



Université Mohamed khider –Biskra

Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de l'Hydraulique

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie civil

Spécialité : CTC

Réf. :2025

Présenté et soutenu par :

Belbahi Kaouthar

Le: lundi 2 juin 2025

**Dimensionnement et Modélisation d'un
bâtiment(R+15) à usage administratif avec
contreventement mixte implanté à
ANNABA + suivi de chantier.**

Jury :

Encadreur : Dr. MECHKOURI Mohamed

Année universitaire : 2025



Remerciement

On remercie vivement les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, ainsi que tous les enseignants sans exception qui nous ont formés, en particulier MACHKORI MOHAMED qui nous a à vrai dire beaucoup aidé.

On remercie Également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent



الاشهاد

من قال أنا لها نالها وإن أبت رغما عنها اتيت بها، لم تكن الرحلة قصيرة ولا ينبغي لها أن تكون لم يكن الحلم قريبا ولا الطريق كان مخوفًا بالتسهيلات لكنني فعلتها ونلتها

إلى الذي زين اسمي بأجمل الألقاب، من دعمني بلا حدود وأعطاني بلا مقابل إلى من علمني أن الدنيا كفاح وسلاحها العلم والمعرفة، إلى من غرس في روحي مكارم الأخلاق، داعمي الأول في مسيرتي وسندي وقوتي وملأني بعد الله ... إلى فخري واعتزازي (والدي)

إلى من جعل الله الجنة تحت أقدامها واحتضنتني قلبها قبل يدها وسهلت لي الشدائد بدعائها إلى القلب الحنون والشمعة التي كانت لي في الليالي المظلمات سر قوتي ونجاحي ومصباح دربي إلى وهج حياتي (والدتي)

إلى أمان أيامي إلى خيرة أيامي وصفوتها إلى قرة عيني (أخواني وأخواتي)

وأخيرا الشكر موصول لنفسني على الصبر والتي كانت أهلاً للمصاعب ها أنا اختتم كل ما مررت به الحمد لله من قبل ومن بعد راجية من الله تعالى أن ينفعني بما علمني وأن يعلمني ما أجهل ويجعله حجة لي لا علي

@my_business95



Sommaire

Partie I-Examen et suivi de chantier

Introduction Générale	
Introduction	
1: Presentation De Projet	1
1.1 Le Plan De Situation....	1
1.2 Le Plan De Masse...	2
1.3. Panneau Décivant L'intitulé Du Projet.	2
1.4 Les Différents Acteurs Du Projet	3
1.5 Les Objectifs De Suivi De Chantier.	3
1.6 Installation Du Chantier Et Des Equipements...	3
2 Le Chantier Est Equipé Par Les Moyens Et Les Engins Suivants	4
2.1 L'engin De Levage (Grue)	4
2.2 Le Moteur D'excavation.	5
2.3 Le Camion Du Transport....	5
2.4 Les Installations Du Poste...	6
3: Examen Des Constituants	7
3.1. Le Ciment.....	7
3.2. Le Gravier...	8
3.3. Le Sable.	9
3.4. L'eau...	9
4: Le Contrôle De Béton	10
4.1 Composition Du Béton	11
4.2 Les Conditions De Béton	11
4.3 Le Contrôle Sur Chantier	11
5 Examen De Ferrailage	12
5.1 L'examen De Diamètres Et La Longueur.	12
5.1 L'examen De La Manière De Les Stocker.	12
6 Examen Le Coffrage	12

7 L'implantation Du Projet	13
7.1examen Fond De Fouille.	13
7.2. Qualité Du Fond De Fouille.	13
7.3. Coulage Gros Béton.	14
7.4. Examen Ferrailage Des Semelles Et Morse Poteaux.	16
7.5. Examen Coffrage Et Coulage Des Semelles.	16
7.6. Examen Les Longrines	17
7.7. Examen La Dalle Flottante.	18
8: Examen D'éléments Verticaux	18
8.1. Les Poteaux.	19
8.3. Les Voiles.	20
9: Examen Des Eléments Horizontaux De La Structure	21
9.1. Les Planchers.	21
9.2. Les Poutres	22
10 : Examen Les Travaux De Finition Ces	23
10.1. La Maçonnerie.	23
Conclusion.	25

Partie II – étude

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.	
I.1. Introduction	25
I.2. Présentation de l'ouvrage	25
I.3. Conception de la structure du bâtiment	25
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	27
I.4.1. Béton	28
I.4.1.1. Résistance du béton	28_
I.4.1.2. Modules de déformation longitudinal	29
I.4.1.3. Module de déformation transversal	29
I.4.1.4. Coefficient de Poisson BAEL91 (Art A.2.1, 3)	30
I.4.1.5. Contraintes limites	30
I.4.2. Acier	31
I.4.2.1. Caractéristiques mécaniques	31
I.4.2.2. Module d'élasticité des aciers	31
I.4.2.3. Contraintes limites	31
I.5. Les actions et les sollicitations	32
I.5.1. Les actions : BAEL91 (art A.3.1)	32
I.5.2. Les sollicitations	32
I.5.3. Les combinaisons d'action	33
I.6. Règles et normes de calcul	33
I.7. Hypothèses de calcul	33

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments et décente de charge	
II.1. Introduction	35
II.2. Prédimensionnement des éléments	35
II.3. Evaluation des charges et surcharges	42

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Etude des planchers	56
III.2. Les escaliers	72
III.3. Dalle pleine	77
III.4. L'acrotère	80

CHAPITRE IV : Etude dynamique	
Introduction :	86
Objectif de l'étude dynamique	86
Choix de la méthode de calcul	86
Méthode statique équivalente	86
Méthode d'analyse modale spectrale	87
Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme	87
Classification de l'ouvrage selon les RPA 2024	87
Spectre de réponse de calcul : RPA 2024(art.4.3.3) (page :57)	88
Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale)	90
Présentation du logiciel de calcul	90
Variante initiale	90
Modélisation de la nouvelle structure	94
Délitation de la nouvelle structure	97
Délisation de la nouvelle structure	100

Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure	103
Méthode statique équivalente	104
Période a utiliser pour le calcul	105
Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente	107
Distribution des forces sismiques (sens X)	108
Distribution des forces sismiques (sens Y)	109
Vérification les déplacements : RPA2024 (art 4.43)	110
Vérification au renversement : RPA2024 (art.4.41) :	112
Caractéristique géométrique et massique	114
L'excentricité théorique et accidentelle	115
Vérification de l'effort normal réduit : RPA2024(art 7.1.3.3)	116
Conclusion	116

CHAPITRE V : Etude au vent	
Introduction	116
V.1. Détermination du coefficient dynamique Cd	117
V.2. Détermination de la pression dynamique de vent qdyn	117
V.3. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe	120
V.4. Détermination de la pression due au vent	124
V.5. Détermination de la force de frottement	126
V.6. Détermination de la force résultante	128
Conclusion	129

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux	
Introduction	130
VI.1. Ferrailage des poteaux	130
VI.2. Ferrailage des poutres	140
VI.4. Ferrailage des voiles	147

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure	
VII.1. Introduction :	154
VII.2. Etude du voile périphérique	154
VII.3. Etude géotechnique	158
VII.4. Calcul des fondations	158
VII.5. Calcul du radier	159
VII.6. Vérification	162
VII.7. Ferrailage du radier	163
VII.8. Ferrailage des nervures	167

Sommaire des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	
Tableau I.1: Caractéristique géométrique de Bâtiment	25

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments et décente de charge	
Tableau.II.1 : Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.	43
Tableau.II.2 : Charge permanente revenant aux planchers EC et RDC.	44
Tableau.II.3 : Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines	44
Tableau.II.4 : Charge permanente d'un mur extérieur.	45
Tableau.II.5 : Charge permanente et d'exploitation d'un palier.	46
Tableau.II.6 : Charge permanente d'une volée (paillasse).	46
Tableau.II.7 : Descente des charges du poteau central B-3.	48
Tableau.II.8 : Descente des charges du poteau de rive A-5.	54

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Tableau III.1 : valeur des charges et surcharges à L'ELU et L'ELS.	57
Tableau III.2 : les moments en appuis.	60
Tableau III.3 : les moments en appuis.	60
Tableau III.4 : Moments en travées.	61
Tableau III.5 : efforts tranchants	62
Tableau III.6 : Récapitulatif résultats des combinaisons.	73

Tableau III.7 : Récapitulatif résultats des sollicitations d'escalier.	73
Tableau III.8 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.	83

CHAPITRE IV : Etude dynamique	
Tableau IV. 1 : Le Coefficient d'accélération A.	88
Tableau IV. 2 : Le Coefficient d'importance.	88
Tableau IV. 3 : Les Périodes et Coefficient de site.	89
Tableau IV. 4 : Le Facteur de qualité Qf.	89
Tableau IV. 5 : Périodes et facteurs de participation modaux (structure initiale).	91
Tableau IV. 6 : Périodes et coefficients de participation modaux.	94
Tableau IV. 7 : Périodes et coefficients de participation modaux.	97
Tableau IV. 8 : Périodes et coefficients de participation modaux.	100
Tableau IV. 9 : Vérification de la classification des systèmes de contreventement.	103
Tableau IV. 10 : Coefficient de contreventement.	103
Tableau IV. 11 : vérification de la période de calcul de VMSE.	105
Tableau IV. 12 : Récapitulatif résultats de la vérification de l'effort tranchant	
Tableau IV. 13 : résultant des forces concentrées.	107
Tableau IV. 14 : Distribution des forces sismiques (sens X) au niveau de chaque étage	108
Tableau IV. 14 : Distribution des forces sismiques (sens Y) au niveau de chaque étage.	109
Tableau IV. 15 : Déplacements absolus pour les deux sens.	110
Tableau IV. 16 : Vérification de l'effet P- Δ pour les deux sens.	112
Tableau IV. 17 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.	113
Tableau IV. 18 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.	115
Tableau IV. 19 : Vérifications des efforts normaux réduits.	116
Tableau IV. 20 : Les dimensions finales des éléments principales.	116

CHAPITRE V : Etude au vent	
Tableau V.1 : Valeurs de C_r , C_e et la pression dynamique selon la hauteur Z	119
Tableau V.2 : Le tableau ci-après montre les différents résultats	119
Tableaux V.3: Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$	123
Tableaux V.4 : Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.5$	124
Tableau V.5 : La pression nette exercée sur l'élément de surface j .	124
Tableau V.6 : pression due au vent.	125
Tableau V.7 : L'ensemble des résultats et La force résultante R	128

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux	
Tableau VII. 1 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.	130
Tableau VII. 2 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.	132
Tableau VII.3. Ferrailage des poteaux.	139
Tableau VII.4. Ferrailage des poutres principales.	143
Tableau VII.5. Ferrailage des poutres secondaires.	144

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure	
TableauxVI.6: Calcul armature de nervure .	170

Sommaire des Figures

Partie I :

Figure.1.1. Plan de situation.	1
Figure.1.2. Plan de masse.	1
Figure 1.3. Panneau décrivant l'intitulé du projet.	2
Figure.1.4. Plan de l'installation de chantier.	3
Figure.1.5. La grue de chantier pour le transport du béton et matériaux.	4

Figure.1.6. La pelle mécanique pour le terrassement ou transport les matériaux.	4
Figure.1.7. Camions de transport des matériaux (gravier ou sable)	5
Figure.1.8. Camion destiné pour le transport de l'eau.	5
Figure.1.9. Mauvais stockage de ferrailage	6
Figure.1.10. Matériels pour la coupe des aciers.	6
Figure.1.11. Travaux Préparatoires de coffrage (les Panneaux).	6
Figure.1.12. Stockage de ciment en sac	7
Figure.1.13. Mauvais stockage de sable et gravier au chantier.	8
Figure.1.14. Réservoir de stockage d'eau dans le chantier.	9
Figure.1.15. Espace de préparation du béton	10
Figure.1.16. Mesurer de l'ouvrabilité. Les éprouvettes (16/32).	11
Figure.1.17. Tasse de scléromètre	11
Figure.1.18. Appareil de façonnage.	12
Figure.1.19. Recouvrement des barres.	12
Figure.1.20. Préparation des cadres	12
Figure.1.21. Stockage des panneaux de coffrage	12
Figure.1.22. Mesure de la profondeur de fouille (bon sol).	13
Figure.1.23. L'emplacement Les chaise	14
Figure.1.24. Gros béton.	14
Figure.1.25. Mettre Les écarteurs.	15
Figure.1.26. Coffrage et Coulage de semelle par la grue.	16
Figure.1.27. fin de coulage de semelle pour trouve les pertes (béton et coffrage	16

Figure.1.28. Coffrage et coulage bien de l'amorce poteau.	17
Figure.1.29. L'opération de remplissage et le compactage.	17
Figure.1.29. Ferrailage et coffrage la longrine.	17
Figure.1.30. Décoffrage	17
Figure.1.31. Pose le hérissos nage et le treillis soudé	18
Figure.1.32. La dalle flottante.	18
Figure.1.33. Ferrailage de poteau.	18
Figure.1.34. Coffrage bien réglai.	18
Figure.1.35. Contrôle de verticalité	20
Figure.1.36. Vérification la section	20
Figure.1.37. Ferrailage de voile.	20
Figure.1.38. Assurer le coffrage	20
Figure.1.39. Décoffrage de voile.	21
Figure.1.40. Le coffrage des poutrelles.	21
Figure.1.41. pose du treillis soudés.	21
Figure.1.42. Corps creux.	21
Figure.1.43 :fin de dallage.	22
Figure.1.44. Ferrailage des poutres	22
Figure.1.45. Ségrégation dans la Poutre après décoffrage.	23
Figure.1.46 : La maçonnerie et la vérification de la verticalité des parois	23
Figure 1.47: vérification de la planéité de Mur en maçonnerie	24

Partie II :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	
Figure I. 1 : Diagramme de déformation-contrainte du béton à l'ELU.	30
Figure I. 2 : Diagramme des contraintes - déformations d'acier à l'ELU	32

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments et décente de charge	
Figure II-1 : Coupe verticale du plancher en corps creux	36
Figure II-2 : schéma des poutrelles	36
Figure II-3 : schéma d'escalier	38
Figure II.4 : l'acrotère	38
Figure II.5 : Coupe de voile en élévation.	39
Figure II.8 : plancher terrasse inaccessible.	43
Figure II.9 : plancher étage courant et RDC.	44
Figure II.10 : Schéma du mur double cloisons	45
Figure II.11 : L'acrotère	45
Figure II.12 : Coupe vertical des poteaux B3	47
Figure II.13 : La surface afférente du poteau B3.	53
Figure II.14 : Coupe vertical des poteaux A-5	53

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Figure III.1 : Plancher à corps	56
Figure III.2 : moment en travée.	58
Figure III.3 : Schéma statique d'une poutrelle.	59
Figure III.4 : Schéma d'une poutrelle.	60
Figure III.5 : Ferrailage des planchers.	66
Figure III.6 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	71
FigureIII.7 : Schéma de l'escalier :	72
Figure III. 8 : Schéma des charges d'escalier.	73
Figure III.9 : Diagrammes des sollicitations d'escalier à l'ELU et à l'ELS.	74
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.	76

Figure III.11 : schéma du DALLE a étudié.	77
Figure III.12 : ferrailage de la dalle pleine.	79
Figure III. 13 : Schéma statique de	80
Figure III. 14 : Schéma des sollicitations de l'acrotère.	81
Figure III.15 : Coupe de ferrailage	82
Figure III.16 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.	86

CHAPITRE IV : Etude dynamique	
Figure IV.1 : Spectre de réponse.	88
Figure IV.2 : Disposition des voiles en RDC de la structure initiale	91
Figure IV.3 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1,61sec).	92
Figure IV.4 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1,35sec).	92
Figure IV.5 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1.03sec).	93
Figure IV.6 : Vue en 2D et plan de la 1 ^{ère} proposition.	94
Figure IV.7 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1.41sec).	95
Figure IV.8 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1,34sec).	95
Figure IV.9 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0,94sec).	96
Figure IV.10 : Vue en 2D et plan de la 1 ^{ère} proposition.	97
Figure IV.11 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1. 36sec).	98
Figure IV.12 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1,30sec).	98
Figure IV.13 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0,92sec).	99
Figure IV.14 : Vue en 2D et plan de la 1 ^{ère} proposition.	100
Figure IV. 5 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1.15sec).	101
Figure IV.16 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1,05sec).	101
Figure IV.17 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0,89sec).	102
Figure IV.18 : Spectre de calcul.	106
Figure IV.19 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens X.	108
Figure IV.20 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens Y.	109
Figure IV.21 : Notion des efforts du second ord	111
Figure IV.22 : Schéma de centre de gravité de la structure	113

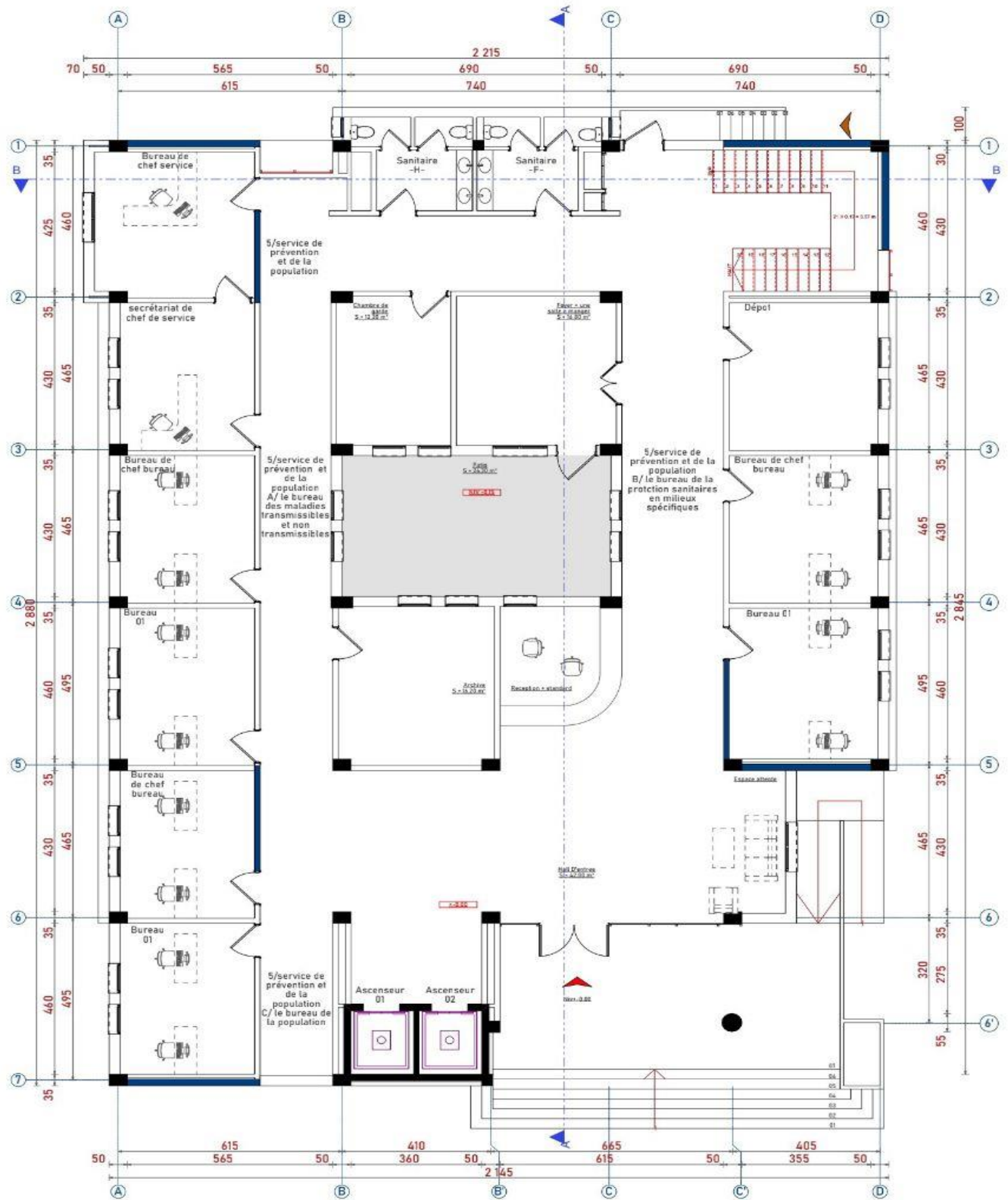
CHAPITRE V : Etude au vent	
Figure V.1 : Action du vent sur la structure.	116
Figure V.2 : Répartition de la pression dynamique.	117
Figure V.3 : Force résultante R	127

CHAPITRE VI : Ferrailage des éléments structuraux	
Figure VII.1: Zone nodale.	132
Figure VII.2 : Schéma des moments fléchissant dans le nœud.	138
Figure VII.3 : Schéma de ferrailage des poteaux	139
Figure VII.4 : Les poutres porteuses et les poutres secondaires.	140
Figure VII.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales	143
Figure VII.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	144
Figure VII.7 : Les sollicitations Engendrées dans le voile	147
Figure VII.8 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant	149
Figure VII.9 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (la majoration).	149
Figure VII.10 : Schéma statique de voile	150
Figure VII.11 : Position l'axe neutre	153

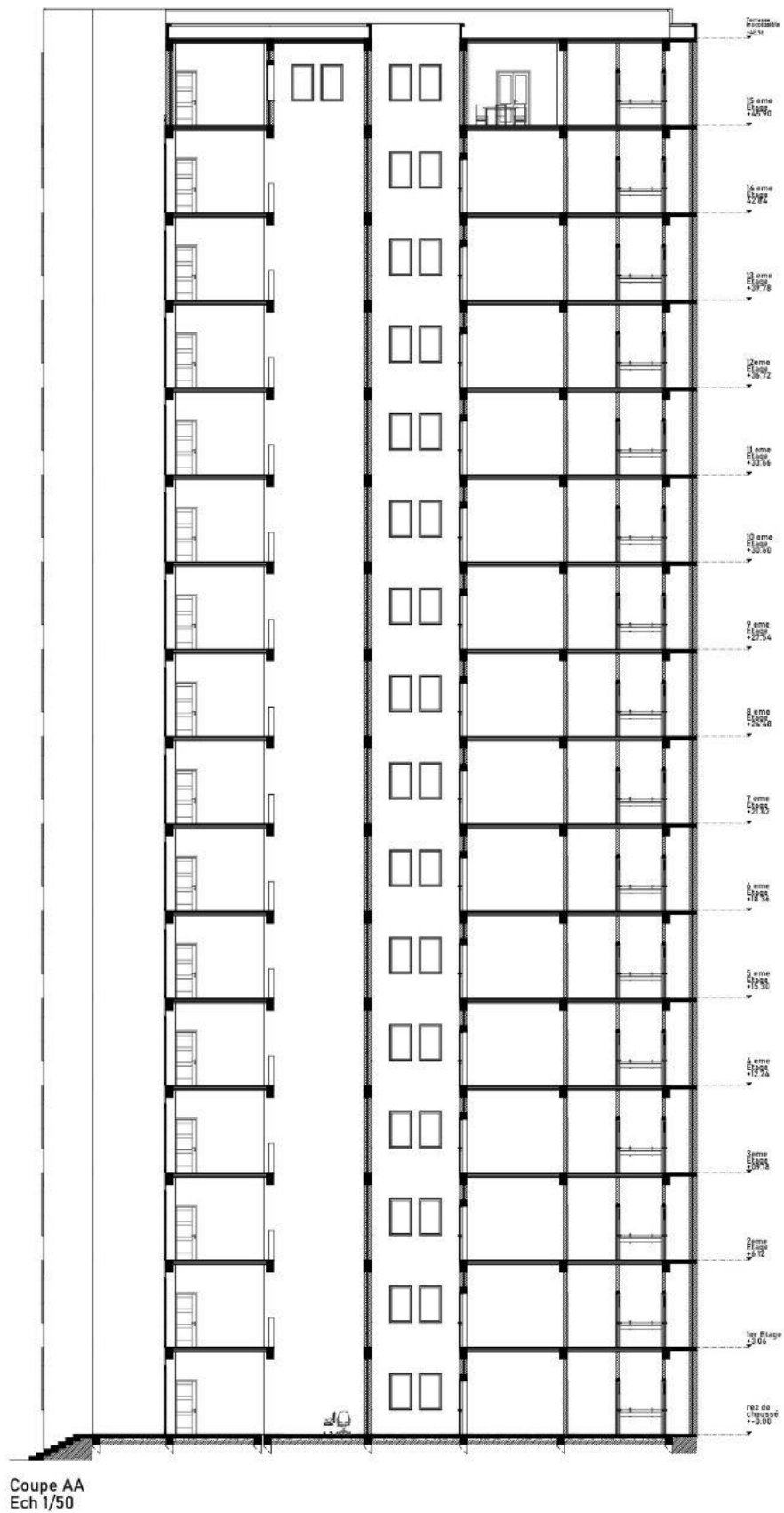
CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure	
Figure.VII.1 : Lithologique du sol.	158
Figure.VI.2. Panneau le plus défavorable.	164
Figure VI -3 : Schéma de ferrailage du radier	165
Figure (VI.4) Schéma statique d'une poutre.	167
Figure VI -5 : Schéma de ferrailage la nervure	170

