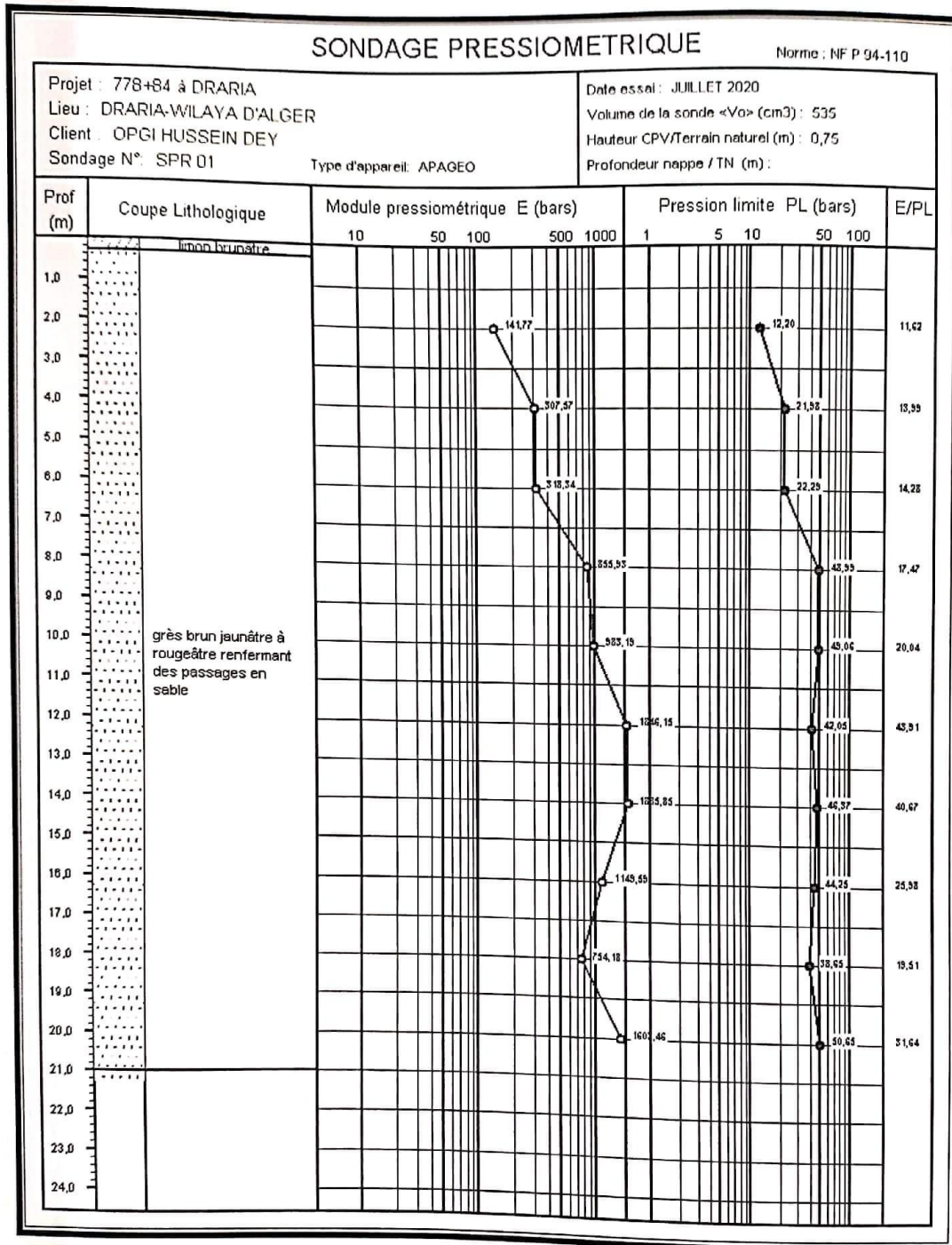
De l'essai découlent deux caractéristiques essentielles nécessaire au calcul de fondations. Le module de déformation, auquel sont liés les tassements,

La pression limite qui est directement proportionnelle à la force portante.

Dans le cadre de cette étude, ont été réalisé 13 treize sondages pressiométriques. Les résultats obtenus figurent dans le tableau ci-dessous, et le détail des essais dans l'annexe :

	Prof (m)	E (bars)	PL (bars)	Pf (bars)
SPR1	02,00	141,77	12,20	07,86
	04,00	307,57	21,98	15,92
	06,00	318,34	22,29	15,31
	08,00	855,93	48,99	22,63
	10,00	983,19	49,06	27,74
	12,00	1846,15	42,05	20,18
	14,00	1885,85	46,37	30,23
	16,00	1149,59	44,25	31,40
	18,00	754,18	38,65	20,81
	20,00	1602,46	50,65	39,01