Les plans

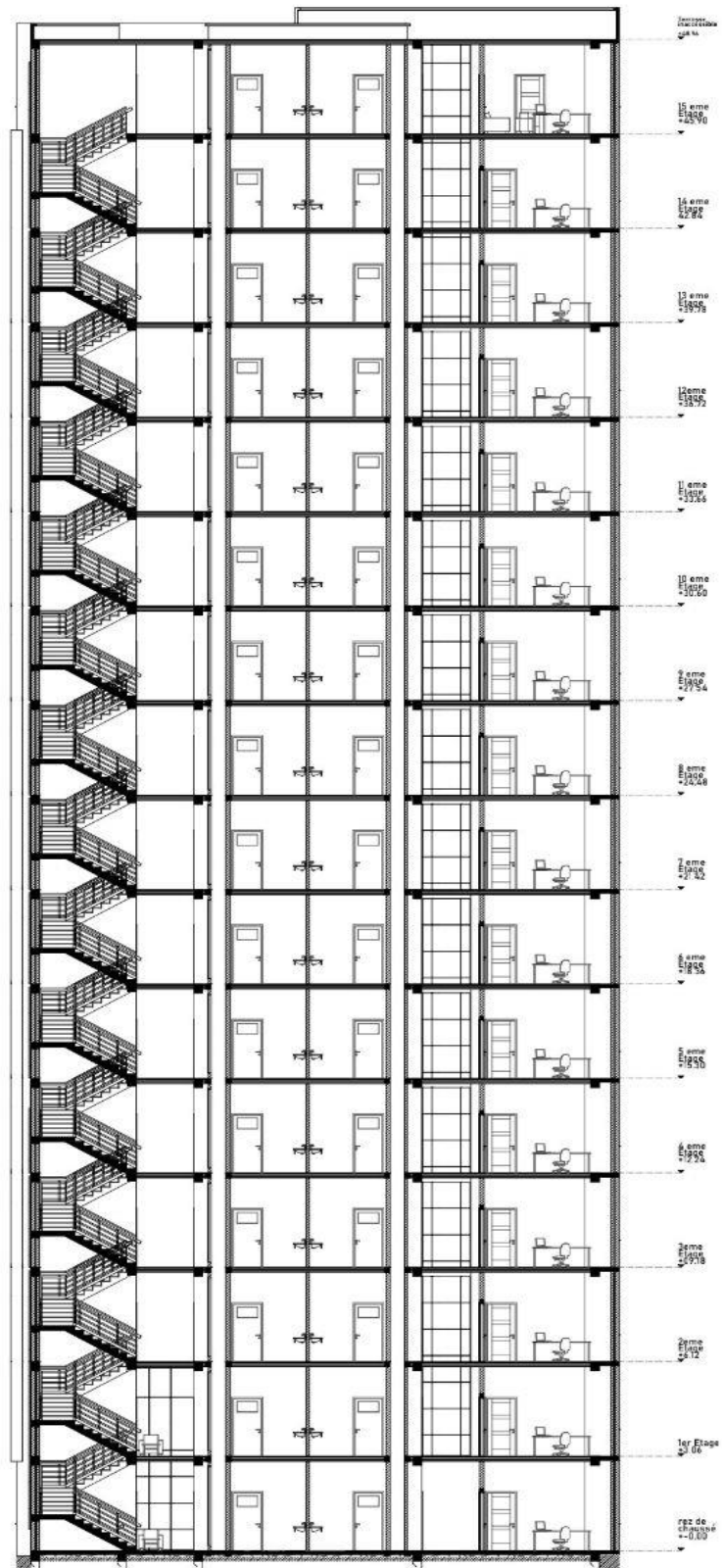
PLAN DE RDC



Plan de rez -de - chaussée
Ech 1/100



COUPE A-A



Coupe BB
Ech 1/50

COUPE B-B

Introduction générale

Dans le cadre de réaliser un mémoire de fin d'étude du cycle master 2, génie civil option calcul et contrôle technique des constructions (C.T.C) qui consiste à suivre les travaux d'un chantier en cours de réalisation des Projet de création de la Direction des Affaires Religieuses et des Habous pour l'Etat d'Ouled Djellal et l'étude de la structure d'un bâtiment en R+15 situé à la wilaya de ANNABA.

La première étape de ce travail consiste à effectuer des visites sur terrain du projet en cours de travaux afin d'examiner les différentes étapes de réalisation à savoir : le stockage des matériaux, l'excavation de sol, la réalisation des fondations, des poteaux et des planchers ainsi que les travaux des CES (maçonnerie, enduits, revêtements de sol). Ce travail à la fin sera sanctionné par un rapport final dont lequel il a été indiqué les différents essais et les techniques de contrôle de toutes les étapes ainsi que le recensement des anomalies constatées dès le démarrage jusqu'à l'achèvement des travaux.

Dans une seconde étape, qui consiste à étudier la structure d'un bâtiment en R+15, j'ai modélisé la structure à l'aide du logiciel Robot, afin d'étudier son comportement statique et dynamique sous les charges verticales et l'action sismique. L'objectif de cette analyse était de définir les paramètres à prendre en compte pour déterminer les sollicitations dues aux charges verticales et l'action sismique, puis de faire les vérifications nécessaires selon les règlements en vigueur, afin de vérifier le comportement du bâtiment. L'utilisation poussée du logiciel Robot nous a permis de déterminer les sollicitations les plus défavorables.

En dernière étape est consacrée à l'étude des fondations et la vérification de la stabilité générale de la fondation

Examen
et suivi
de
chantier

-Introduction :

La première partie est consacrée au suivi de chantier, nous avons choisi d'effectuer cette phase de projet au sein du bureau (B.E.T) Salm abd el Wahab.

Le projet à étudier est la réalisation Projet de création de la Direction des Affaires Religieuses et des Habous pour l'Etat d'Ouled Djallal et connaître les méthodes, les techniques ainsi que les moyens de contrôle des Travaux dans un chantier en cours de réalisation et de constater le respect des règlements en vigueur et les bonnes règles de la construction.

1. Présentation du projet:

1.1. Le plan de situation et plan de masse :



Figure.1.1. Plan de situation.



Figure.1.2. Plan de masse.

- ❖ Panneau décrivant l'intitulé du projet.



Figure 1.3. Panneau décrivant l'intitulé du projet.

1.2. Les différents acteurs du projet :

- **Maitre d'ouvrage** : Direction de l'équipement publique de la wilaya d'Ouled Djallal.
- **Maitre d'œuvre** :(B.E.T) Salm abd el Wahab.
- **Entreprise de réalisation** : م. ذ. ش. و. ذ. م. عطوي السعيد
- **Contrôle technique** : Organisme national de contrôle technique de la construction (C.T.C de Biskra).
- **Laboratoire** : L.N.H.C. BATNA
- **Le délai de réalisation est de** : 18 mois.
- **Le budget alloué au projet est de** : 170000 000 DA HT.

1.3. Les objectifs de suivi de chantier :

- Le suivi des délais : IL doit répondre à des objectifs adoptés par l'ensemble des responsables à tous les niveaux. Afin de coordonner chacune des étapes de l'opération, un planning détaillé sera établi, et permettra ainsi de faire un suivi direct de l'avancement des activités et une évaluation des résultats d'exécution en fonction des objectifs.
- Le suivi du résultat: pour le chantier dans sa globalité et/ou pour chaque section, il faut :
 - Mettre en place le système de saisie des informations comptables
 - Adapter le plan comptable analytique
- Le suivi des dépenses: il faudra déterminer un droit à dépenses par rubriques que l'on pourra comparer à la comptabilité de chantier, puis à la comptabilité analytique d'agence.

1.4. Installation du chantier et des équipements.

Cette étape est la plus importante des premières étapes du travail. Pour assurer une bonne organisation de chantier et le bon fonctionnement des ouvrages. Accomplir des sites de stockage et les emplacements des équipements et les engins de chantier et la mise en place des travailleurs et des réseaux de distribution au chantier.

1.4.1. Plan d'installation de chantier:

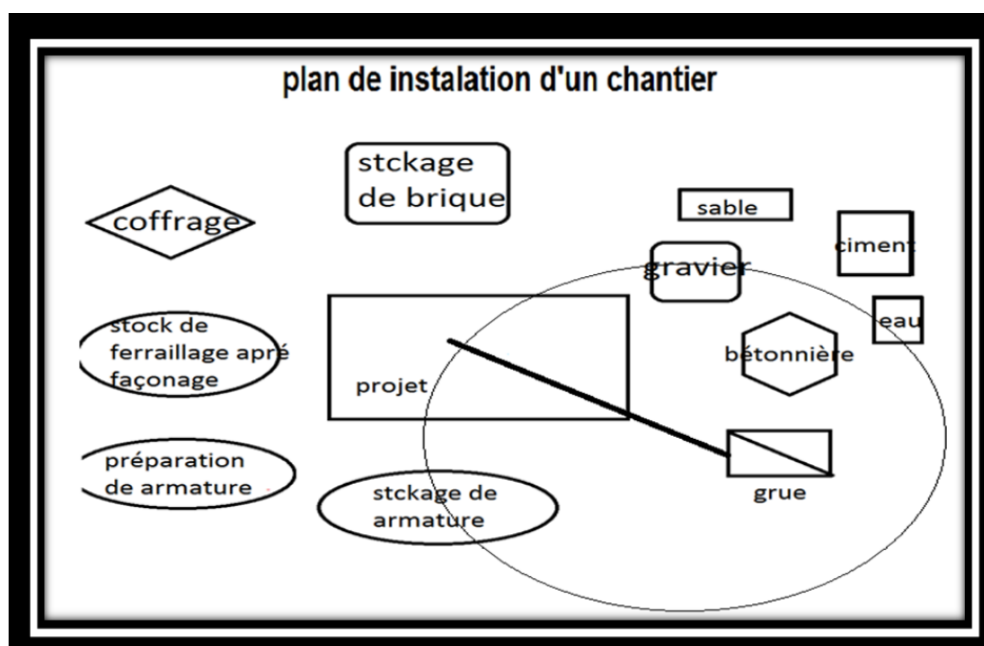


Figure.1.4. Plan de l'installation de chantier.

- Stockage des matériaux dans un endroit inappropriée.
- Le personnel (bureau et atelier de façonnage de ferrailage).
- Les engins (aires des emplacements).
- Les matériaux, (aires de stockage).
- Les installations et les équipements.

2. Le chantier est équipé par les moyens et les engins suivants :

2.1L'engin de levage (grue):

Pour la manutention d'un point à un autre du chantier, des matériaux, produits œuvrés, matériels et outillages spéciaux de mise en œuvre.



Figure.1.5. La grue de chantier pour le transport du béton et matériaux.

- ❖ **L'engin d'excavation (pelle mécanique):** Pour excaver les fouilles et de réaliser le remblai et terrassement au chantier.



Figure.1.6. la pelle mécanique pour le terrassement ou transport les matériaux.

- ❖ **Le camion du transport :** Le chantier est équipé de deux camions pour le transport du matériel pour le chantier.



Figure.1.7. Camions de transport des matériaux (gravier ou sable).



Figure.1.8. Camion destiné pour le transport de l'eau.

Le camion-citerne : pour alimenter le chantier de l'eau pour la confection du béton ainsi que les besoins du chantier en eau.

2.2. Les installations du poste:

❖ **Poste de ferrailage** : le façonnage et l'assemblage des aciers.



Figure.1.9. Mauvais stockage de ferrailage

- **Anomalie constatée** : le ferrailage est posé directement sur le sol.
- Le matériel de façonnage des aciers.



Figure.1.10. Matériels pour la coupe des aciers.

❖ **Poste de coffrage** : le lieu d'installation du coffrage.



Figure.1.11. Travaux Préparatoires de coffrage (les Panneaux).

3. Examen des matériaux:

Les constituants du béton doivent faire l'objet d'un stockage compatible avec les besoins du chantier en évitant aussi bien les ruptures de stock que les surstockages.

Les constituants utilisés doivent toujours être de qualités, et conformes aux normes en vigueur.

3.1. Le ciment:

Le dosage de ciment dépend de la résistance souhaitée. Pour les bétons de remplissage dans ce chantier, peu sollicités le dosage en ciment est de 150 kg/m^3 .

Pour les éléments constituant la structure des bâtiments, le béton contient généralement 350 kg/m^3 de ciment. Pour les mortiers, la teneur atteint en moyenne 450 kg/m^3 .

✓ Nature de stockage au chantier :

Pour les proprets peu important, le ciment est conditionné en sacs et doit être stocké sur des palettes (placé au-dessus des planches) disposées sur un sol plat et sec. Les sacs seront protégés de la pluie, mais également des remontées d'humidité du sol, des projections de boue et de toute choc mécanique susceptible de les déchirer. S'il existe plusieurs types de ciment dans le chantier, leur stockage sera séparé, pour éviter tout erreur et leur mélange.



Figure.1.12. Stockage de ciment en sac.

❖ Examen de ciment:

Sur chantier : L'examen de la qualité de ciment en fonction de la source et le type et la date de production.

- Dans ce projet, on à utiliser le ciment de **AIN TOUTA**.
- Ciment CPJ42.5 pour la superstructure et CRS pour l'infrastructure.

3.2. Le Gravier:

Provenant de la carrière de la région de Foughala, Dans ce projet on utilise : Gravier (15/25), Gravier (7/15).

Remarque :

15/25 : utilisé surtout pour le béton des fondations.

7/15 : utilisé pour le coulage les éléments très compliqués de ferrailage et finition de la dalle de compression.

✓ **Nature de stockage dans ce chantier :**

Le stockage du gravier sur place est non conforme aux normes avec présence des impuretés, (natures, origines ou de classes granulaires différentes). Pour éviter le mélange des granulats avec le sol et les déchets de chantier, Le gravier à utiliser doit être stocké sur un support propre exemple plateforme.

- ❖ **Examen de gravier : Sur chantier**, on aussi vérifier la qualité du gravier à l'œil en assurant qu'il ne contient pas des impuretés indésirables qui peuvent interagir avec du ciment. Pour se débarrasser de la poussière le gravier devrait être pulvérisé avec de l'eau.

3.3. Le sable : Le sable utilise dans ce chantier sable concassé.



Figure.1.13. Mauvais stockage de sable et gravier au chantier.

✓ **Nature de stockage dans ce chantier :**

Anomalie constatée : Ce fait dans des mauvaises conditions a cause de:

- L'emplacement contient des éléments fins telle que l'argile.
- Des résidus organiques telle que les débris de bois de foin et restes des plantes.
- L'éloignement du lieu de malaxage.

❖ **Examen de sable:**

Sur chantier : Au niveau du chantier, on aussi vérifier la qualité du sable à l'œil en assurant la non présence des gros grains et les déchets végétales.

3.4 L'eau de gâchage :

L'eau doit être propre, c'est généralement de l'eau potable. Si elle contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment. Le béton perd alors ses qualités de résistance. La consistance du béton, ET donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages.

✓ **Nature de stockage dans cet chantier :**

Figure.1.14. Réservoir de stockage d'eau dans le chantier.

❖ **Examen L'eau:**

Sur chantier : L'eau peut être contrôlée visuellement pour l'utiliser pour le béton de manière à être exempt d'impuretés et des sels nocifs.

4. Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux ; ce dernier résiste très bien à la compression et mal à la traction ; le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.

4.1 Composition du béton :

On utilise dans notre projet un béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA pour un béton courant, la composition est définie par trois composants qui sont respectivement par m^3 :

- La quantité de ciment : **350** Kg/m^3 de ciment CEM II 42.5
- La quantité de sable : **400** Kg/m^3 de sable $D \leq 5$.

- La quantité de gravier : 800 kg/m³ de gravier D ≤25mm.
- La quantité d'eau : 175 litres d'eau.

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de facteurs extérieurs, tels que la température.

4.1.1. Les conditions de béton : Utilisation de bons matériaux (ciment. Gravier. Sable. L'eau de gâchage), Respect Bien des normes en cours du coulage (dans cet chantier), utilisation du vibreur lors du gâchage et arrosage juste après coulage. Pour s'assurer de la bonne mise en œuvre du béton, on doit :

- Utiliser de la grue pour déplacer le béton aux endroits de coulage.
- Utiliser du béton ferme.
- Utiliser l'essai du cône d'ABRAMS pour tester l'affaissement.
- Conserver les éprouvettes de béton dans l'eau et les soumettre à l'écrasement à 7 jours et à 28 jours.



Figure.1.15. Espace de préparation du béton.

- **Commenter :** la réalisation d'une aire bétonnée n'est pas organisée.

4.1.2 Le contrôle de béton:

❖ Sur chantier:



Figure.1.16. Mesurer de l'ouvrabilité. Les éprouvettes (16/32).

-Scléromètre à béton :

Le test du béton avec le scléromètre à béton Original Schmidt constitue la méthode la plus utilisée dans le monde entier pour les tests non destructifs du béton.

-L'ultrason de béton :

Cette technique permet d'apprécier la qualité du matériau en place, notamment les zones de faiblesse par mesures comparatives.

IL s'agit d'un essai non destructif dont le principe est de générer des ultrasons via Un transducteur d'émission. Le transducteur de réception reçoit le signal au bout d'un certain temps. Le temps de propagation mesuré permet de calculer la vitesse de propagation à l'intérieur du matériau. Dans un matériau continu dont on connaît le coefficient de Poisson, cette vitesse ne dépend que du module élastique, qui définit le comportement et les caractéristiques mécaniques du matériau.



Figure.1.17. teste de scléromètre.

5. Le ferrailage : Contrairement au béton, l'acier résiste à la compression et à la traction aussi assez bonne. Propriétés mécaniques est principalement utilisé dans le contrôle de la limite élastique désigné par le symbole **FE**.



Figure.1.18. Appareil de façonnage.



Figure.1.19. Recouvrement des barres.



Figure.1.20. Préparation des cadres

5.1. Examen de ferrailage :

Le contrôle par leur diamètre et leur longueur et de la manière de les stocker, on peut aussi effectuer l'essai de pliage des barres pour la vérification de la ductilité des aciers.

6. Le coffrage :

Doit être rigide et étanche pour nous assurer qu'ils sont d'intégrité. En bois sont stockés dans des endroits adéquats.

6.1 L'examen de coffrage : dans ce chantier bien nettoyés après décoffrage.



Figure.1.21. Stockage des panneaux de coffrage

7. L'implantation du projet (terrain):

L'implantation d'une construction est la première étape sur le terrain concernant l'acte de construire. Elle est très importante et même déterminante pour la suite des opérations.

Pour cette opération, l'entrepreneur procédera à la mise en place de piquets maçonnés

Dont les têtes seront rattachées en plan et en altitude à des repères fixes.

Cette tâche consiste à déterminer sur le terrain l'emplacement de la construction et

Situer la position des murs de façades, refend, pignon et poteaux. Pratiquement sur

Chantier on utilise des chaises pour la fixation des centres des axes préféré.

7.1 Examen fond de fouille (propreté – eau – compactage).

7.1.1 Les semelles isolées :

C'est le type de fondation adopté pour le projet.

-Vérifications les profondeurs.



Figure.1.22. Mesure de la profondeur de fouille (bon sol).

-Contrôle de profondeur de fouille selon le rapport du sol.

-Notre projet la profondeur de fouille 1.5 m parce que le bon sol se trouve après 1.5m.

- ✓ Après excavation du fond des fouilles, on doit mettre les chaises. C'est une opération importante qui consiste à maintenir les axes fondamentaux de la construction.



Figure.1.23. L'emplacement Les chaise

-Anomalie constatée :

- Le problème de l'existence de canaux.

. Ce défaut est très danger puisque cette ouverture provoque le tassement de sol après le remblai des fouilles.

- Problèmes de présences des barres d'armature près de terrassement.

7.1.1.1Coulage du gros béton :

On l'utilise pour protégés et isoler le béton des semelles du sol du fond de fouilles.



Figure.1.24. Gros béton.

***Commentaire :** augmentation la hauteur de gros béton dans ce chantier a cause de niveau de terrain.

7.1.1.2 Mise en place de ferrailage des semelles : Vérifier les ferrillages avant coulage.

-Vérifier la conformité aux plans : longueurs, diamètres, espacements, longueurs de recouvrement ou d'ancrage, calages, arrimages et ligatures.

Dans ce chantier : Après avoir terminé le coulage du gros béton, on place le ferrailage des semelles isolée et en respectant bien dans ce chantier les recommandations et les plans de génie civil.



Figure.1.25. Mettre Les écarteurs.

***Commentaire** : le positionnement des écarteurs pour un enrobage convenable.

7.1.1.3 Le coulage :

Le coulage se fait en deux phases : La première phase consiste à couler le béton de la semelle après durcissement, on entame le coulage de la poutre libage.

- Le béton utilise dans ce chantier est dosé à 370 kg/m³ de ciment C.R.S pour tous les éléments en contact direct avec le sol (semelles, amorces poteaux et longrines plus voiles périphériques).
- Béton dosé à 250 kg/m³ de ciment C.R.S ou équivalent pour béton de plots et gros béton.
- Béton dosé à 300 kg/m³ de ciment C.R.S ou équivalent pour la dalle flottante.
 - Imperméabilisation de toute face de béton armé en contact direct avec le sol par application de (02) deux couches croisées de flint-coat d'accrochage suivies de (02) deux couches croisées d'émulsion bitumineuse.
- Enrobage des aciers : ($e \geq 4$ cm) pour les parties en béton arme de l'infrastructure, (e

- vérification la vibration n'est pas réalisée de manière excessive



Figure.1.26. Coffrage et Coulage de semelle par la grue.



Figure.1.27.fin de coulage de semelle pour trouve les pertes (béton et coffrage)



Figure.1.28. Coffrage et coulage bien de l'amorce poteau.

- ❖ Après le décoffrage, badigeonnage de toutes les surfaces en contact direct avec le sol par deux couches de bitume croisées pour protéger le béton de l'infrastructure.



Figure.1.29. L'opération de remplissage et le compactage.

- ❖ **Vérification la liaison structure verticale et horizontale (étape important):**



Figure.1.29. Ferrailage et coffrage la longrine.



Figure.1.30. Décoffrage

-Remarque : Dans ce chantier respecter bien l'espacements entre les barres.



Figure.1.31. Pose le hérissage nage et le treillis soudé

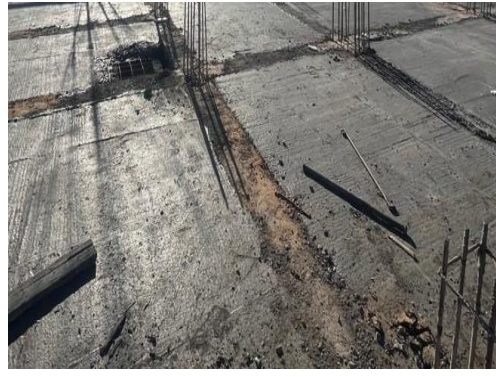


Figure.1.32. La dalle flottante.

-**Remarque** : bon état des languettes sur entrevous en polystyrène.

8. Examen des éléments verticaux de la structure :

Les éléments verticaux sont des éléments de contreventements de la structure du bâtiment qui consiste à absorber les charges verticales ainsi que les efforts verticaux et ils contribuent à la stabilité des structures.

8.1Le Poteau:

Le Poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentre de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de ce ouvrage (les fondations).

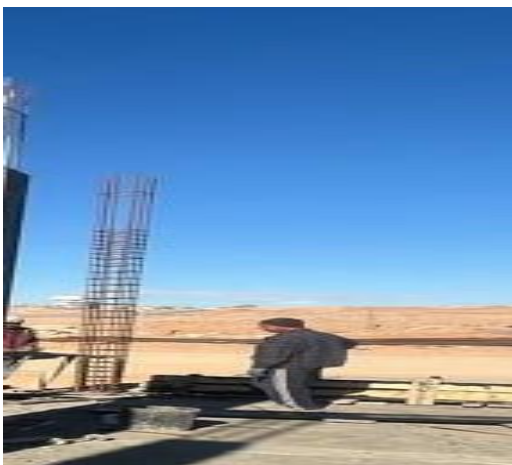


Figure.1.33. Ferrailage de poteau.



Figure.1.34. Coffrage bien réglai.

- Vérification de la verticalité de Poteau et la section.

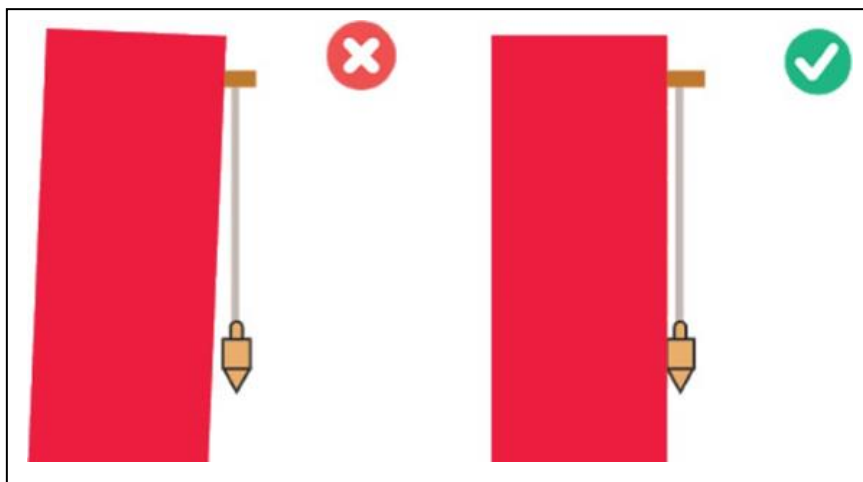
Il est essentiel de vérifier la verticalité tout en construisant la construction à différentes phases comme la mise en place des coffrages verticaux des colonnes et la transmission des niveaux vers le haut des étages successifs des structures à plusieurs étages.

Différents méthodes et outils sont utilisés pour vérifier la verticalité des éléments et ceux tout au long de la construction du bâtiment :

- **Le fils a plombs :**

Le fil à plomb est un outil constitué d'un fil lesté utilisé pour obtenir et vérifier la verticalité, avec une plaque de forme carrée de quelques millimètres d'épaisseur, reliée par un fil à un morceau de plomb de forme cylindrique (Tronc conique) dont le diamètre est égal à la largeur d'un côté de la plaque.

Pour l'utiliser, placez la plaque de plomb perpendiculairement à votre mur ou poteau. La plaque doit être parallèle au sol et à plat. Déroulez le fil, laissez pendre le bloc de plomb sans qu'il touche le sol. Ce dernier doit simplement effleurer la base de votre mur sans pouvoir s'y poser réellement... si celui-ci est droit !



- **Le niveau à bulle :**

Le niveau, en fonction de la façon dont il est disposé, peut indiquer un niveau vertical ou un niveau horizontal. Lorsqu'un élément est de niveau, la bulle d'air se trouve entre les deux traits perpendiculaires.

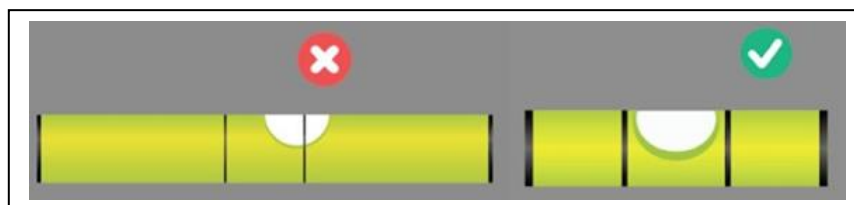




Figure.1.35. Contrôle de verticalité



Figure.1.36. Vérification la section

➤ Le Non-respect du dosage minimal en ciment et du rapport E/C maximal sur la charge engendre :

- ✓ perte de compacité et de résistance avec problème de fissuration éventuel

8.2 Les voiles périphérique :

Le voile périphérique est un organe enterré clôture le périphérique souterrain d'un ouvrage ; mais on doit séparer entre voile périphérique dans le cas d'un dallage sur terre-plein et le cas d'un étage sous-sol.



Figure.1.37. Ferrailage de voile.



Figure.1.38. Assurer le coffrage.



Figure.1.39. Décoffrage de voile.

9. Examen des éléments horizontaux de la structure :

9.1 Le plancher :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, plancher intermédiaires, plancher de toiture terrasse).

9.1.1 Plancher corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux, Les corps creux qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings), Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.



Figure.1.40. Le coffrage des poutrelles.



Figure.1.41. Pose du treillis soudés.



Figure.1.41. Corps creux.

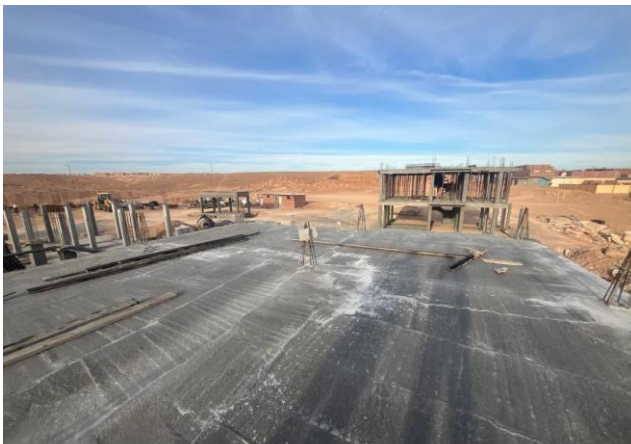


Figure.1.43 : fin de dallage.

9.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux.



Fgure.1.44. Ferrailage des poutres

11.2.1 Les défauts sur les bétons après les décoffrages:



Figure.1.45. Ségrégation dans la Poutre après décoffrage.

- **Anomalie constatée :** présence de la ségrégation
 - La causes de ségrégation : la vibration n'est pas réalisée de manière excessive.
 - Le coffrage n'est pas étanche.

10. Examen Les travaux de finition CES :

10.1. La maçonnerie :

La maçonnerie est une l'opération de bâtir une construction par l'assemblage de matériaux élémentaires, liés par un mortier.

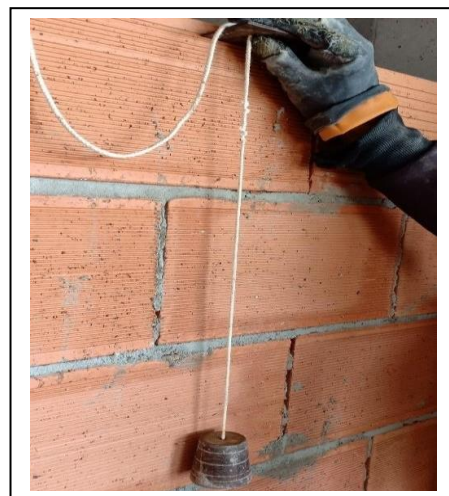


Figure1.46 : La maçonnerie et la vérification de la verticalité des parois

10.2 Les tolérances :

L'ingénieur de chantier doit procéder des vérifications sur les travaux de maçonnerie et satisfaire aux exigences du DTR-E-2.4.

La planéité des surfaces :

La planéité est mesurée à l'aide :

- ✓ Du cordeau de 10m
- ✓ D'une règle de 2m
- ✓ D'une réglette de 0.2m



Figure 1.47: vérification de la planéité de Mur en maçonnerie

Conclusion

Nous sommes arrivés à la fin du champ d'achèvement Direction des Affaires Religieuses et des Habous ou on put avoir une idée sur les techniques et les méthodes appliquées pour la conception des projets et mettre en évidence les règles d'organisation d'un chantier.

Ce suivi nous a permis aussi de constater les étapes de réalisation avec tous les problèmes rencontrés aux chantiers et les défauts rencontrés comme le stockage des matériaux et procédures de gâchés de coulage de béton ...etc. aussi le contrôle de différents organismes incluent dans le suivi du projet.

Chapitre I :

***Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques mécaniques des matériaux.***

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 donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet est un bâtiment à usage administratif (**R+15**). Les ossatures constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement mixte.

Le bâtiment est implanté à ANNABA, C'est une zone classée par le RPA 2024 comme zone de forte sismicité (**zone IV**) et dans un site **S2**.

Les caractéristiques géométriques du bâtiment étudié sont présentées sur le tableau I.1.

Longueur en plan	29.45m
Largeur en plan	21.65m
Hauteur totale (sans acrotère)	48.96m
Hauteur acrotère	0.60 m
Hauteur totale (avec acrotère)	49.16m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur du RDC	3.06 m

Tableau I.1: Caractéristique géométrique de Bâtiment.

I.3. Conception de la structure du bâtiment :

a) Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques et les actions sismiques.

b) Plancher :

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

- 1) Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- 2) Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- 3) Nécessite peu de coffrage.
- 4) Bonne isolation thermique et phonique.

c) Escalier :

La circulation verticale est assurée par un escalier à deux volées construites en béton armé.

d) Les murs :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de **10 cm** et **15 cm** d'épaisseur séparés par une lame d'air de **5 cm** d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont réalisées en briques creuses de **(10 ÷ 15) cm**.

e) Revêtement : Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- f) Carrelage :** { pour les planchers, l'épaisseur $e=2\text{cm}$.
 Pour les escaliers, l'épaisseur $e=2\text{cm}$.

- 1) Enduit plâtre :** { 2cm pour les murs intérieurs.
 2cm pour les plafonds.

- 2) Enduit en ciment :** 2cm pour les murs extérieurs et les cloisons.

g) Balcon : Les balcons sont réalisés en dalle pleine en plancher RDC leur rôle est un abri soleille à l'entrée d'un meuble.**I.4. Règles et normes de calcul :**

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles parasismique Algérienne (RPA2024).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- Règlement neige et vent (RNV 99).
- CBA 93 (Code du béton armé).

I.5. Hypothèses de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MP}$

I.6. Rapport du sol :

- D'après les résultats des « essais pressiométriques », le site est classé dans la catégorie S2.

Les efforts de la superstructure seront transmis au sol au moyen des fondations superficielles, ancrées dans le bon sol avec un ancrage minimal de **1.50 m** par rapport au terrain naturel. La contrainte admissible du sol à prendre en considération pour le dimensionnement des fondations est **$Q_{adm} = 2.40$ bars**.

- Le sol est classé selon la norme NA16002-2016 ; comme un sol fortement agressif, les résultats sont indiqués dans le tableau de l'analyse chimique.

Pour remédier l'agressivité du sol vis-à-vis des sulfates, nous vous recommandons l'utilisation d'un ciment résistant aux sulfates dans la confection de béton de l'infrastructure des précautions d'emploi.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.7.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L.91 et R.P.A 2024).

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est comme suit :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 30$ MPa.
- Pour la superstructure on utilise la ciment CEM I 42.5 N (CPA), et pour l'infrastructure le ciment de classe CEM I 42.5 SRSelon la N.A 442.

La Composition courante d'1 m^3 de béton est la suivante :

- 350 kg/m^3 de Ciment.
- 800 l de Gravier ($\Phi \leq 25$ mm).
- 400 l de sable ($\Phi \leq 5$ mm).
- 170 L/m^3 d'eau de gâchage.

I.7.1.1. Résistance du béton :**II Résistance du béton à la compression : BAEL91 (art A.2.1, 11)**

Elle est représentée par le symbole f_c et obtenue en écrasant des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Le B.A.E.L opte pour des éprouvettes cylindriques droites de révolution de **200 cm²** ($\Phi = 16 \text{ cm}$) de section et une hauteur double du diamètre (**32 cm**).

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

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

f_{cj} : La résistance à la compression à j jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à 28 jour ;

b) Résistance du béton à la traction : BAEL91 (art A.2.1, 12)

Elle est représentée par le symbole f_{tj} , cette résistance est une fraction de la résistance à la compression. Elle est définie conventionnellement par la formule :

$$\begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,6 \times f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} &= 0,275 \times (f_{cj})^{1/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{aligned}$$

II.4.1.1. Modules de déformation longitudinal :**a) Le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} : BAEL91 (art A.2.1, 21)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

b) Le module de déformation longitudinale différé : BAEL91 (art A.2.1, 22)

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Module de déformation transversal :

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

$\nu = 0.0$ dans le cas des **E.L.U.**

$\nu = 0.2$ dans le cas des **E.L.S.**

II.4.1.2. Coefficient de Poisson BAEL91 (Art A.2.1, 3)

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

déformation longitudinale : $\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$

Avec :

ξ_t : Déformation limite transversale.

ξ_L : Déformation limite longitudinale.

II.4.1.3. Contraintes limites :**a) Etat limite ultime E.L.U: BAEL91 (art A4.3.4)**

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \times \gamma_b} f_{cj}$$

0.85 = coefficient réducteur

θ : dépend de la durée d'application des contraintes

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ (cas des combinaisons accidentelles)} \\ 1.50 \text{ (pour les combinaisons fondamentales)} \end{array} \right\}$$

$$f_{bu} = \left\{ \begin{array}{l} 21.25 \text{ MPa (action courante)} \\ 25.5 \text{ MPa (action accidentelles)} \end{array} \right\}$$

Notation :

$\theta=1$ durée >24h

$\theta=0.9$ 1h < durée < 24h

$\theta=0.85$ durée <1h

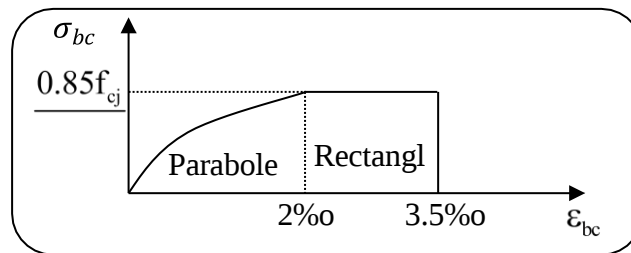


Figure I. 1: Diagramme de déformation-contraainte du béton à l'ELU.

b) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (art A.5.1, 21)

Elle dépend du type de fissuration (armatures transversales):

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) & \text{en fissuration peu préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) & \text{en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=30\text{Mpa}$ donc :

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPA} \end{cases}$$

- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la

$$\text{Condition suivante : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul.

b_0 = largeur de la pièce.

d = hauteur de la pièce.

c) Etat limite de service E.L.S: BAEL 91 (art A.4.5,2)

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau.

La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

II.4.2. Acier :

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

II.4.2.1. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e .

- Les Rond lisse (RL) FeE215 et FeE235 pour les armatures transversales.
- Barre à hautes adhérences (HA) FeE400 et FeE500 pour les armatures longitudinales

II.4.2.2. Module d'élasticité des aciers :

Sa valeur est donnée expérimentalement : $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$.

II.4.2.3. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime E.L.U: BAEL91 (art A 2.2.2)

Dans les calculs de béton armé aux états limites on remplace le diagramme réel par un diagramme conventionnel et on introduit un coefficient de sécurité γ_s ayant les valeurs suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \epsilon_s > 1.74\text{‰}$$

$$\bar{\sigma}_s = E_s \times \epsilon_s < 1.74\text{‰}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1,15$ (cas général) $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$
- $\gamma_s = 1$ (combinaisons accidentelles) $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa}$

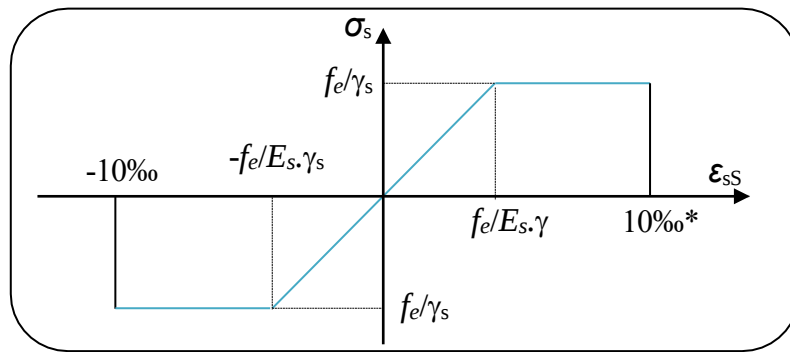


Figure I. 2: Diagramme des contraintes - déformations d'acier à l'ELU.

b) Etat limite de service E.L.S: BAEL91 (art A.4.5.2)

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0.5 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$.

Avec :

η : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence.

II.5. Les actions et les sollicitations :

II.5.1. Les actions : BAEL91 (art A.3.1) :

Appelle actions, les forces et les couples de forces dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction.

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable elles comprennent :
 - 1) Le poids propre de la structure.
 - 2) Le poids des cloisons, revêtements.
 - 3) Les poussées des terres ou les pressions des liquides.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - 1) Les charges d'exploitations.
 - 2) Les charges climatiques (neige et vent).
 - 3) Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- 1) Les chocs.
- 2) Les séismes.
- 3) Les explosions
- 4) Les feux.

II.5.2. Les sollicitations : BAEL91 (art A.3.2)

Il est rappelé que les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

I .5.3. Les combinaisons d'action : RPA2024 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{-Situation durable : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

-Situation accidentelles :

$$1. \text{ Composantes horizontales de l'action sismique : } \begin{cases} G + \psi \cdot Q + E1 \longrightarrow E1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \\ G + \psi \cdot Q + E2 \longrightarrow E2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \end{cases}$$

$$2. \text{ Composante verticale de l'action sismique : } \begin{cases} G + \psi \cdot Q + E3 \longrightarrow E3 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \\ G + \psi \cdot Q + E4 \longrightarrow E4 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \pm 0.3 E_z \\ G + \psi \cdot Q + E5 \longrightarrow E5 = \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y \pm E_z \end{cases}$$

Chapitre II

La Pré dimensionnement et descentes des Charges

II.1. Prédimensionnement des éléments :

II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul "des sections des différents éléments. Il sera fait selon les règles du **BAEL 91** et **CHAS3** et **DTR le RPA 2024**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

-Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, comportant :

- ✓ Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, l'acrotère, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).
- ✓ Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles)

II.1.2 Eléments secondaires :

a) -Les planchers :

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

$$h_t \geq L/22.5$$

L : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = \min (L_{x_{\max}}, l_{y_{\max}})$$

$$L = \min (495, 675) \rightarrow L = 495 \text{ cm}$$

$$L = 495 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq 495/22.5 = 22.00 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+4) = 24 \text{ cm}$

Avec :

20 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

-Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation, on doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq 16 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad 24 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm}.$$



Figure II-1 : Coupe verticale du plancher en corps creux

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$b_1 = \min$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{495}{10} = 49,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

l_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27,5$ cm

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 \rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 65$

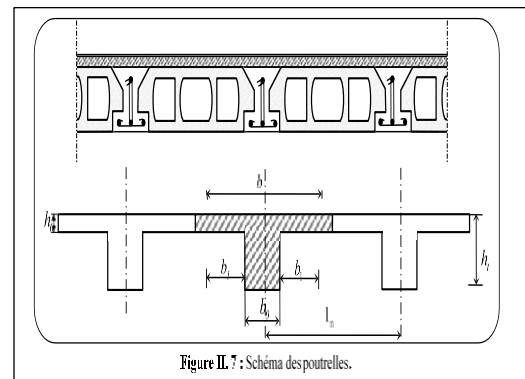


Figure II.7 : Schéma des poutrelles.

Figure (II.2) schéma des poutrelles

b) - Dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après

- $e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

➤ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 13 cm

► La résistance à la flexion :

-Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L/50 \leq h_t \leq L/40$.

Type de panneau : $L_x = 100\text{cm}$, $L_y = 465\text{cm}$

$L/L_y = 0.21 > 0.4$ dans ce cas la dalle reposant sur 3 cotés.

Donc : $h_t = (2, 9.5)$

D'après les 3 conditions on adopte une épaisseur de dalle pleine 12 Cm.

C)-Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- H_0 : de mi-hauteur d'étage.
- L_0 : longueur totale d'escalier.
- g : le giron.
- h : hauteur de la contre marche.

L'escalier de notre projet est de même type: deux volées et un palier intermédiaire.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66\text{m} \dots\dots\dots (1)$$

Caractéristiques techniques :

► Pour étage courant :

Hauteur : $H = 3.06\text{m}$

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

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66 \rightarrow 14.5 < h < 18$$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour : $h = 17\text{ cm}$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \dots\dots\dots \text{On aura 18 contre marche, entre chaque étage 9 contre marche.}$$

○ Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \rightarrow H' = 9 \times 17 \rightarrow H' = 1.53\text{m}$$

$$L' = (n-1) \times g \rightarrow L' = (9-1) \times 30 \rightarrow L' = 2.4\text{m}$$

$$\tan \alpha = 1.53 / 2.4 \rightarrow \alpha = 32$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = 1.53 / \sin \alpha \rightarrow L = 2.7\text{m}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } L/30 < e < L/20 \rightarrow 270/30 < e < 270/20 \rightarrow e = 14\text{cm.}$$

*L'épaisseur du le palier est la même que celle de la paillasse.

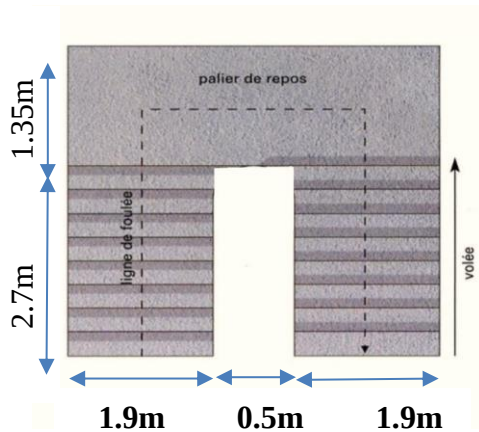


Figure II-3 : schéma d'escalier

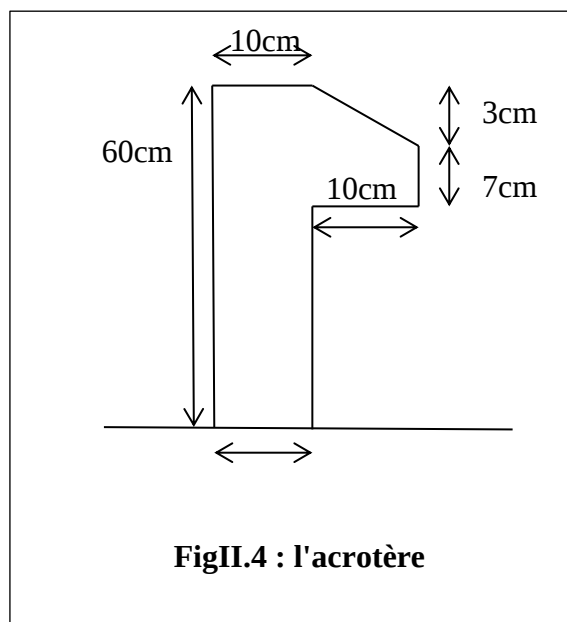
E) - L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture.

Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60\text{cm}$.

$$S_{\text{acce}} = 10 \times 60 + (3 \times 10) / 2 + 7 \times 10$$

$$S_{\text{acce}} = 0.0685\text{m}^2$$



FigII.4 : l'acrotère

II.1.3 Pré dimensionnement des éléments principaux :

a) - Les voiles :

Selon le RPA 2024 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h , et des conditions de rigidité aux extrémités. $a \geq h/20$

$$h_e = 3.06 - 0.3 = 2.82 \text{ m.}$$

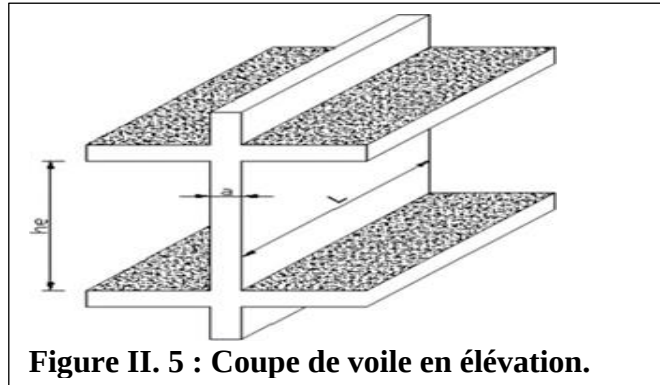


Figure II. 5 : Coupe de voile en élévation.

$$e \geq \max[h_e/20 ; 15 \text{ cm}]$$

$$e \geq \max [2.82/20; 15 \text{ cm}]$$

$$\Rightarrow e \geq \max [14.1 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

Soit $e = 20 \text{ cm}$ pour les étages de RDC à 15.

$$L \geq \max (h_e/3 \div e \times 4 \div 1 \text{ m})$$

b) - Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié Selon le RPA2024.