ETUDE : 778-84 logts a Draria										Log de Sondage N° : 1									
LIEU : DRARIA										PROFONDEUR TOTALE : 20 ML					BOUE DE FORAGE				
CLIENT : OPGI HUSSEIN DEY										COORDONNEES : X = Y =					TYPE FORAGE : CAROTTAGE				
DATE DEBUT : JUILLET 2020										Z =					TYPE DE MACHINE : TEC ABYSS75				
DATE FIN :										Diamètre extérieur du carottier (SC) : mm					Diamètre extérieur du forage : mm				
NIVEAU NAPPE : m										Diamètre extérieur du carottier (SPT) : mm					Diamètre extérieur du carottier (MZ) : mm				
										Diamètre extérieur du carottier (SH) : mm					Diamètre extérieur du carottier (DC) : mm				
Prof (m)	Recuperation				S.P.T	R.O.D	Ø Tub	Ø Trou	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	Φ (°)	W _n %	γ _d Tn ³	I _p %	Class. I.P.C	Type. Buis	
	21	58	75	200															
0,0										0,30									limon brunâtre
1,0																			
2,0																			
3,0																			
4,0																			
5,0																			
6,0																			
7,0																			
8,0																			
9,0																			
10,0																			
11,0																			
12,0																			
13,0																			
14,0																			
15,0																			
16,0																			
17,0																			
18,0																			
19,0																			
20,0										20,00									



PROJET :	778LPA+84 LOGTS PROMOTIONNELS ET 16 LOCAUX COMMERCIAUX	LIEU	DRARIA
CLIENT :	OPGI HUSSEIN DEY	PAGE N°	57

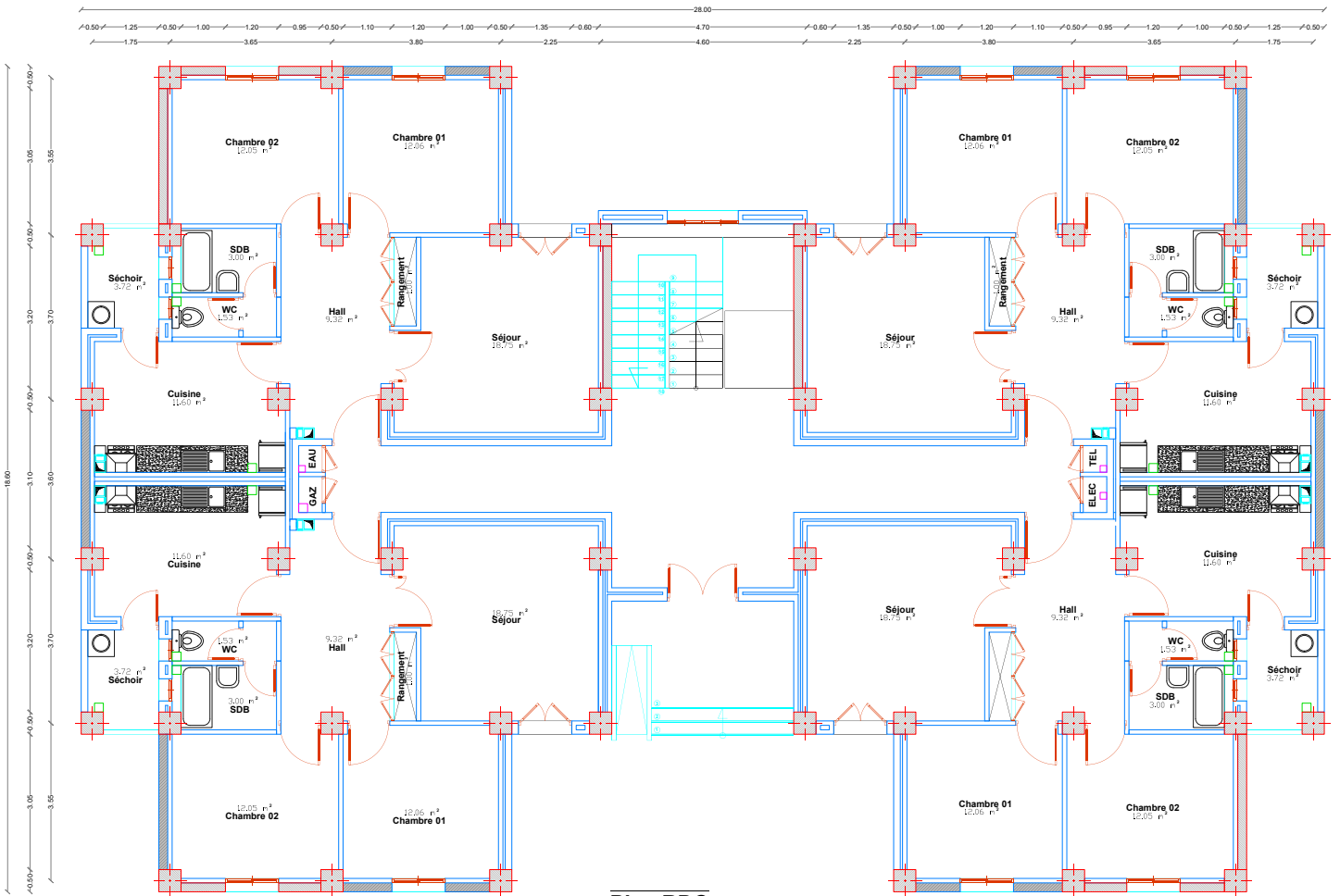
The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and leaf-like patterns, are positioned above and below the central text.

Plan d'exécution



FACADE PRINCIPALE

50cm



Plan RDC

Niv: ±0.00