❖ Selon BAEL91 :

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

❖ Vérification d'après RPA 2024 pour la zone

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} \leq (1.5h + b_1) \end{array} \right.$$

Avec : L : la portée de la poutre.

- h : la hauteur de la poutre.
- b : la largeur de la poutre.

b.1) Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

Par BAEL 91 :

$$(L_{max} =)/15 \leq h \leq L_{max}/10$$

L_{max} = Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{max} = 675 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 45 \text{ cm} \leq h \leq 67.5 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 12 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

***Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version 2024), on doit satisfaire les conditions Suivantes :

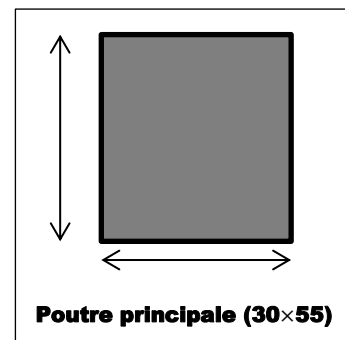
$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.00 \\ b_{max} \leq (1.5h + b_1) \end{array} \right.$$

Sachant que b: largeur de la poutre,

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 55 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ H = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ h/b \rightarrow 55/30 = 1.83 < 4 \\ b_{max} \leq (1.5h + b_1) \rightarrow 30 \leq 122.5 \text{ cm} \\ \text{Donc on adopte pour les poutres principales une section de :} \\ B \times h = 30 \times 55 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**b.2) - Les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$(L_{max} =)/15 \leq h \leq L_{max}/10 \dots\dots\dots (\text{Condition de flèche}).$$

L_{max} = Portée maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{max} = 495 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 49.5 \text{ cm} \rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 10 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

***Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 2024, on doit satisfaire les conditions
Suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.00 \\ b_{\max} \leq (1.5h + b_1) \end{array} \right.$$

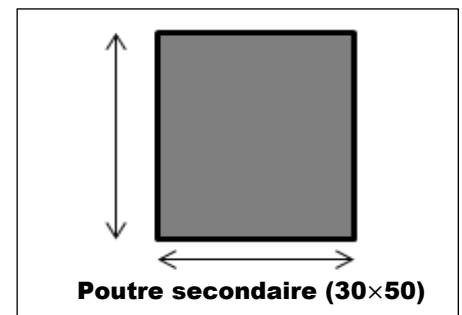
Sachant que b : largeur de la poutre,
 h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 50\text{cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \quad \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4.00 \\ b_{\max} \leq (1.5h + b_1) \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

$$B \times h = 30 \times 50 \text{ cm}^2$$

**c)- Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois Les dés de calage sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm : en zones I, II} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq l_{cl}/20 : \text{ quelle que soit la zone} \\ 1/4 < b^1/h^1 < 4 : \text{ quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à

$$h_e = 3.06\text{m} \text{ Pour les étages 1 jusqu'au 15}^{\text{ème}}$$

On dimensionne la section du poteau comme suit :

Selon les règles (BAEL) on a :

$$L.f - 0.7 \times h_0$$

$$H_0 = 3.06 - 0.24 = 2.82 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times 2.82 = 1.974$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times l_f / b_i$$

$$\lambda_y = 3.46 \times l_f / h_i$$

$$\lambda_x = 3.46 \times 1.974 / b_i \rightarrow b_i \geq (3.46 \times 1.974) / 50 = 13.66 \text{ cm}$$

$$b_i \geq 13.66 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 3.46 \times 1.974 / h_i \rightarrow h_i \geq (3.46 \times 1.974) / 40 = 17.07 \text{ cm}$$

$$h_i \geq 17.07 \text{ cm}$$

b_i : parallèle à l'axe x

h_i : parallèle à l'axe y

Selon les règles (RPA99/v.2024) art (7.4.1) dans la zone IV :

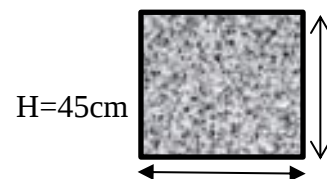
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_i, h_i) \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones I, II} \\ \text{Min}(b_i, h_i) \geq 30 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifier}) \\ \text{Min}(b_i, h_i) \geq l_c / 20 : \text{quelle que soit la zone} \\ 1/4 < b_i^2 / h_i^2 < 4 : \text{quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

-Pré dimensionnement empirique :

$$B \geq N/10$$

N: L'effort normal de la descente.

Donc on adopte une section de (40x45) et



II.1.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.1.4.1. Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les charges réglementaires sont :

- ✓ Les charges permanentes qui présentent le poids mort(G).
- ✓ Les charges d'exploitation ou surcharges(Q).

Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.1.4.2. Les planchers :

a) Plancher terrasse inaccessible :

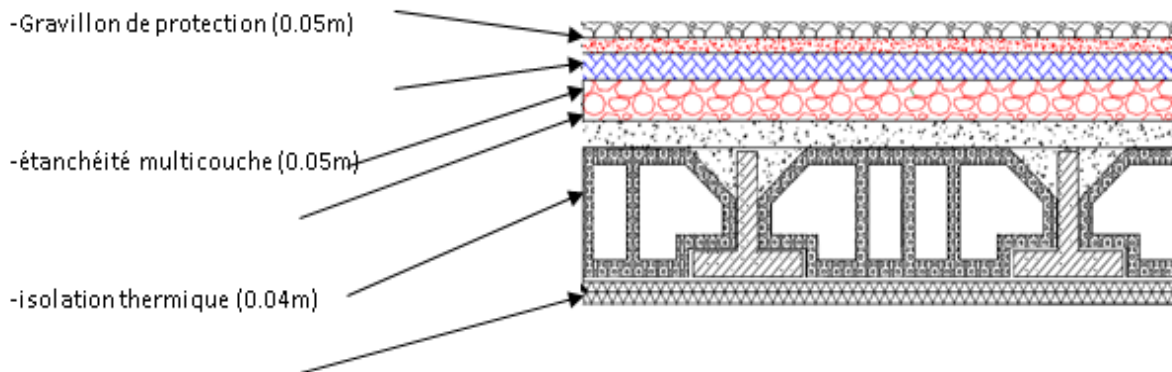


Figure. II. 8 : plancher terrasse inaccessible.

N°	Description	Epaisseur "e"m	Poids volumique (γ)' (kN/m ³)	Poids "G" (kN/m ²)
1	Protection en gravillon	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Forme de pente 1%	0.10	22	2.20
5	Plancher en corps creux	0.24	/	3.10
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma G = 6.78$

Tableau II. 1 : Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.

- La charge permanente totale est estimée à : $G=6.78 \text{ KN/m}^2$.
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation correspond à la charge due au personnel d'entretien
 $\rightarrow Q=1.00 \text{ KN/m}^2$ DTR B.C.2.2.

b) Plancher de l'étage courant et RDC :

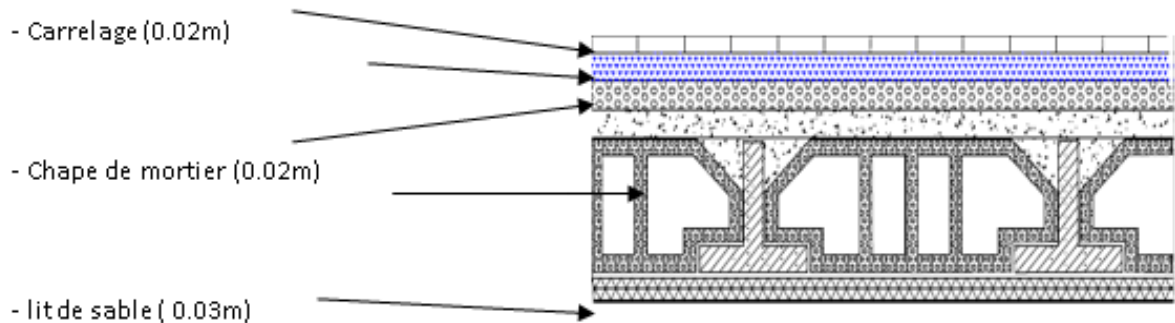


Figure. II. 9 : plancher étage courant et RDC.

N°	Description	Epaisseur 'e'm	Poids volumique (γ) (kN/m³)	Poids 'G' (kN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lite de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.24	/	3.10
5	Cloison de séparation	0.10	/	0.90
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				$\Sigma G = 5.58$

Tableau. II. 2 : Charge permanente revenant aux planchers EC et RDC.

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{\text{étage}} = 5.58 \text{ kN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à

$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$ DTR B.C.2.2.

c) Dalles pleines :

Désignation des éléments	e (m)	Poids (kN/m²)
Dalle pleine	0.12	3.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortier de pose	0.020	0.40
Sable fin	0.030	0.54
Enduit de ciment	0.02	0.36

Tableau II.3 Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{\text{dalle}} = 4.74 \text{ kN/m}^2$
- La charge d'exploitation de l'étage courant est estimée à $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

d) Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses):

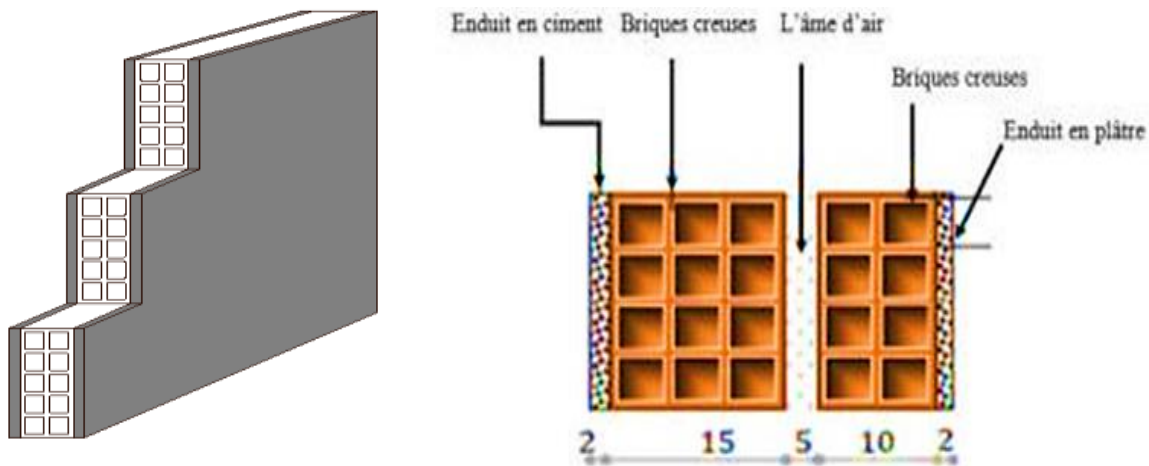


Figure II. 10 : Schéma du mur double cloisons

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	-	1.30
3	Brique creuse	0.10	-	0.90
4	Enduit intérieur (plâtre)	0.02	10	0.20

Tableau II. 4: Charge permanente d'un mur extérieur.

$G = 2.76 \text{ KN/m}^2$. Avec 30% d'ouverture alors $G = 2.76 \times 0.7 = 1.932 \text{ KN/m}^2$

e) Acrotère :

➤ Surface de l'acrotère :

$$S_t = 0.0685 \text{ m}^2$$

➤ **Charge Permanente :** $G_1 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/m}^2$.

$$G_2 = 0.1 \times 0.6 \times 20 = 1.20 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{total}} = G_1 + G_2 = 1.7125 + 1.20 = 2.91 \text{ KN/m}^2.$$

G1 : Poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

➤ Surcharge :

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1.00 KN/m^2 .

$$G = 2.91 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

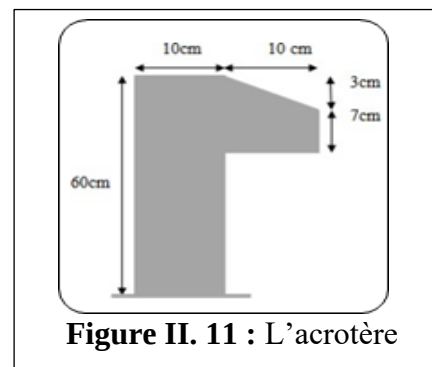


Figure II. 11 : L'acrotère

f) Les escaliers :

1- Paliers : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine (BA)	0.14	25	3.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

Tableau II. 5 : Charge permanente et d'exploitation d'un palier.

❖ $G = 4.9 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

2- Volée (paillasse) : (DTR B.C 2.2)

N°	Designations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Poids de marche	0.17/2	22	1.87
4	Paillasse	0.14	25	3.5
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6	Grande corps	-	-	0.15

Tableau II. 6 : Charge permanente d'une volée (paillasse).

❖ $G = 6.56 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.1.5. Descente des charges sur des poteaux :**II.1.5.1. Sur un poteau central (B-3) :**

- La surface afférente pour la charge permanente : S_G
 $= (2.185+2.185) \times (2.925+4.2) = 31.14 \text{ m}^2$
- La surface afférente pour la charge d'exploitation :
 $SQ \text{ (terrasse)} = (2.325+2.325) \times (3.075+4.35) = 34.53 \text{ m}^2$
 $SQ \text{ (étage)} = 34.53 - (0.40 \times 0.45) = 34.35 \text{ m}^2$

Pp : poutre principale.

Ps : poutre secondaire.

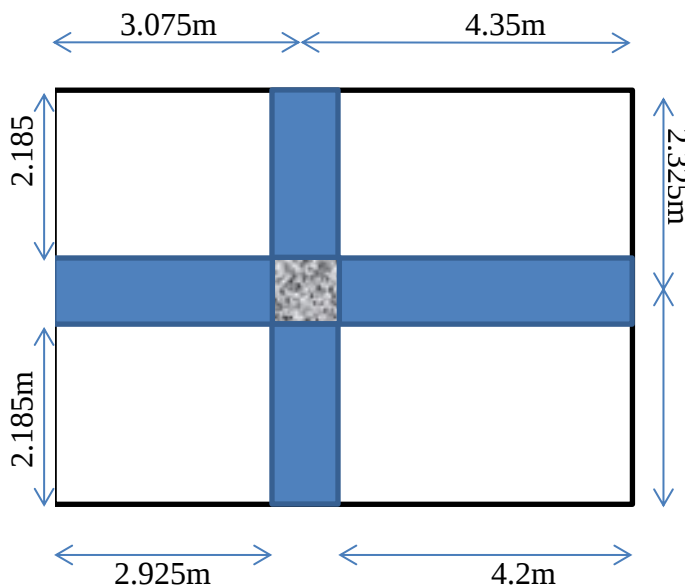


Figure II. 12 : Coupe vertical des poteaux B3.

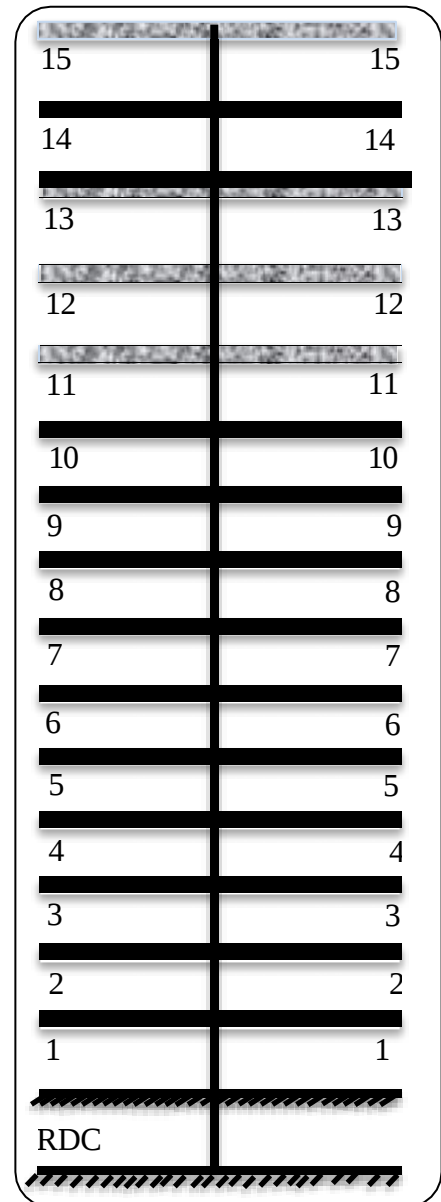


Figure II.13 : La surface afférente du poteau B3.

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
15-15	Plancher terrasse : (6.78×31.41)	212.96	
	Pp : (0.55×0.30×25× (2.925+4.2))	29.39	
	Ps : (0.50×0.30×25× (2.185+2.185))	16.39	
	Poteau : (0.45×0.40×25×3.06)	13.77	
	Surcharge :(1×34.53)		34.53
	Totale	272.51	34.53
14-14	Venant 15-15	272.51	34.53
	Plancher EC :(5.58× 31.14)	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge :(2.5×34.35)		85.88
	Totale	505.82	120.41
13-13	Venant 14-14	505.82	120.41
	Plancher EC :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge :(0.9×2.5×34.35)		77.29
	Totale	739.13	197.70
12-12	Venant 13-13	739.13	197.70
	Plancher EC :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge : (0.8×2.5×34.35)		68.7
	Totale	972.44	266.4
11-11	Venant 12-12	972.44	266.4
	Plancher EC :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge :(0.7×2.5×34.35)		60.12

	Totale	1205.75	326.52
10-10	Venant 11-11	1205.75	326.52
	Plancher EC :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge :(0.6×2.5×34.35)		51.53
	Totale	1439.06	378.05
9-9	Venant 10-10	1439.06	378.05
	Plancher EC :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge :(0.5×2.5×34.35)		42.94
	Totale	1672.37	420.99
8-8	Venant 9-9	1672.37	420.99
	Plancher EC :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge :(0.5×2.5×34.35)		42.94
	Totale	1905.68	463.93
7-7	Venant 8-8	1905.68	463.93
	Plancher EC :	166.59	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge :(0.5×2.5×34.35)		42.94
	Totale	2138.99	506.87
6-6	Venant 7-7	2138.99	506.87
	Plancher étage courant :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	

	Surcharge : $(0.5 \times 2.5 \times 34.35)$		42.94
5-5	Totale	2372.3	549.81
	Venant 6-6	2372.3	549.81
	Plancher étage courant :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge : $(0.5 \times 2.5 \times 34.35)$		42.94
	Totale	2605.61	592.75
4-4	Venant 5-5	2605.61	592.75
	Plancher étage courant :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge : $(0.5 \times 2.5 \times 34.35)$		42.94
	Totale	2838.92	635.69
3-3	Venant 4-4	2838.92	635.69
	Plancher étage courant :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge : $(0.5 \times 2.5 \times 34.35)$		42.94
	Totale	3072.23	678.63
2-2	Venant 3-3	3072.23	678.63
	Plancher étage courant :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge : $(0.5 \times 2.5 \times 34.35)$		42.94
	Totale	3305.54	721.57
1-1	Venant 2-2	3305.54	721.57
	Plancher étage courant :	173.76	
	Pp :	29.39	
	Ps :	16.39	
	Poteau :	13.77	
	Surcharge : $(0.5 \times 2.5 \times 34.35)$		42.94

RDC	Totale	3538.85	764.51
	Venant 1-1		
	Plancher étage courant :	3538.85	764.51
	Pp :	173.76	
	Ps :	29.5.39	
	Poteau :	16.39	
	Surcharge :(0.5×2.5×34.35)	13.77	42.94
	Totale	3772.16	807.45

Tableau II. 7 : Descente des charges du poteau central B-3.**a- Poteau central B-3 :**

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3772.16 + 1.5 \times 807.45 = 6303.59 \text{ KN}$$

$$N_{SER} = G + Q = 3772.16 + 807.45 = 4579.61 \text{ KN} = 4.57961 \text{ MN}$$

II.1.5.2. Détermination de la section de poteau selon RPA 2024 : L'article (7.4.3.1)

L'article (7.5.1.3) du R.P.A 2024 outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 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 :

$$v = N_d / (B_c \times f_{c28}) \leq 0.35 \longrightarrow B_c = N_d / (0.35 \times f_{c28})$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton. Br.

: section réduite du poteau.

f_{c28} : Résistance à la compression du

béton. $N_d = N_{ser} = G + Q = 4162.86$

KN=4.16286MN

$B = 0.45 \times 0.40 = 0.18 \text{ m}^2$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$v = 4.57961 / (0.40 \times 0.45 \times 25) = 0.848 \dots\dots\dots \text{cnv}$$

$$\Rightarrow B_c = 4.16286 / (0.35 \times 30) = 0.436 \text{ m}^2$$

$$b = 0.61 \times h$$

$$B_c = h \times b = 0.61 h^2 = 0.436 \text{ m}^2 \longrightarrow h = 80 \text{ cm}; b = 65 \text{ m} \longrightarrow (65 \times 80) \text{ cm}^2$$

Donc les deux conditions sont vérifiées alors la section du poteau Selon le pré dimensionnement est grande alors on peut changer la section du poteau **B=65×80cm²**.

II.1.5.3. Vérification de la stabilité de forme de la section de poteau : BAEL91 (art: B.8.4,1)

L'effort normal agissant ultime N_U d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_U = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

- **N_U** : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.
- **α** : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .
- **B** : Surface de la section du béton (**$B = b \times h$**).
- **γ_b** : Coefficient de sécurité pour le béton (**$\gamma_b = 1,2$**)situation durable.
- **γ_s** : Coefficient de sécurité pour l'acier (**$\gamma_s = 1$**) situation durable.
- **f_e** : Limite élastique de l'acier (**$f_e = 400\text{MPa}$**).
- **f_{c28}** : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (**$f_{c28} = 30\text{MPa}$**).
- **A_s** : Section d'acier comprimée.
- **Br** : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (**$Br = (h-2)(b-2)$**) [cm^2].

- Selon le **BAEL 91 modifié 99 [1]** :

$$20\% \leq A_s/B \leq 5\%$$

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

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

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times l_f / b \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times l_f / h$$

- $l_f = 0.7 \times l_0$ **BAEL91 (art B.3.3, 1)**

Selon BAEL, le poteau est encastré dans la fondation et/ou assemblé à des poutres de plancher).

$$l_0 = \text{hétage} - \text{hpoutre principale} = 3.06 - 0.55 = 2.51 \text{ m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times (0.7 \times 2.51) / (0.65) = 9.36$$

$$\lambda = 9.36 < 50 \rightarrow \alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2) \longrightarrow \alpha = 0.84 \dots \dots \text{Pas de risque de flambement}$$

$$B_r = (h-2)(b-2) = (80-2) \times (65-2) = 4914 \text{ cm}^2.$$

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

$$A = \max(A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.2bh/100 = (0.2 \times 650 \times 800)/100 = 1040 \text{ mm}^2 \\ 8((b+h))/100 = 8((650+800))/100 = 116 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 1\%B \text{ (zone IV)} \rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 1/100 (650 \times 800) = 5200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max(1040 ; 5200) = 1800 \text{ mm}^2.$$

$$\bar{N} = 0.84 \left[\frac{491400 \times 30}{0.9 \times 1.20} + \frac{5200 \times 400}{1.00} \right]$$

$$\bar{N} = 13213200 \text{ N} = 13213.200 \text{ kN} ; N_u = 1.35G + 1.5Q = 6303.59 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \bar{N} > N_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

II.1.6. Sur un poteau carré (poteau de rive) (A-5) :

La surface afférente pour la charge permanente :

$$\text{➤ } S_G = (2.325 + 2.175) \times (2.925) = 13.16 \text{ m}^2$$

➤ La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$S_Q \text{ (terrasse)} = (2.475 + 2.325) \times (3.06) = 14.76 \text{ m}^2$$

$$S_Q \text{ (étage)} = 14.69 - (0.45 \times 0.40) = 14.58 \text{ m}^2$$

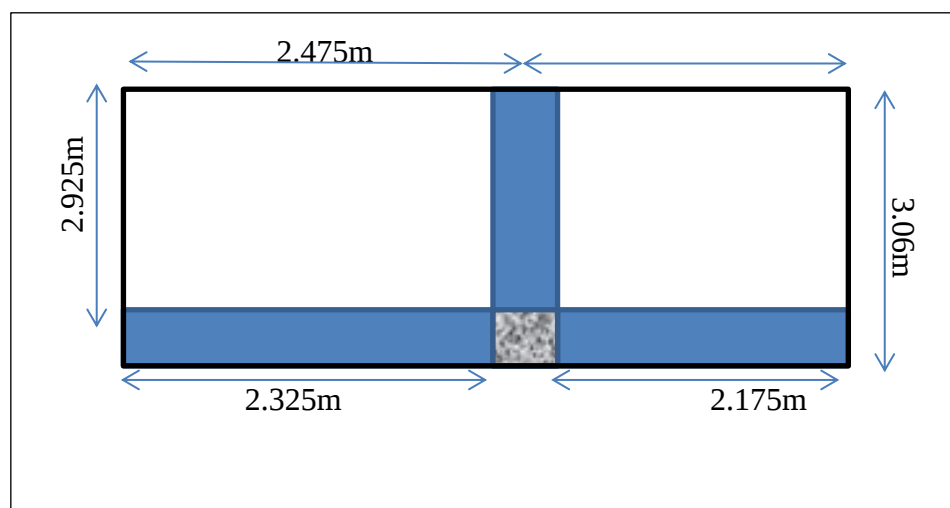


Figure II. 14 : Coupe vertical des poteaux A-5

Niveau	Elément	G(KN/m²)	Q(KN/m²)
Terrasse	Plancher terrasse = 6.78×13.16	89.22	
	L'acrotère = $(4.8) \times 2.95$	14.16	
	PP = $(0.30 \times 0.55 \times (3.075)) \times 25$	12.68	
	PS = $(4.8 \times 0.30 \times 0.50) \times 25$	18	
	Poteau = $(0.40 \times 0.45 \times 3.06 \times 25)$	13.77	
	Surcharges (plancher) = 14.76×1	-	14.76
	Total	147.83	14.76
Etage courant	Plancher étage = 5.58×13.16	73.43	
	PP = $(0.30 \times 0.55 \times (2.925)) \times 25$	12.07	
	PS = $(4.5 \times 0.30 \times 0.50) \times 25$	16.88	
	Mur extérieur = $(4.5) \times (3.06 - 0.55) \times 1.932$	14.63	
	Poteau = $(0.40 \times 0.45 \times 3.06 \times 25)$	13.77	
	Surcharges (plancher) = 14.58×2.5	-	36.45
	Total	130.78	36.45

Tableau II. 8 : Descente des charges du poteau de rive A-5.

➤ Alors la somme totale des sollicitations sur poteau de rive sera suivante :

$$G_T = G_{\text{terrasse}} + 14G_{\text{étage}} = 147.83 + 130.78 \times 15 = 2109.53 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{terrasse}} + Q_{\text{étage}} \times (1 + 0.9 + 0.8 + 0.7 + 0.6 + 10 \times 0.5) = 342.81 \text{ KN}$$

b- Poteau de rive A-5 :

$$1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2109.53 + 1.5 \times 342.81 = 3362.08 \text{ KN} \quad \text{à l'ELU.}$$

$$G + Q = 1936.47 + 200.66 = 2452.34 \text{ KN} \quad \text{à l'ELS.}$$

$$\bar{N} = 3691974.074 \text{ N} = 3691.974 \text{ KN} ; N_u = 1.35G + 1.5Q = 3362.08 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_u < N_{u0} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.1.6.2: Vérification de la section de poteau selon RPA2024 : L'article (7.4.3.1)

L'article (7.5.1.3) du R.P.A 2024 outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 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 :

$$v = Nd / (Bc \times f_{c28}) \leq 0.35 \longrightarrow Bc = Nd / (0.35 \times f_{c28})$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_r : section réduite du poteau.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 2137.13 \text{ kN} = 2.13713 \text{ MN}$$

$$B = 0.45 \times 0.40 = 0.18 \text{ m}^2$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$v = 2.13713 / (0.40 \times 0.45 \times 30) = 0.395 \dots\dots\dots \text{cnv}$$

$$\Rightarrow Bc = 2.13713 / (0.35 \times 30) = 0.204 \text{ m}^2$$

$$b = 0.61 \times h$$

$$Bc = h \times b = 0.61 \times h = 0.204 \text{ m}^2 \longrightarrow h = 60 \text{ cm}; b = 40 \text{ cm} \longrightarrow (60 \times 40) \text{ cm}^2$$

Donc les deux conditions sont vérifiées alors la section du poteau Selon le pré dimensionnement est grande alors on peut changer la section du poteau **B= 65×80cm²**

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les planchers. L'acrotère, L'escalier, balcon.

III.1 : Etude des planchers :

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d'une structure. Ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (20x24x65) cm^3 , avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

➤ Dalle à corps creux

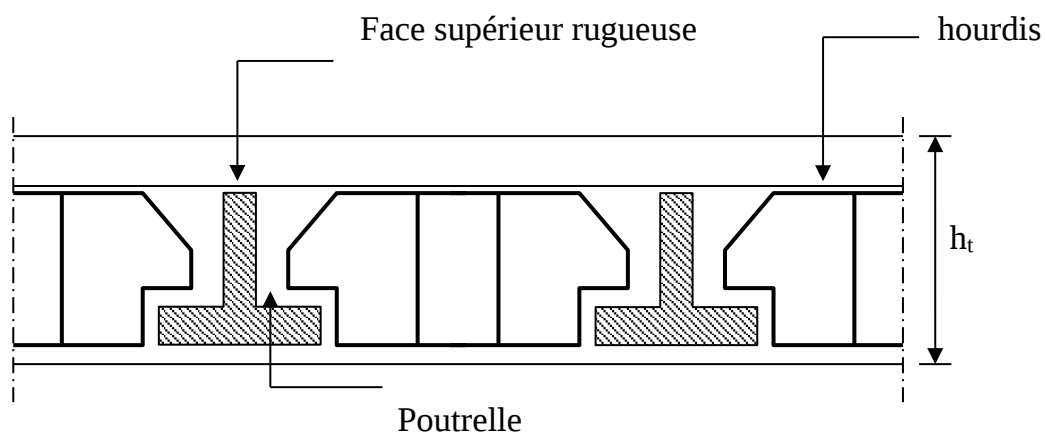


Figure (III.1) Plancher à corps

III.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles de calcul à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

III.1.2 Disposition des poutrelles :

Dans notre cas elles sont disposées dans le sens transversal et longitudinal respectant les critères de continuité et de la petite portée.

III.1.3. Charges revenant aux poutrelles :

			ELU	ELS
			P_u (kN/m)	P_s (kN/m)
Terrasse inaccessible		G (kN/m)	6.92	5.06
Etage courant		Q (kN/m)	7.33	5.25
Administratif		5.58	2.5	

Tableau (III.1) valeur des charges et surcharges à L'ELU et L'ELS.

III.1.4: Calcul des sollicitations :**A. Méthodes de calculs :**

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.

A.1) Présentation théorique de la méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91):

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont remplies :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

- Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min(13.56, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{CV}$$

- Plancher étage courant :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(11.16, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{CV}$$

2^{ème} Condition : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{4.60}{4.65} = 0.99 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{4.65}{4.65} = 1.00 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{4.65}{4.95} = 0.94 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{4.95}{4.65} = 1.06 \leq 1.25$ CV

3^{ème} Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante »CV

4^{ème} Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « **la méthode forfaitaire** ».

B. Application de la méthode :

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.

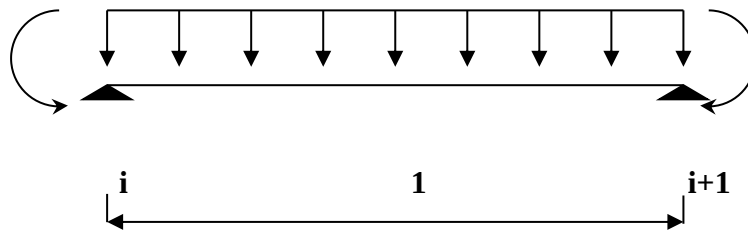


Figure (III.2) moment en travée.

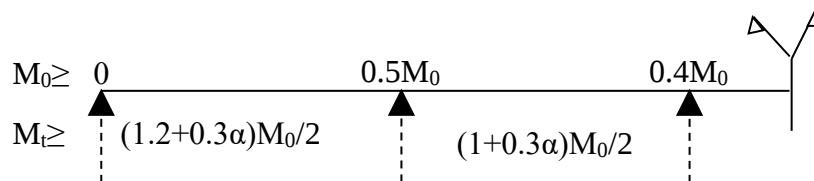
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

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

Les valeurs minimales des moments :

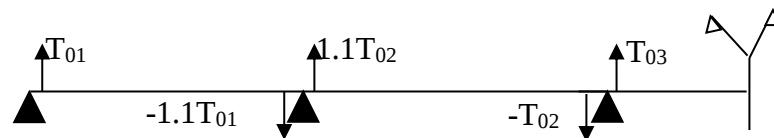
- cas d'une poutre à plusieurs travées :



Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égal à : $M_a = -0.15M_0 = 0.2 M_0$

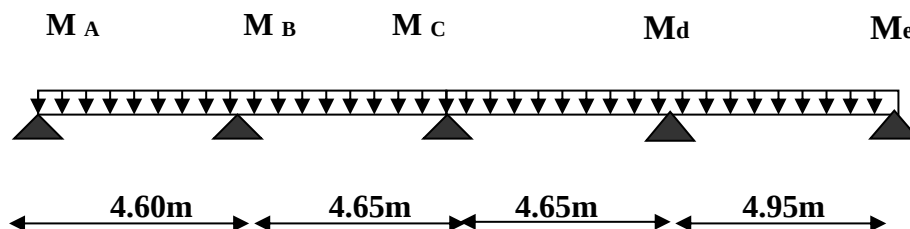
Les efforts tranchants :

- cas d'une poutre à plusieurs travées :



III.1.5 : Les différents types des poutrelles :

Type 1 :



Type 2:

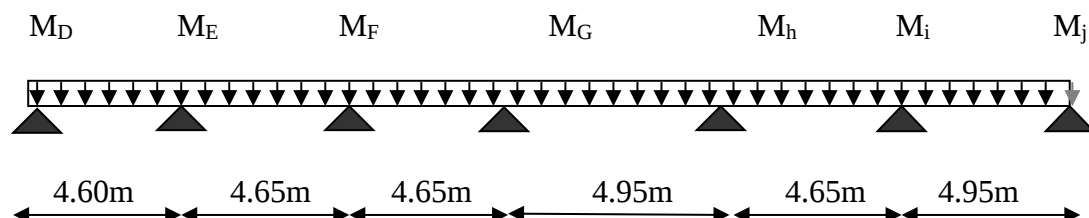


Figure (III.3) Schéma statique d'une poutrelle.

III.1.6 : Etude du Plancher étage courant :

$$G = 5.58 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

✚ Calcul à l'ELU :

La poutrelle reprend la charge sur une distance de 0.65m.

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 5.58 + 2.5 \times 1) \times 0.65 = 7.33 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (5.58 + 2.5) \times 0.65 = 5.25 \text{ KN/ml}$$

- Calcule le moment sur appuis :

- Moments isostatiques : $M_0 = \frac{q_s L^2}{8}$

Type 1 :

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8} = \frac{7.33 \times (4.95)^2}{8} = 22.45 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0.2 \times 22.45 = 4.49 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \times 22.45 = 11.23 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \times 22.45 = 8.98 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 \times 22.45 = 11.23 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.2 \times 22.45 = 4.49 \text{ KN.m}$$

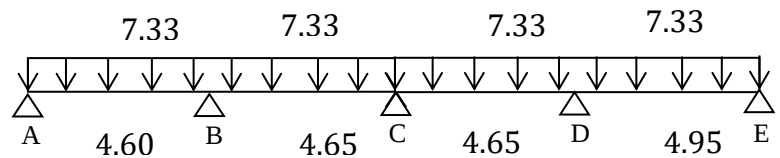


Figure (III.4) Schéma d'une poutrelle.

- Les moments sur appuis :

APPUIS	$0.2M_A$	$0.5M_B$	$0.4M_C$	$0.5M_D$	$0.2M_E$
La valeur en kn.m	4.49	11.23	8.98	11.23	4.49

Tableau (III.2) les moments en appuis.

Type 2 :

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8} = \frac{7.33 \times (4.95)^2}{8} = 22.45 \text{ KN.m}$$

- Les moments sur appuis :

APPUIS	$0.2M_D$	$0.5M_E$	$0.4M_F$	$0.4M_G$	$0.4M_S$	$0.5M_P$	$0.2M_U$
La valeur en kn.m	4.49	11.23	8.98	8.98	8.98	11.23	4.49

Tableau (III.3) les moments en appuis.

-Moments en Travées :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots (a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots (b) \end{cases}$$

Type 1 :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2,5}{2,5 + 7,33} = 0,31$$

$$M_0 = \frac{p_s l_{AB}^2}{8} = \frac{7,33 \times 4,95^2}{8} = 22,45 \text{ KN.m}$$

Avec : M_d : Moment sur l'appui de droite : $M_A = 0,2 \times 22,45 \text{ KN.m} = 4,49 \text{ KN.m}$

M_g : Moment sur l'appui de gauche : $M_B = 0,5 \times 22,45 = 11,23 \text{ KN.m}$

$$M_t + \frac{4,49 + 11,23}{2} \geq 1,093 \times 22,45 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,31}{2} \times 22,45 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 16,68 \text{ KN.m} \dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 14,51 \text{ KN.m} \dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(16,68; 14,51) = 16,68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 16,68 \text{ KN.m}$$

Travée A-B = **16.68 KN.m**

Travée B-C = **14.43 KN.m**

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E
M_T (kn.m)	16.68	14.43	14.43	16.68

Tableau (III.4) Moments en travées.

Type II:

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8} = \frac{7,33 \times (4,95)^2}{8} = 22,45 \text{ KN.m}$$

Travée D-E :

Avec : M_d : Moment sur l'appui de droite : $M_F = 4,49 \text{ KN.m}$

M_g : Moment sur l'appui de gauche : $M_E = 11,23 \text{ KN.m}$

$$M_t + \frac{4.49+11.23}{2} \geq 1.093 \times 22.45 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.31}{2} \times 22.45 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t \geq 16.68 \text{KN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq 14.51 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(16.68 ; 14.51) = 16.68 \text{KN.m}$$

$$M_{tdg} = 16.68 \text{KN.m}$$

Travées	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J
M_T (kN.m)	16.68	14.43	15.55	15.55	14.43	16.68

Tableau (III.5) Moments en travées.

-Calcul des efforts tranchants :

Type 1 :

$$T_{w(1-2)} = q_u L/2 = 7.33 \times 4.60/2 = \mathbf{16.86 \text{ KN}}$$

$$T_{e(1-2)} = 1.1 T_{w(1-2)} = 1.1 \times 16.86 = \mathbf{18.54 \text{ KN}}$$

Travées	T _W (1-2)	T _E (1-2)	T _W (2-3)	T _E (2-3)	T _W (3-4)	T _E (3-4)	T _W (4-5)	T _E (4-5)
L'effort en (KN)	16.86	18.54	18.75	17.04	17.04	17.04	18.14	18.14

Tableau (III.5) efforts tranchants.

Type II :

Travées	T _W (1-2)	T _E (1-2)	T _W (2-3)	T _E (2-3)	T _W (3-4)	T _E (3-4)	T _W (4-5)	T _E (4-5)	T _W (5-6)
L'effort en (KN)	16.86	18.54	18.75	17.04	17.04	17.04	18.14	18.14	17.04

Tableau (III.6) efforts tranchants

Travées	T _E (5-6)	T _W (6-7)	T _E (6-7)
L'effort en (KN)	18.75	19.96	18.14

Tableau (III.6) efforts tranchants.

III.1.7. Ferrailage des poutrelles (flexion simple) :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

III.1.8. Plancher de la terrasse inaccessible :**a) - En travées :**

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$\begin{aligned} M_u = M_{\max} &= \begin{cases} \text{Travée} = 16.68 \text{ KN.m} \\ \text{Appui} = 11.23 \text{ KN.m} \end{cases} \\ V_u &= \begin{cases} V_{\max} = 19.96 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

Calcul de M_{TU} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 17 \times \left(0.21 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.084 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.084 \text{ MN.m}$$

Béton Armé IUP GCI3 (Article 4.4.2)

$$M_t^{\max.} = 16.68 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ Calcul des armatures :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{16.68 \times 10^{-3}}{17 \times 0.65 \times 0.21^2} = 0.0342 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a:

$$\mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0342}) = 0.0435$$

$$Z = 0.21 \times (1 - 0.4 \times 0.0435) = 0.206 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{16.68 \times 10^{-3}}{348 \times 0.206} = 2.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Verification:**

$$A_{\min.} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.21 \times 2.4}{400} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

$$A_t = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

b) -En appuis :• **Appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_{tu} = 84 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_a^{\text{int.}} = 11.23 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tu} > M_a^{\text{int}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int.}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11.23 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.21^2 \times 17} = 0.149$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 3.5\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a^{\text{int.}}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec : } Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.177}) = 0.203$$

$$z = 0.21 \times (1 - 0.4 \times 0.203) = 0.193 \text{ m}$$

$$A = \frac{11.23 \times 10^{-3}}{348 \times 0.193} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Calcul de $A_{\min}$:

$$A_{\min.} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.21 \times 2.4}{400} = 0.299 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.299 \text{ cm}^2 < A_{\text{calculé}}$$

• **Appui de rive :**

$$M_a^{\text{rive}} = 3.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.49 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.21^2 \times 17} = 0.06$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.08$$

$$z = 0.21(1 - 0.4 \times 0.08) = 0.203 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{4.49 \times 10^{-3}}{0.203 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

III.1.9. Vérification à l'ELU et à l'ELS :

a) Vérification des poutrelles à l'ELS à l'ELU

➤ Cisaillement :

$$V_u = 19.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{19.96 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.21} = 0.950 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ Choix des armatures transversales :

On choisit un étrier Φ_8

$$A_t = 2\Phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ L'espacement :

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 18.9 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

CBA 93 (Article A.5.1.2.2)

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St = 0.384 \text{ m} = 38.4 \text{ cm.}$$

$$St \leq 38.4 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 1.01 \text{ m} = 1.01 \text{ cm}$$

On prend $St = 16 \text{ cm}$

b)- Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{19.96 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.21 \times 0.65 \times 0.04} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

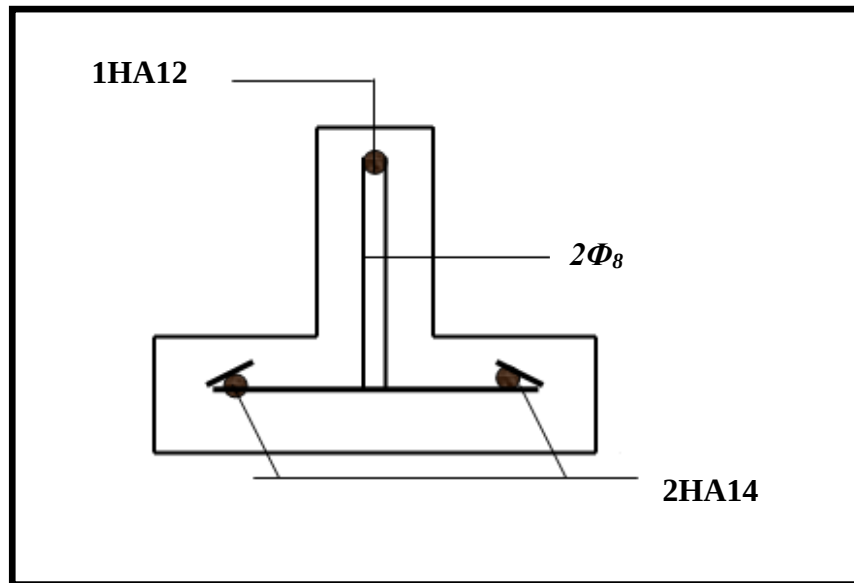


Figure (III.5) Ferrailage des planchers.

c) Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.
 - Etat limite d'ouverture des fissures.
 - Etat limite de déformation.

- Etat limite de compression du béton :

a) - En travée :

$$M_t^{max} = 16.68 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.08 \times 10^{-4} \times (0.21 - 0.04) = -2.65 \times 10^{-4}$$

L'axe neutre passe par la nervure $\Rightarrow$ calcul de section en T

Vérification des contraintes :

Calcul le moment de servies :

$$M_{ser} = 10.84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 3.08 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.08 \times 10^{-4} \times 0.21 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.058$$

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2}y^2 + [15 \times 3.08 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04]y - 15 \times 3.08 \times 10^{-4} \times 0.21 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325y^2 + 0.02662y - 5.302 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 0.0014 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.037$$

$$y = \frac{-0.02662 \pm 0.037}{2 \times 0.325} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.016m \\ y_2 = -0.1m \end{cases}$$

$$y = -0.1m = -10cm$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (-0.1)^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(-0.1 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 3.08 \times 10^{-4} \times (0.21 - 0.1)^2 \Rightarrow I = 3.423 \times 10^{-4}m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.84 \times 10^{-3}}{3.423 \times 10^{-4}} \times 0.1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.17MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ C'est vérifié.

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

b)-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 7.30 \times 10^{-3}MN.m$$

Position de l'axe neutre : _____

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 2 \times 10^{-4}m$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$y_1 = -0.036m$$

$$y_2 = 0.031m$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.031)^3 + 15 \times 1.13 \times 10^{-4} \times (0.21 - 0.031)^2$$

$$I = 6.08 \times 10^{-5}m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.30 \times 10^{-3}}{6.08 \times 10^{-5}} \times 0.031 = 3.72MPa$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ C'est vérifié.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91**(Article B-6-3).

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de déformation :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche **BAEL 91**(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.39}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{495} = 0.048 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{495}{500} = 0.99cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

- **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y = 12cm$$

$$\text{Moment d'inertie : } I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 81948 \text{ cm}^4$$

$$I = 6080 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 3.39 \text{ m}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \times 21} = 0.016 / \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$\text{Contraintes } (\sigma_s) \sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

Inerties fictives (If) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.58 = 3.627 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.58 + 2.5) = 5.252 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{1.852 \times 4.95^2}{8} = 5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.627 \times 4.95^2}{8} = 11.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{5.252 \times 4.95^2}{8} = 16.09 \text{ KN.m}$$

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

$$I_0 = 81948 \text{ cm}^4 \quad I = 6080 \text{ cm}^4 \quad A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.016 \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.4}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.016} = 3.05 \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.05 = 1.22$$

$$\sigma_{sj} = \frac{5.67 \times 10^{-3}}{3.39 \times 10^{-4} \times (0.21 - \frac{0.1}{2})} = 104.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{11.11 \times 10^{-3}}{3.39 \times 10^{-4} (0.21 - \frac{0.1}{2})} = 204.83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{16.09 \times 10^{-3}}{3.39 \times 10^{-4} \times (0.21 - \frac{0.1}{2})} = 269.65 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.016 \times 104.54 + 2.4} = 0.74$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.016 \times 204.83 + 2.4} = 0.87$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.016 \times 269.65 + 2.4} = 0.90$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 81948}{1 + 3.05 \times 0.74} = 27677 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 81948}{1 + 3.05 \times 0.87} = 24673 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 81948}{1 + 3.05 \times 0.90} = 24071 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 81948}{1 + 1.22 \times 0.87} = 43729 \text{ cm}^2$$

$$f_{ji} = \frac{5.67 \times 10^{-3} \times 4.95^2}{10 \times 34179.56 \times 27677 \times 10^{-8}} = 0.0015 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{11.11 \times 10^{-3} \times 4.95^2}{10 \times 34179.56 \times 24673 \times 10^{-8}} = 0.0031 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{16.09 \times 10^{-3} \times 4.95^2}{10 \times 34179.56 \times 24071 \times 10^{-8}} = 0.0047 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{16.09 \times 10^{-3} \times 4.95^2}{10 \times 11496.76 \times 43729 \times 10^{-8}} = 0.0077 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0077 - 0.0015 + 0.0047 - 0.0031 = 0.0078 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.78 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

III.1.10. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrailé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectés :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68. BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = A_1/2$$

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

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

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } S_t = 20 \text{ cm.}$$

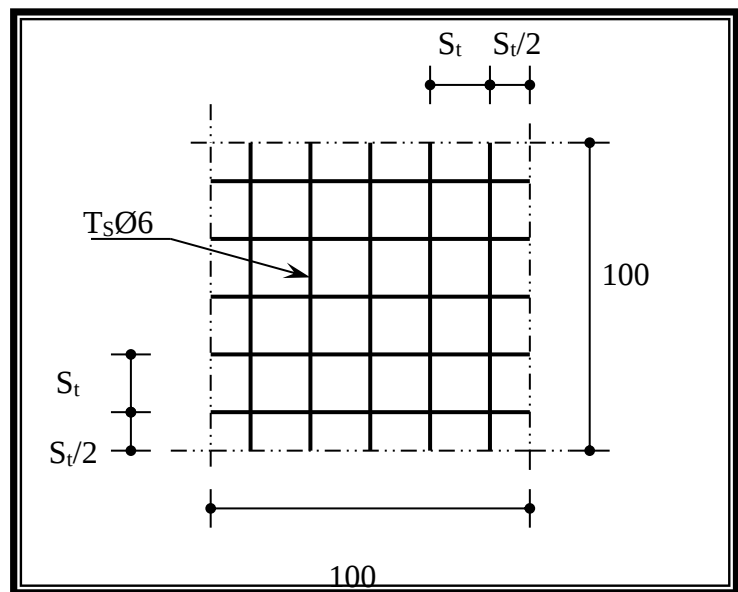


Figure (III.6) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

III.2. LES ESCALIERS :

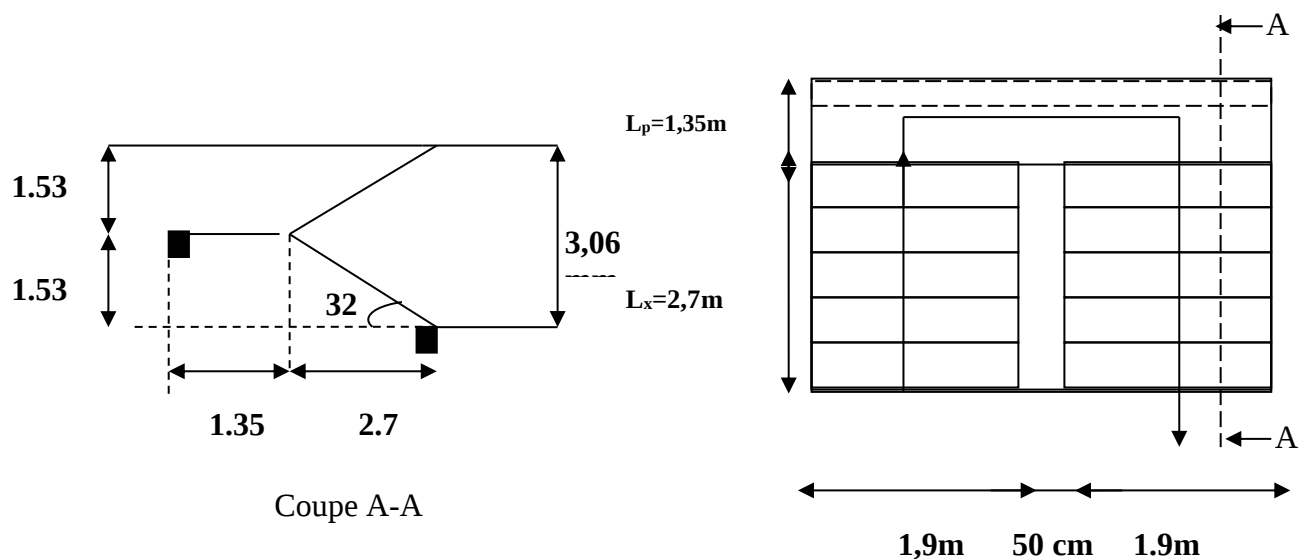
III.2.1 Définition : Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

III.2.2 Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 14cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 14cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.



III.7 Schéma de l'escalier :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

❖ Charges et surcharges :

Palier : $G_{\text{palier}} = 4.9 \text{ KN/m}^2$

Volée : $G_{\text{paillasse}} = 6.56 \text{ KN/m}^2$

$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{ KN/m}^2$

Les Combinaisons de Chargement :

-ELU :

$$P_1 = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 4.49 + 1,5 \times 2.5 = 9.81 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = 1,35 G_2 + 1,5 Q_2 = 1,35 \times 6.96 + 1,5 \times 2.5 = 13.14 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u \text{ équivalent} = \frac{P_1.L_1 + P_2.L_2}{L_1 + L_2}$$

-ELS:

$$P_1 = G_1 + Q_1 = 4.49 + 2.5 = 6.99 \text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = G_2 + Q_2 = 6.96 + 2.5 = 9.46 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s \text{ équivalent} = \frac{P_1.L_1 + P_2.L_2}{L_1 + L_2}$$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P _U (KN/ml)	P _{Ser} (KN/ml)	P _{ueq} (KN/m ²)	P _{seq} (KN/m ²)
Paillasse	6.56	2.50	9.81	10.16	12.05	8.64
Palier	4.9	2.50	13.14	7.90		

Tableau III. 6: Récapitulatif résultats des combinaisons.

III.2.3 Moments et efforts tranchants :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{12.05 \times (4.05)^2}{8} \quad M_0 = 24.71 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_0 = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_T = 0.85 \times M_0 = 21 \text{ KN.m}$$

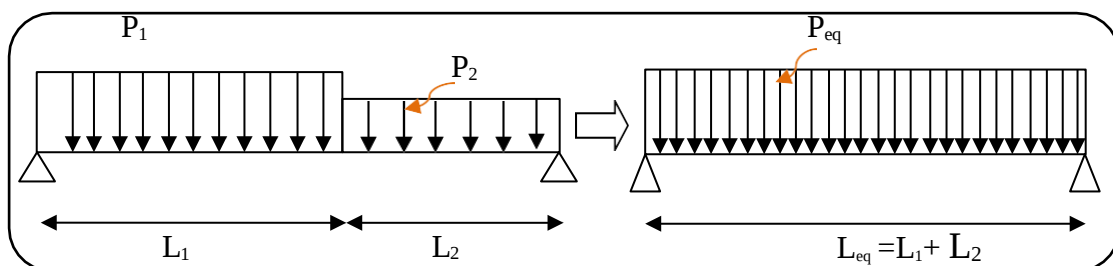


Figure III. 8 : Schéma des charges d'escalier.

	P _{eq} (kN/ml)	M ₀ (KN.m)	M ^a = 0.3 M ₀	M ^t = 0.85 M ₀	T _u (KN)
ELU	12.05	24.71	7.41	21	24.40
ELS	8.64	17.71	5.31	15.05	17.50

Tableau III. 7 : Récapitulatif résultats des sollicitations d'escalier.

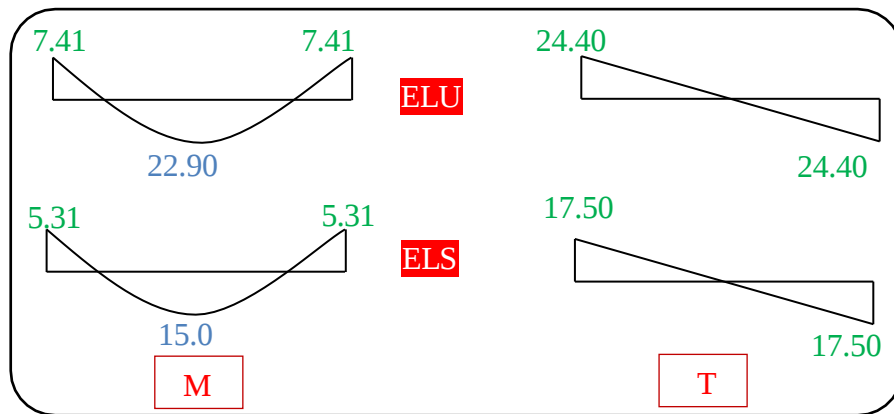


Figure III.9 : Diagrammes des sollicitations d'escalier à l'ELU et à l'ELS.

III.2.4 Calcul du Ferrailage :

$$\begin{aligned}
 b &= 100\text{cm} & ; h &= 14\text{ cm} & ; d &= 12\text{ cm} \\
 f_e &= 400\text{ MPa} & ; \bar{\sigma}_s &= 348\text{ MPa}, & ; \bar{\sigma}_b &= 17\text{ MPa}
 \end{aligned}$$

a) - En travées :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferrailage se fait en fissuration peu nuisible.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1 \times 1.5} = 17\text{ MPa}.$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = 0.086$$

$$0.086 < 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{section sans armatures comprimés}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.113$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.115$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 5.2\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **5 HA 12** ($A_s = 5.53\text{ cm}^2 / \text{ml}$)

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{ cm}) \quad ; \quad \text{soit: } S_t = \mathbf{20\text{ cm}}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **5HA8** ($A_r = 2.51 \text{ cm}^2$) ; soit : **S_t = 20 cm.**

- ❖ **Vérification :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min_s} \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1.66 \text{ cm}^2.$$

$A_s \geq A_{s \min}$ donc la condition est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 3.39 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{24.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.20 \text{ MPa} < \tau_u^- \text{.....Condition vérifiée.}$$

b) -En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.0303.$$

$0.0354 < 0.186 \Rightarrow$ section sans armatures comprimés

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.04$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.118$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1.94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4 HA 10** ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min_s} \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{s \min}$ donc la condition est vérifiée.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,39 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{7.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0,10 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5 Schéma de ferrailage :

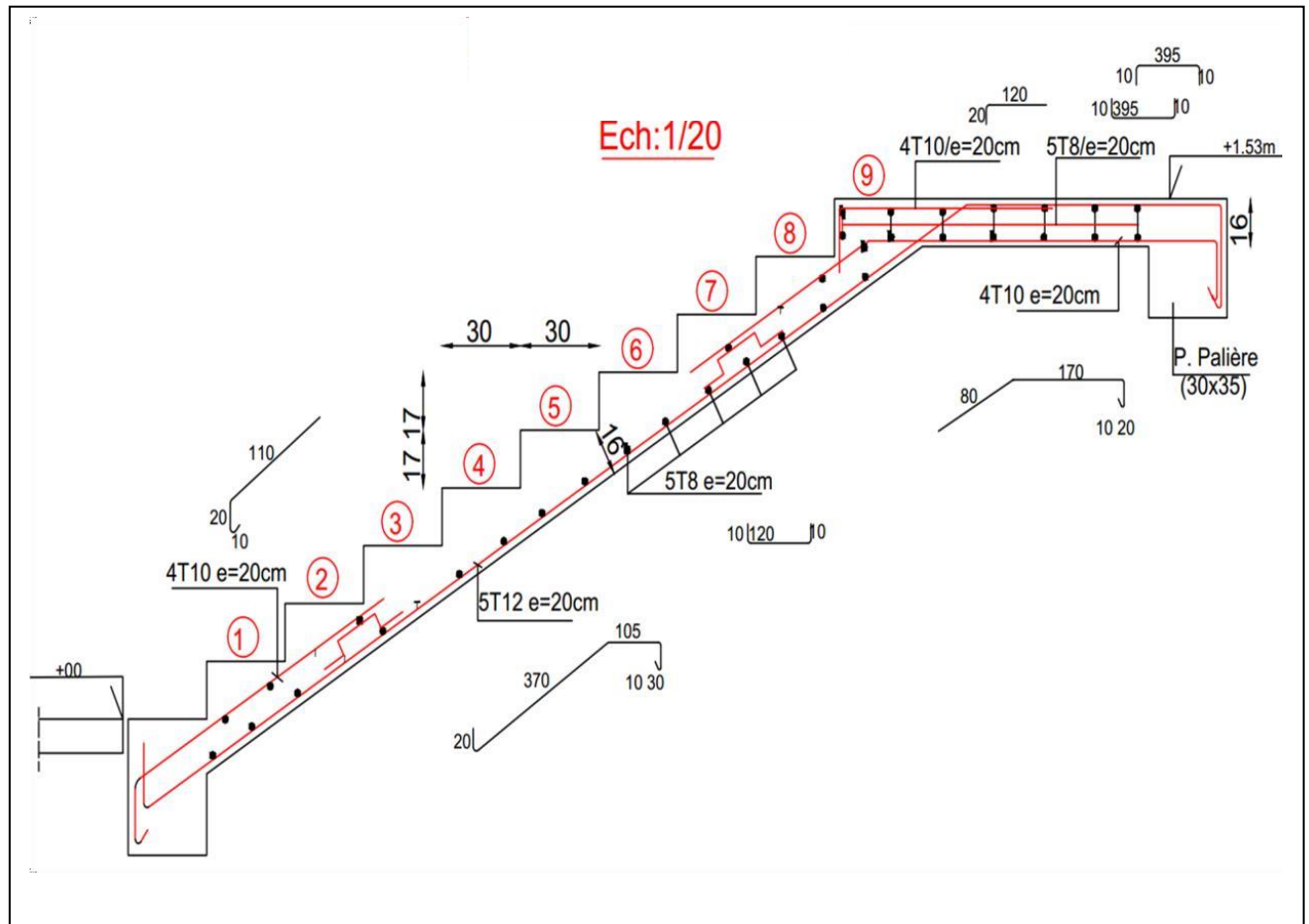


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.III.1. Calcul de la poutre palière :

III.III.1.1. Introduction :

La poutre brisée est une poutre simplement appuyée, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre " p_p ".
- Poids du mur extérieur " p_{mur} ".
- La réaction d'escalier " R ".

III.III.1.2. Dimension de la poutre palière :

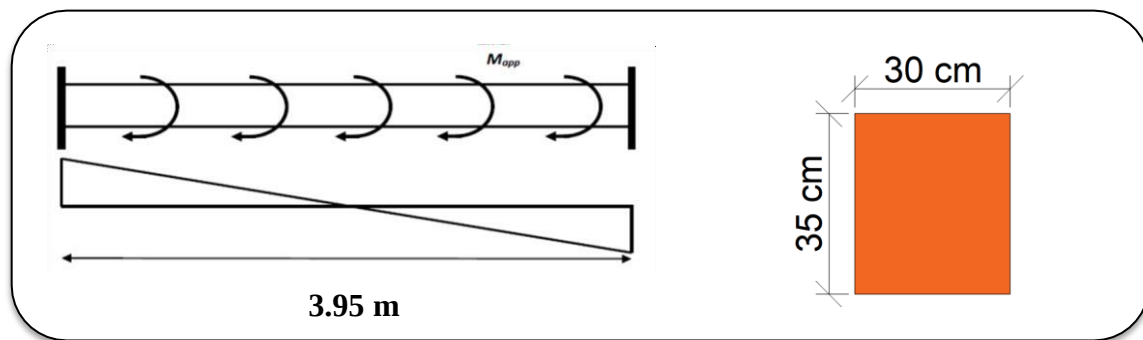


Figure III. 6 : Schéma statique et section de poutre palière.

III.III.1.3. Evaluation des charges :

G_p : La charge permanente de paillasse = 6.56 KN/m^2 .

G'_p : La charge permanente de palière = 4.9 KN/m^2 .

Q : La charge d'exploitation d'escalier = 2.5 KN/m^2 .

h_{pp} : Hauteur de la poutre principale = 55 cm.

h_{pb} : Hauteur de la poutre palière = 35 cm.

▪ La surcharge :

$$R_Q = \frac{Q \times L}{2} = \frac{2.5 \times 3.95}{2} = 5.125 \text{ KN/ml}$$

III.III.1.4. Calcul de la poutre palière a la flexion : III.3.4.4.1. Les combinaisons d'actions :

-E.L.U $\rightarrow P_u = 1,35 (R_G + P_p + P_{mur}) + 1,5 R_Q = 31.74 \text{ KN/ml}$.

-E.L.S $\rightarrow P_{ser} = R_G + P_p + P_{mur} + R_Q = 22.942 \text{ KN/ml}$.

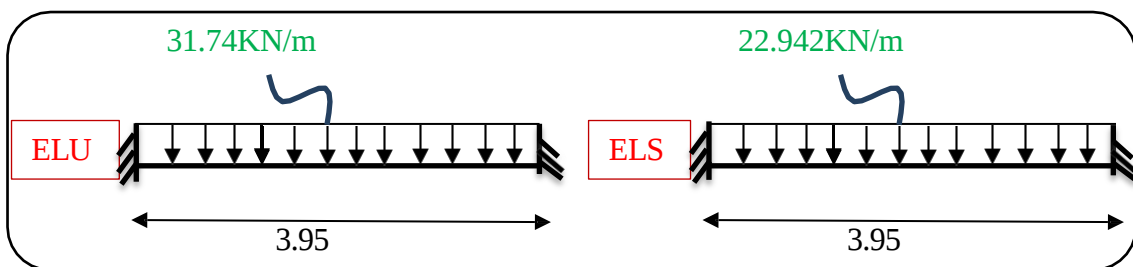


Figure III. 7: Schéma des charges de poutre palière.

III.3.4.4.2. Calcul des sollicitations :

$$-M_a = \frac{P \times l^2}{12} \quad \text{et} \quad M_t = \frac{P \times l^2}{24}$$

-L'effort tranchant : $T = \frac{P \times L}{2}$

	P(kN/ml)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	T (KN)
ELU	31.74	39.20	19.60	61.10
ELS	22.942	28.33	14.17	44.16

Tableau III. 8: Récapitulatif résultats des sollicitations de poutre palière.

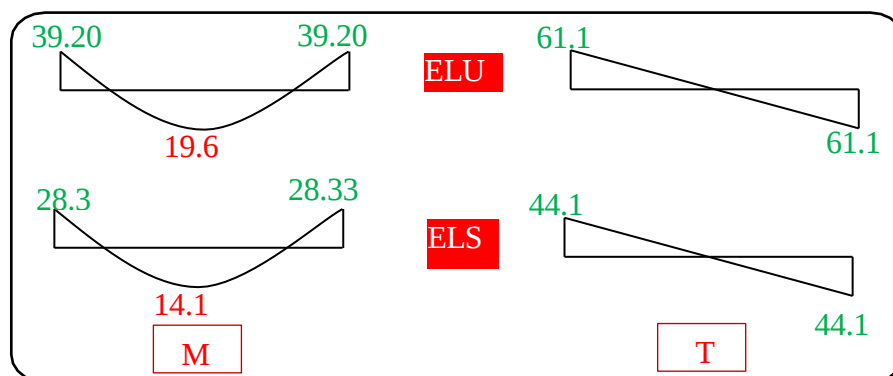


Figure III. 8 : Diagrammes de la poutre palière (M) et (T) à l'ELU et à l'ELS.

Localisation	M(KN.m)	μ	μ_1	α	β	$A_{calculée}$ (cm ²)
Travée	19.60	0.039	0.392	0.049	0.980	1.82
Appui	39.20	0.079	0.392	0.103	0.958	3.73

Tableau III. 9 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

III.3.4.4.3. Calcul du ferrailage :

➤ E.L.U :

L'enrobage : $d = 0.9.h = 31.5 \text{ cm} \Rightarrow C = 3.5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

III.3.4.4.4. Les vérifications :

➤ E.L.S:

- La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

$$\text{est vérifiée : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Localisation	M_u (KN.m)	$M_{ser}(\text{KN.m})$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	19.6	14.17	1.38	0.049	0.44	cv
Appui	39.20	28.33	1.38	0.103	0.44	cv

Tableau III. 10 : Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.

➤ E.L.U:

- Condition de non fragilité : BAEL91(art.A.4.2, 1)

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL91(art.B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A'_{min} \geq 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : RPA 2024 (art .7.5.2.1)**

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\%b \times b = 0.5 \times 10^{-2} \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Localisation	$A^{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A'_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{min}^{RPA} (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$
Travée	1.82	1.14	1.05	5.25	5.25
Appui	3.73	1.14	1.05	5.25	5.25

Tableau III11: Récapitulatif résultats du ferrailage.

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91(art A.5.1,1)**

$$T_u = 61.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{61.10 \times 10^3}{300 \times 310} = 0.657 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : **BAEL91(art.A.5.1,211)**

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

$$\tau_u = 0.657 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

III.III.1.5. Calcul de la poutre palière à la torsion :

Torsion de la poutre brisée est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_t = M_a (\text{Escalier}) = 8.082 \text{ KN.m}$$

On utilise les règles exposées dans le **BAEL91(art.A.5.4)**.

➤ Contraintes tangents de la torsion

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \quad (\text{Formule de Rausch}) \quad \mathbf{BAEL91(art.A.5.4.21)}$$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire de contour à nu épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) (b - b_t) = 30 \times 25 = 750 \text{ cm}^2$$

M_t : moment de torsion = 8.082 KN.m.

$$\tau_t = \frac{8.082 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 1.07 \text{ MPa}$$

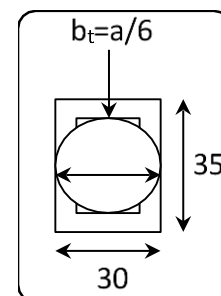


Figure III. 13 : Section creuse équivalente.

➤ **Résistance en torsion et flexion : BAEL91(art.A.5.4.3)**

τ_t : la contrainte tangente de torsion

τ_v : la contrainte tangente due à l'effort tranchant éventuel.

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u\text{ limite}})^2 \text{ (Section pleine).}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (1.07)^2 + (0.657)^2 = 1.57 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 1.57 \text{ MPa} < \tau_u^2 = 3.33^2 = 11.09 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

➤ **Les armatures longitudinales : BAEL91(art.A.5.4.4)**

$$A_l = \frac{\mu \times T u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : paramètre de l'aire de la section efficace.

$$\mu = 2[(h-b_l) + (b-b_l)] = 2(30+25) = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{1100 \times 61.10 \times 10^3}{2 \times 75000 \times \frac{400}{1.15}} = 1.288 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures transversales :**

• **Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2,2)**

Soit $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

• **Espacement :**

▪ **D'après BAEL 91 (art.A.5.1.22):**

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times 31.5) = (28.35; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm.}$$

▪ **D'après RPA 2024(Article 7.5.2.2) Pag 79 :**

-Dans la Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l$

$$S_t \leq \min(\frac{35}{4} = 8.75; 12 \times 1.2 = 14.4) = 8.75 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 8cm en zone nodale avec longueur suivant :

$$L_r = 2.h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$$

-Dans la Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm en zone courante.

- La quantité des armatures transversales : BAEL91(art.A.5.4.4)

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{61.10 \times 10^3 \times 150}{2 \times 75000 \times \frac{400}{1.15}} = 0.175 \text{ cm}^2$$

- Section minimale des armatures : BAEL91 (art.A.5.1.23)

$$1) A_t \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj}) b_0 \cdot S_t}{0.9 \cdot f_e}$$

$$2) A_t \geq \frac{1.15(0.657 - 0.3 \times 2.1) 25 \times 15}{0.9 \times 400} = 0.0323 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ RPA2024(art.7.5.2.2) page 79}$$

$$\text{Donc } A_t = \max(0.0323, 1.35) = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Un cadre HA8 + une épingle HA8} = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

- Les armatures finales :
- Armatures longitudinales :

Section	Flexion (A_{cal})	Torsion = $\frac{A_t}{2} (\text{cm}^2)$	A_r	$A^{cal} (\text{cm}^2)$	$A^{Rpa}_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
Travée	1.82	0.644	2.46	1.82	5.25	3T14+2T8=5.62
Appuis	3.73	0.644	4.014	3.73	5.25	3T14+2T8=5.62

Tableau 12: Récapitulatif résultats du ferrailage.

▪ **Armatures transversales :**

$$A_t = \text{Un cadre} + \text{Epingle HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

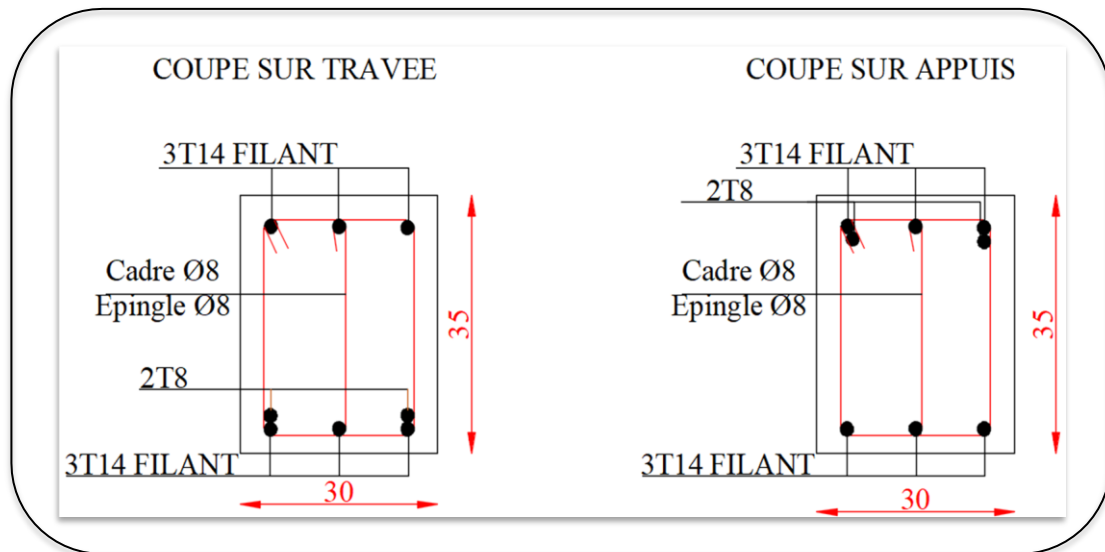


Figure III. 10 : Schéma du ferrailage de la poutre palière.

III.3. DALLE PLEINE :**III.3.1. Introduction :**

La dalle à étudier est représenté par la figure ci-dessous :

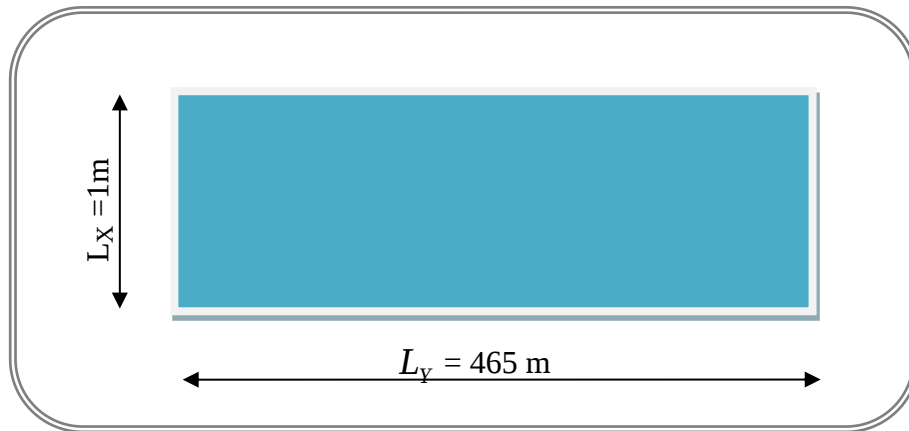


Figure III.11 : schéma du DALLE a étudié.

III.3.2. Caractéristique de la dalle :

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{100}{465} = 0,22 < 0,4$$

Donc la dalle travaille dans un seul sens → dans ce cas elle sera calculée comme une poutre simplement appuyée.

Evaluation des charges et surcharges :

IV.2.1. Chargement sur la dalle :

- Charge permanente..... $G_1 = 4.74 \text{ KN/m}^3$

- Surcharge sur la dalle $Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^3$

$$\begin{cases} G = 4.74 \text{ kN/ml} \\ Q = 2,5 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

- **Calcule les combinaisons d'action :**

- à E.L.U → $P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (4.74) + 1.5 (2.5) = 10.15 \text{ KN/m}^2$

- à E.L.S → $P_{ser} = G + Q = 4.74 + 2.5 = 5.24 \text{ KN}$

- **Sollicitation :**

Les sollicitations sont calculées pour une bande de 1m.

- **L'état limite ultime de résistance :**

$$1) M_u = \frac{P_u \times l \times l^2}{8} = \frac{10.15 \times 1^2}{8} = 1.27 \text{ KN.m}$$

$$2) V_u = \frac{Pu \times l}{2} = \frac{10.15 \times 1}{2} = 5.08 \text{ KN.m}$$

- L'état limite de service :

$$2) M_{ser} = \frac{P_{ser} \times l \times x^2}{8} = \frac{5.24 \times 1^2}{8} = 0.665 \text{ KN.m}$$

III.3.3. Ferrailage du balcon (E.L.U.R) :

$$b=100 \text{ cm} ; h=12 \text{ cm} ; c=2 \text{ cm} ; d=10 \text{ cm}$$

$$f_{bc}=17 \text{ MPa} ; M_u = 1.27 \text{ kN.m} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = 0.0075 < u_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.01$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) \text{ donc } Z = 9.96 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 3.66 \text{ cm}^2$$

On prend 5T10/ml = 3.93 cm²

❖ Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.92 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 2T8} = 1.01 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification :

a) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \cdot A_{s \min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 3.66 > 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.4}{400}$$

$$\Rightarrow 3.66 > 1.38 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.08 \times 10}{100 \times 10} = 0.051 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.051 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

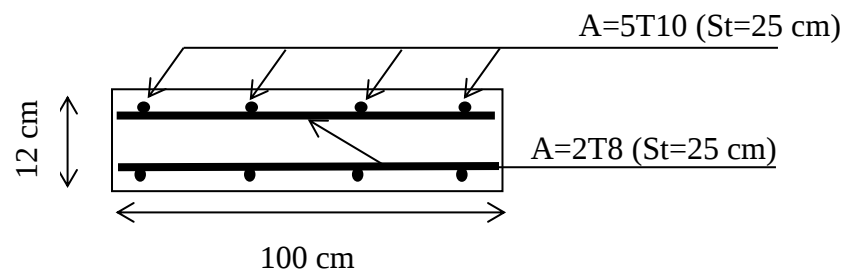
c) Ecartement des barres :

- Cas de fissuration préjudiciable :

$$St \leq \min(2h ; 33 \text{ cm}) \text{ dans les deux sens.}$$

$$\text{Donc } \dots \dots \dots St = 25 \text{ cm.}$$

❖ Schéma de ferrailage :

**Figure III.12 :** ferrailage de la dalle pleine.

IV.4 L'acrotère :

III.4.1. Définition :

L'acrotère est un mur périphérique que on réaliser en béton armé pour contourner le bâtiment ou niveau de terrasse, sons rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher traverse, se suit également à la protection des envers de maintenance.

III.4.2. Mode de travail :

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- 1) L'effet normal dû à son poids propre G .
- 2) La surface horizontale due à la main courante.

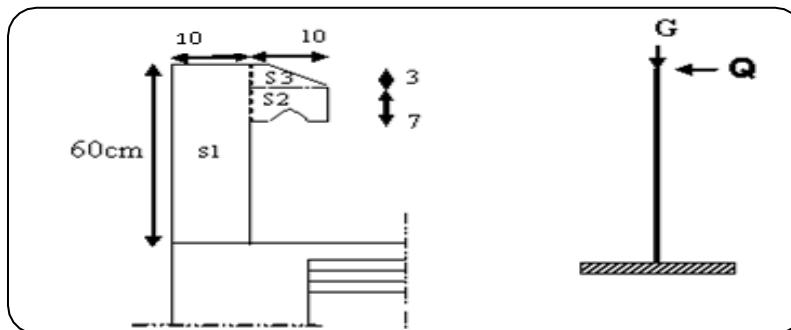


Figure III. 13: Schéma statique de

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m dont les dimensions sont les suivantes :

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

➤ **Surface :**

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 = (0.6 \times 0.10) + (0.03 \times 0.1 \times 0.5) + (0.1 \times 0.07) = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

III.4.3. Evaluation des charges :

➤ Charge permanent :

G_1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

$$G_1 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 0.1 \times 0.6 \times 20 = 1.2 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = G_1 + G_2 = 1.7125 + 1.2 = 2.91 = 2.91 \text{ KN/ml}$$

➤ Surcharge :

• D'après D.T.R.BC.2.2 :

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/ml.

Pour une terrasse inaccessible $Q=1\text{KN/ml}$.

• D'après RPA 99/V2003 (art.6.2.3) :

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_P = (A.I.S).CP.(1+(3.hz)/H).W_P$$

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- C_P : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.11))
- W_P : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- hz : Hauteur, du niveau 'K' à partir de la base

Groupe 1B, zone (IV) donc :

$A=0.20$ selon le (Tableau 4.1).

$C_P=0.80$ élément en console (Tableau 6.1) donc :

$$F_P = (0.2 \times 1.2 \times 1.2) \cdot 0.8 \cdot (1 + (3 \cdot (3.06)) / 48.96) \cdot 2.91 \longrightarrow F_P = 0.928 \text{ K N/ml}$$

$$F = \max(Q, F_P) \Rightarrow F = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 2.91 \text{ KN/ml} \quad F_P = 1 \text{ KN}$$

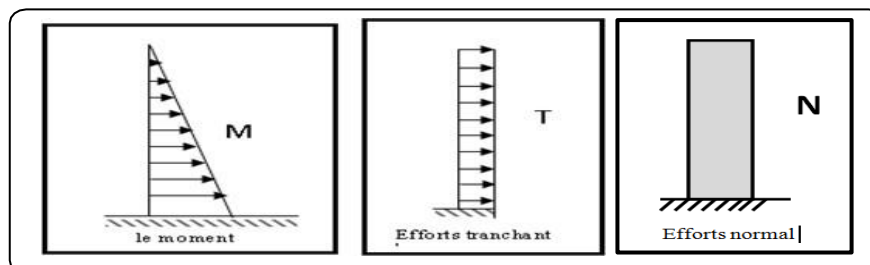


Figure III. 14: Schéma des sollicitations de l'acrotère.

III.4.4. Calcul des sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}\ell$$

$$N = G = 2.91 \text{ KN/m}\ell$$

$$T = Q = 1 \text{ KN/m}\ell$$

III.4.5. Les combinaisons d'actions :**➤ E.L.U :**

$$N_u = 1\text{m} \times N = 2.91 \text{ KN}/\ell$$

Remarque : On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m}\ell$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/m}\ell$$

➤ E.L.S :

$$N_{\text{ser}} = N = 2.91 \text{ KN/m}\ell$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}\ell$$

III.4.6. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur **b**=100 cm et de hauteur **h**=10 cm.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit : **c**=3cm à partir de l'axe de l'armature **BAEL91 (art A.7.1)**.

➤ Diamètre des barres :

Les diamètres employés sont : $\varnothing_L \leq h/10 \Rightarrow \varnothing_L \leq 10\text{mm}$**BAEL99 (art.A.7.2.1)**.

On prend : $\varnothing_L = 8\text{mm}$ et on prend : $\varnothing_t = 6\text{mm} \leq \varnothing_L = 8\text{ mm}$ **BAEL99 (art.A.7.2.2)**.

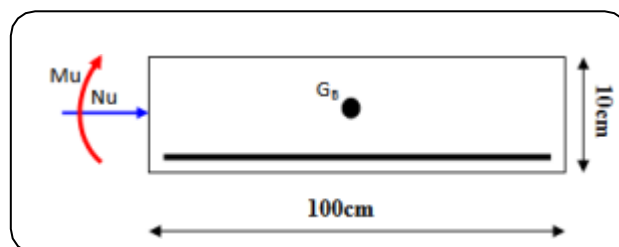


Figure III.15 : Coupe de ferrailage

III.4.6.1. Armatures longitudinales :**➤ ELU :****• Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.5}{3.93} = 0.382m \\ \frac{h}{2} - c = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02m \rightarrow e = 0.382 > \frac{h}{2} - c = 0.02m \end{array} \right.$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquence sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_a égale au moment par rapport aux armatures tendues.

• Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_a = M_u + N_u \times \left[\frac{h}{2} - c \right] = 1.5 + 3.93 \times 0.02 = 1.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1.58 \times 10^3}{17 \times 100 \times 7^2} = 0.019 < \mu_1 = 0.392$$

→ $A' = 0$ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.024$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.904$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.58 \times 10^3}{0.904 \times 7 \times 348} = 0.72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (d=10-3=7\text{cm})$$

• Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$N : \text{est un effort de compression} \rightarrow A_u = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.72 - \frac{3.93 \times 10}{348} = 0.61 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (A' = 0)$$

M_a (KN.m)	μ	α	β	A_1 (cm ²)	A_u (cm ²)
1.58	0.019	0.024	0.904	0.72	0.61

Tableau III. 8 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

➤ E.L.S :**• La contrainte de compression de béton : BAEL91(art.A.4.5.2)**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte de traction des armatures : BAEL91(art.A.4.5.3.3)**

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_t 28}) = 215.55 \text{ MRa}$$

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.91} = 0.21 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

- **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_{ser} = M_s + N_s [h/2 - c] = 0.6 + 2.91 \times 0.02 = 0.658 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = 0.556$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.226$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times d^2 \times b \times \sigma_{bc} = 0.226 \times 0.07^2 \times 1 \times 18 \times 10^3 = 19.93 \text{ KN.m}$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0.0570 \text{ m}$$

$$M^{ser} < M_{rb} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times Z} = \frac{0.658 \times 10}{215.55 \times 0.057} = 0.54 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A_{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\sigma_s} = 0.54 - \frac{2.91 \times 10^3}{100 \times 215.55} = 0.40 \text{ cm}^2$$

III.4.1.1. Les vérifications :

➤ **ELU :**

- **Condition de non Fragilité : BAEL91 (art.A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left| \frac{e^{ser} - 0.455d}{e^{ser} - 0.185d} \right| \rightarrow (\text{cas d'une flexion composée})$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.4}{400} \left| \frac{33 - 0.455 \times 7}{33 - 0.185 \times 7} \right| = 0.91 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale : BAEL 91 (art.B.5.3.1)**

$$A'_{min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{min} ; A'_{min}) \Rightarrow A = \max (0.61 ; 0.40 ; 0.91 ; 2.5) = 2.5 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A^t = 5\emptyset 8/\text{ml} = 2.52 \text{ cm}^2$.

• **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91(art A.5.1, 1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors : **BAEL91 (art.A.5.1,211)**

$$\overline{\tau_u} = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \tau_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V}).$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.1.2. Armatures de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A_l = (0.63 \div 1.26) \text{ cm}^2$$

On adopte : $A^r = 3 \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

III.4.1.3. Espacement des armatures :

• **Armatures longitudinales : BAEL 91 (art.B.5.3.3)**

$$e_l \leq \min (2.5h, 25\text{cm}) = \min (2.5 \times 10, 25\text{cm}) \Rightarrow e_l < 25 \text{ cm}$$

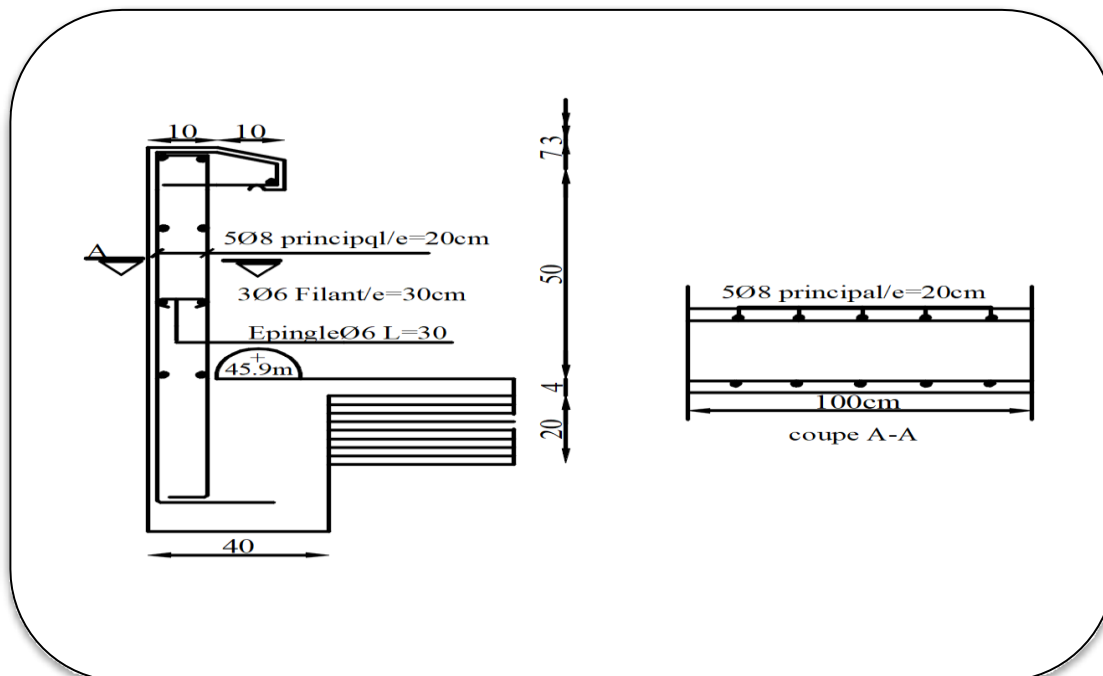
$$e_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow e_l = 20 \text{ cm} < 25\text{cm} \dots\dots\dots (\text{CV}).$$

• **Armatures de répartition : BAEL 91 (art.A.8.2.42)**

$$e_r \leq \min (4h, 40\text{cm}) = \min (4 \times 10, 40\text{cm}) \Rightarrow e_r < 40 \text{ cm}$$

$$e_r = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow e_r = 30 \text{ cm}$$

III.2.7. Présentation du ferrailage :

**Figure III.16** : Schéma du ferrailage de l'acrotère.

CHAPITRE IV :

ETUDE DYNAMIQUE :

V.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce implique de bien faire toute une étude pour essai de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.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 (VLNA)**.

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.

V.3. Choix de la méthode de calcul :

➤ L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ces calculs peuvent mener par trois méthodes qui sont les suivantes :

la méthode statique équivalente.

- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V. 3.1. Méthode statique équivalente :

- **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article **4.1.2 du RPA 2024**.

V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

- **Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- **Domaine d'application :**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où méthodes statique équivalente est inapplicable

V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

- **Principe :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA 2024 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **ANNABA** cette région est classé en zone **IV**.
- Notre bâtiment est à usage multiple collective donc classé dans le Groupe **1B**.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un **sol FERME de catégorie S2**.
- La hauteur de la structure : $h = 48.96\text{m} > 48\text{ m}$ (zone **IV**).

 Remarque :

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées. Car elle est irrégulière en plan et sa hauteur dépasse les 48m, elle est aussi implantée à ANNABA zone IV et appartient au groupe d'usage 1A (**art 4.1.2.b) RPA2024**).

Alors la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec le calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (**art 4.3.6) RPA2024**).

V.3.5. Spectre de réponse de calcul : RPA 2024 (art.4.3.3) (page :57)

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_3}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_3 \cdot T_1}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Figure V. 1: Spectre de réponse.

➤ D'après le R.P.A 2024 on a :

- ✓ **T1. T2. T3** : Périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constant en fonction de site.
- ✓ **T** : Période de vibration d'un système
- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de calcul.
- ✓ **S** : Coefficient de site.
- ✓ **I** : Coefficient d'importance.
- ✓ **R** : Coefficient de comportement global de la structure ;
- ✓ **Q_F** : Facteur de qualité ;

1) VALEURS DES PARAMETRES DECRIVANT LE SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL

- **A** : Coefficient d'accélération de calcul, donné par le tableau 3.2 (RPA2024)

<i>Zone sismique</i>	<i>Coeff (A)</i>
Moyenne à élevée (IV)	0,20

Tableau V.1 : Le Coefficient d'accélération A.

- **I** : Coefficient d'importance donné par le tableau 3.11 (RPA2024)

Notre bâtiment classe dans le **GROUPE 1A** (Bâtiments de grande importance)

Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

<i>Importance d'ouvrage</i>	<i>Coeff (I)</i>
Groupe 1B	1.20

Tableau V.2 : Le Coefficient d'importance.

- **T1. T2. T3. S** : Périodes et Coefficient de site.

Suite aux recommandations du rapport géotechnique qui donne la classification de site de notre terrain **(S2)** devront être prise comme base de calcul et de conception avec la zone de sismicité **(IV)**.

✓ *Le spectre prise en compte type (2) donné par le tableau 3.5 (RPA2024).*

Notre cas (type 02)		S2
S		1.2
T1 (sec)		0.1
T2 (sec)		0.50
T3 (sec)		2

Tableau V.3 : Les Périodes et Coefficient de site.

- **R : Coefficient de comportement de la structure :**

Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles.

Le nombre maximal d'étages et **15 niveaux** ainsi que la hauteur maximale égale à **48.96m ≥ 17m condition vérifier.**

Alors La valeur de coefficient de comportement adopte sur la structure donne au tableau (3.17) égale à : **R=4.5^(a)**

- **Q_F : Facteur de qualité.**

Facteur de qualité Q _F (catégorie b)	Pq (X)	Pq (Y)
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0.20	0.20
Redondance en plan	0	
Total	0,20	0,20
Q _f	1.20	1,20

Tableau V.4 : Le Facteur de qualité Q_f.

- **ζ(%)** : le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif est
- donné par le tableau (3.6) (RPA2024)

	Portiques (*)		Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
 (**): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Table 3.5: Valeurs de ξ (%)

Dans notre cas on a ossature en béton arme avec voile **ζ= 7%**

- **Nombre de mode à considérer :**

L’RPA99 /V2003 (art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l’excitation doit être tel que :

- 1) La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- 2) Où 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 réponse totale de la structure.
- 3) Le minimum des modes à retenir est des trois dans chaque direction considérée.

V.4. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

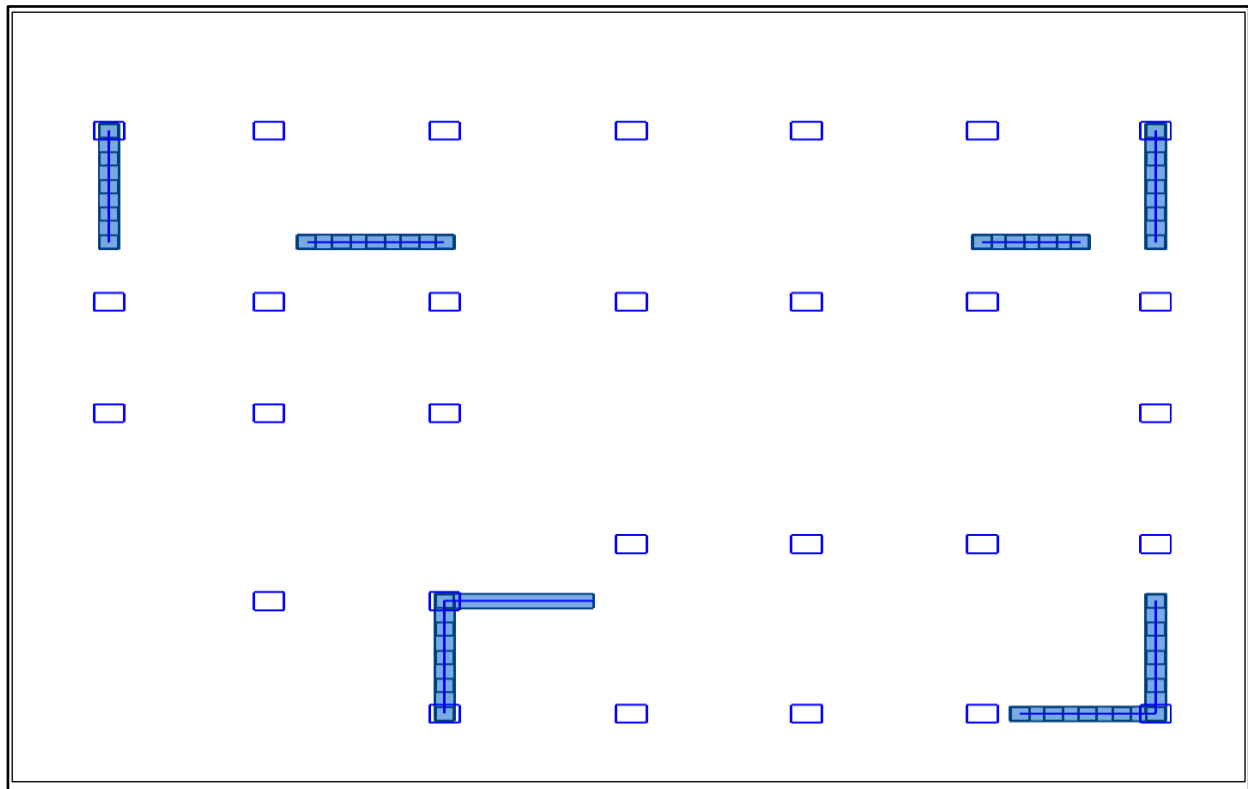
V.4.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse est le logiciel **ROBOT Structural analyses Professional** qui est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

V.5.2.1. Variante initiale :

Le système de contreventement initial se présente comme suit :

- 8 voiles en forme de "I" de 20cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens-Y) de 20cm.
- 04 voiles longitudinaux (sens-X) de 20 cm.
- Escalier est modélise.

Figure V. 2: Disposition des voiles en RDC de la structure initiale.

➤ **Périodes et coefficients de participation modaux :**

Mode	Période (sec)	Masse Cumulées UX (%)	Masse Cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)
1	1,61	0,02	69,81	0,02	69,81
2	1,35	68,99	69,99	68,97	0,17
3	1,03	70,30	72,76	1,31	2,77
4	0,80	70,46	72,82	0,16	0,06
5	0,57	70,65	72,92	0,19	0,10
6	0,53	75,50	78,51	4,85	5,59
7	0,50	79,83	82,92	4,32	4,41
8	0,20	89,62	91,03	0,04	0,07
9	0,19	89,65	91,15	0,03	0,12
10	0,19	89,94	91,39	0,29	0,24
11	0,18	89,94	91,42	0,00	0,03
12	0,18	90,54	91,43	0,60	0,01

Tableau V. 5 : Périodes et facteurs de participation modaux (structure initiale).

➤ Les trois premiers modes de déformation de la structure :

1^{er} Mode :

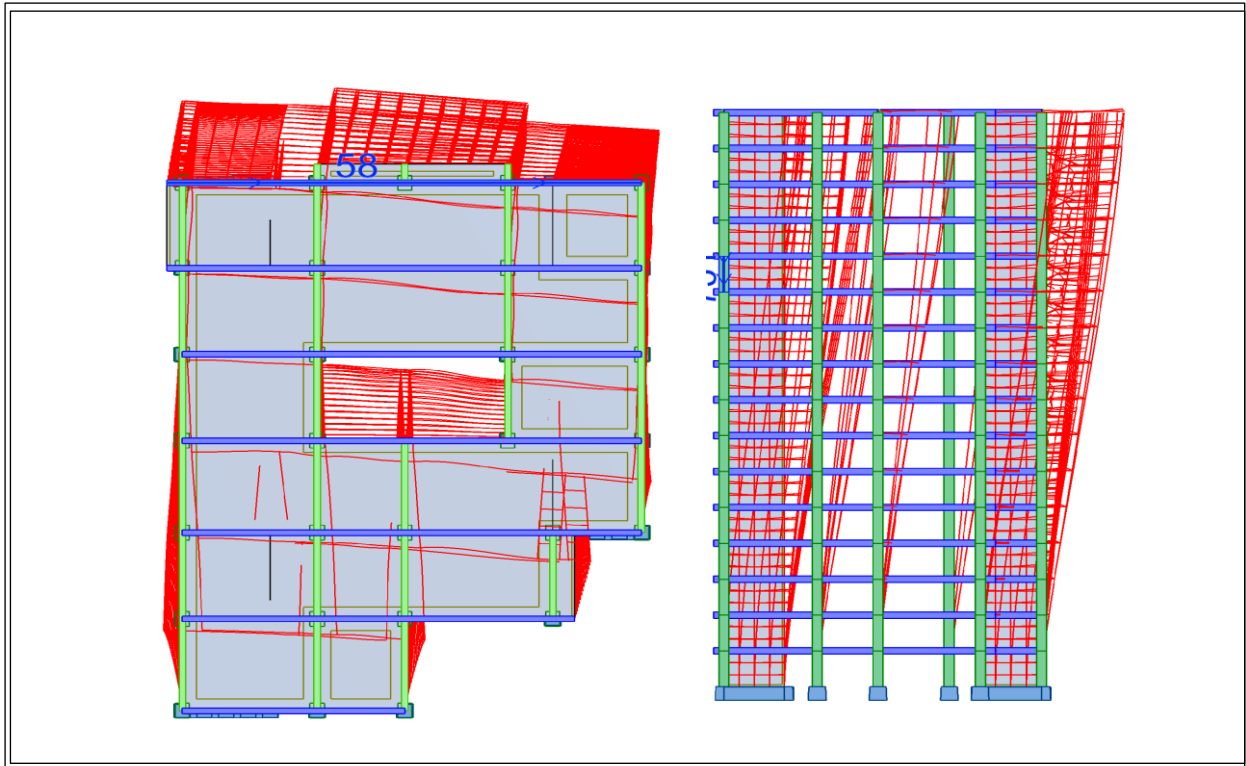


Figure V. 3 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1,61sec).

2^{ème} Mode :

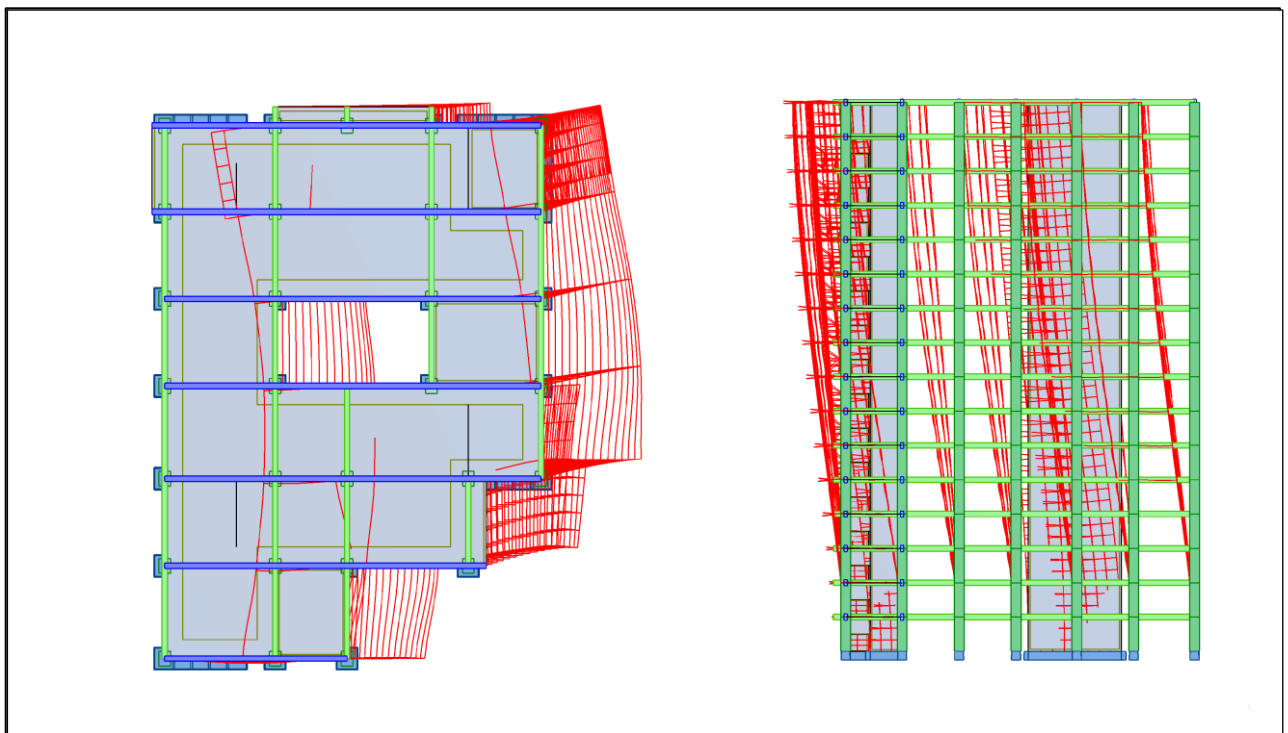


Figure V. 4: Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1,35sec).

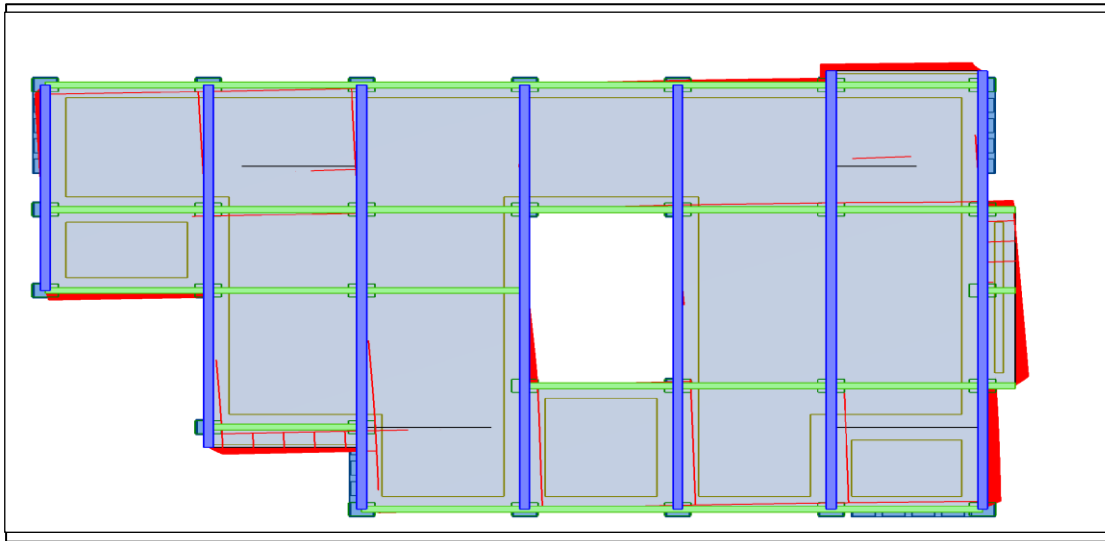
3^{ème} Mode :

Figure V. 5 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=1.03\text{sec}$).

▪ **Interprétation des résultats :**

D'après l'analyse des caractéristiques dynamiques de la **structure initiale**, nous interprétons les résultats obtenus comme suit :

1. La période fondamentale de la structure $T_y=1.61\text{sec}$, on remarque que cette valeur de période est élevée, ce qui explique **trop de flexibilité** de la structure initiale.
2. Le premier mode ($T_y = 1.61\text{sec}$) est un mode de la translation selon l'axe Y avec mobilisation de **69.81 % de participation de masse modale**.
3. Le deuxième mode ($T_x = 1.35 \text{ sec}$) est un mode de translation dans le sens **X**, avec mobilisation de **68.97 % de participation de masse modale**.
4. Le troisième mode est un mode de torsion pure.
5. Il faut **12 modes** pour mobiliser plus de 90 % de la participation des masses modales exigée par le règlement [**RPA 2024 (Art. 4.3.4 -a)**].

▪ **Conclusion :**

La période fondamentale de la structure **$T_y \text{ dyn} = 1.61\text{sec}$** est très grande par rapport à la période statique (**$T \text{ stat} = 0.93\text{sec}$**), ce qui montre que la structure présente une **flexibilité élevée** et elle aura par la suite des **déplacements inadmissibles** en cas d'un séisme majeur. Par conséquent Les poteaux vont subir des **déformations excessives** et ne pouvant pas suivre celles des voiles (risque de formation de **rotules plastiques** dans les poteaux).

Pour cette raison, on propose une **nouvelle conception** en changeant le nombre, la longueur et l'emplacement certains voiles afin de "remédier à cette anomalie".

V.5.2.1. Modélisation de la nouvelle structure :

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal. Nous présenterons dans ce qui suivra proposition toutes les variantes.

❖ Première proposition :

Le système de contreventement proposé se présente comme suit :

- 10 voiles transversaux (sens-X) de 20 cm.
- 05 voiles longitudinaux (sens-Y) de 20 cm.
- Escalier est modélisé.

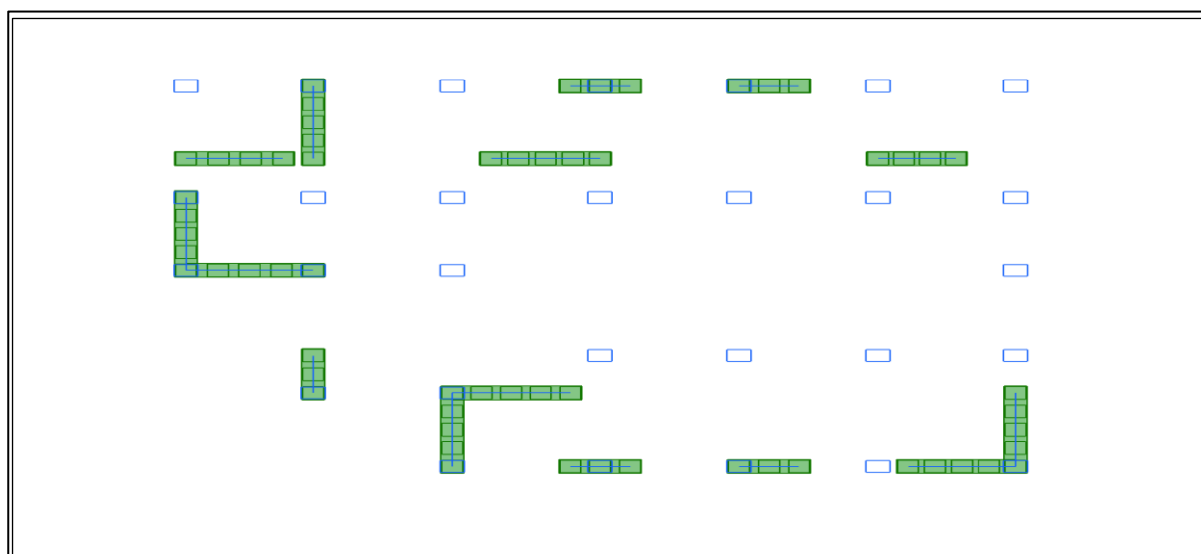


Figure V. 6: Vue en 2D et plan de la 1^{ère} proposition.

Mode	Période (sec)	Masse Cumulées UX (%)	Masse Cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)
1	1,41	46,55	16,87	46,55	16,87
2	1,34	67,70	63,81	21,15	46,93
3	0,94	70,13	70,48	2,43	6,67
4	0,81	70,25	70,76	0,11	0,28
5	0,60	70,38	70,77	0,13	0,00
6	0,55	79,32	70,85	8,95	0,08
7	0,48	79,54	71,27	0,22	0,43
8	0,17	90,48	89,66	0,40	0,15
9	0,17	90,49	89,66	0,01	0,00
10	0,17	90,49	89,71	0,00	0,05
11	0,16	90,63	89,80	0,14	0,09
12	0,16	90,68	90,21	0,05	0,41

Tableau V. 6 : Périodes et coefficients de participation modaux.

➤ **Les trois premiers modes de déformation de la structure :**

1^{er} Mode :

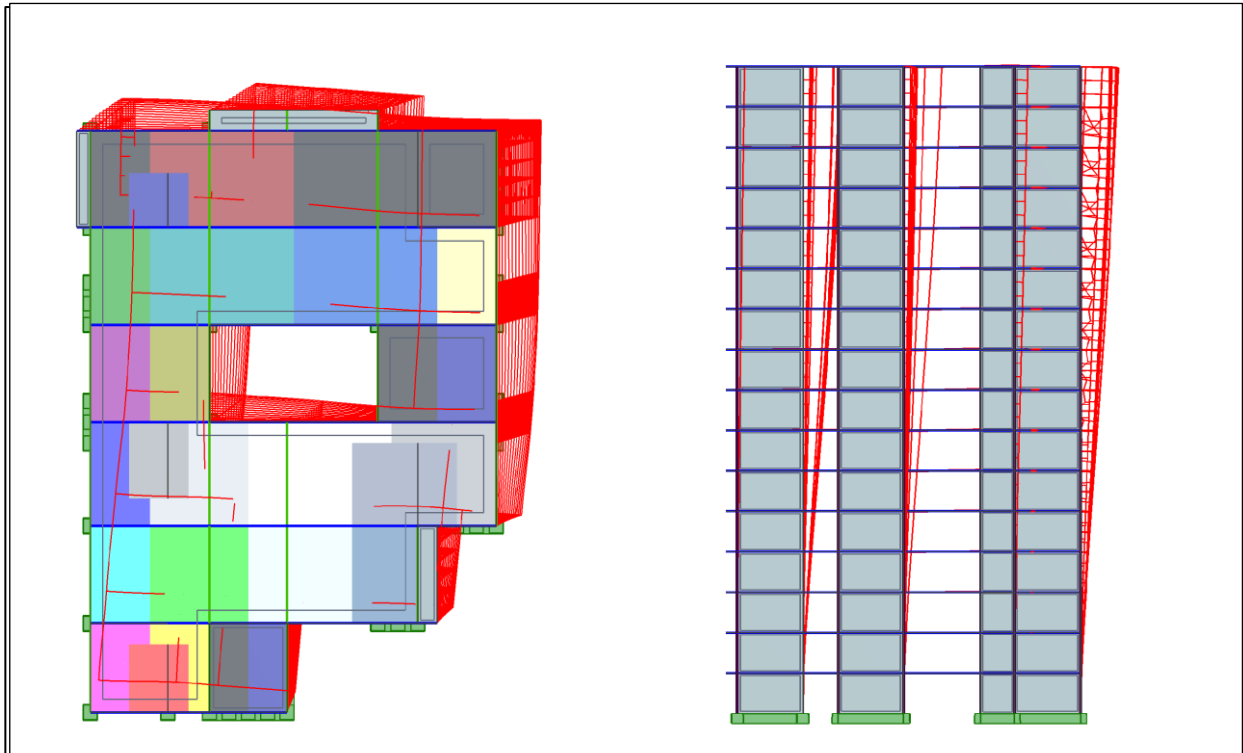


Figure V. 7 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1.41sec).

2^{ème} Mode :

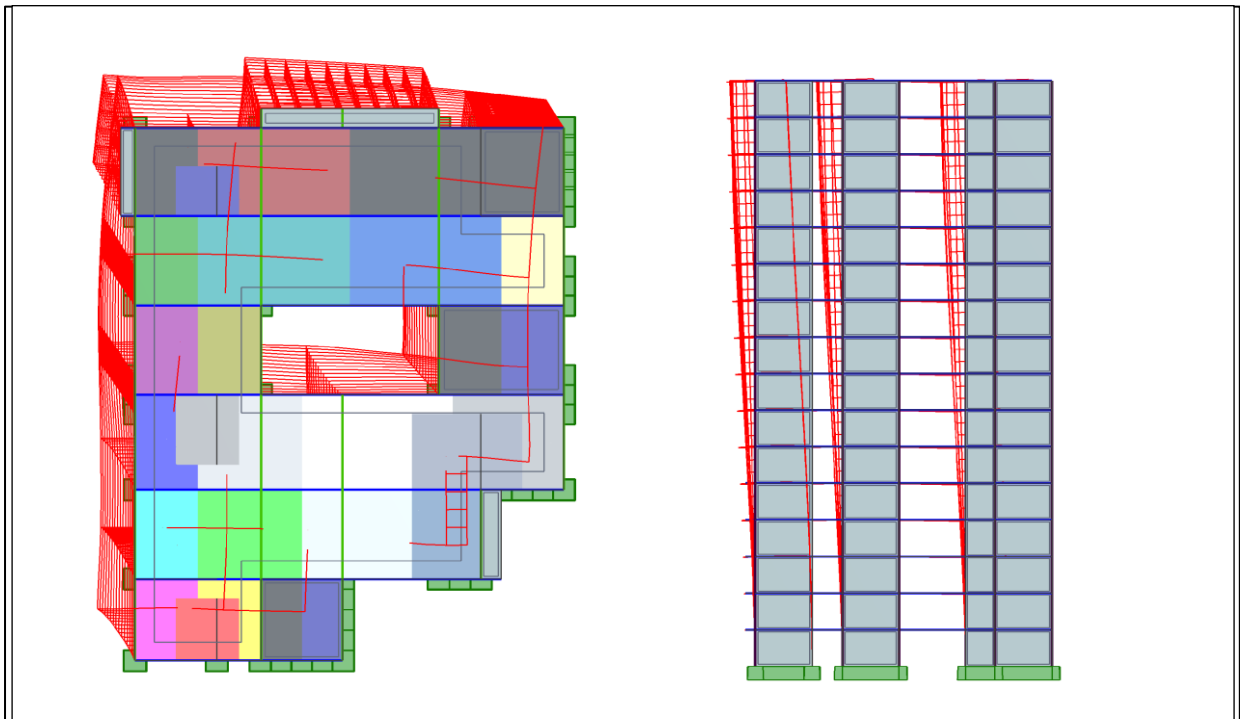


Figure V. 8 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1,34sec).

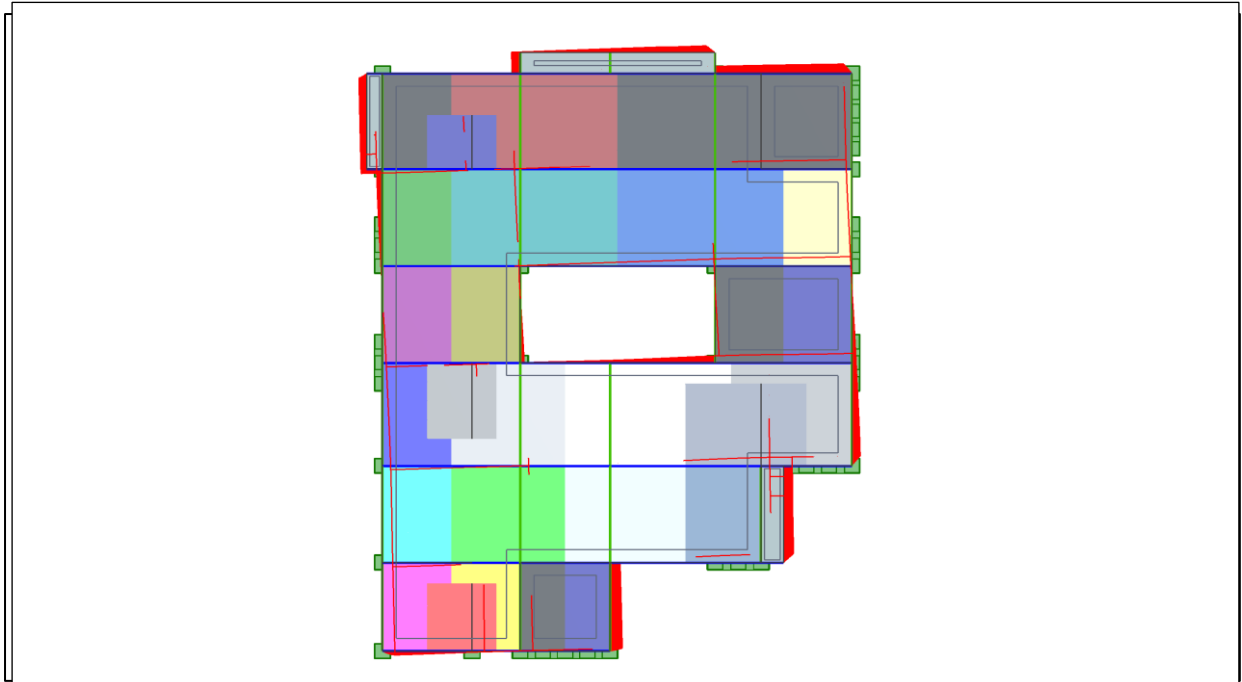
3^{ème} Mode :

Figure V. 9 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=0,94\text{sec}$).

➤ **Interprétation des résultats :**

1. La **période fondamentale** de la structure $T_x = 1.41 \text{ sec}$, on remarque une **légère abaissement de la valeur** de la période néanmoins et on remarque l'apparition de la torsion dans les deux premiers modes.

2. Le premier mode est un mode de translation selon l'axe X, avec une mobilisation de $U_x = 46,55\%$ de la masse modale couplé avec de la torsion.

3. Le deuxième mode ($T_x = 1.34\text{sec}$) est un mode de translation selon l'axe Y avec $U_y = 46,93\%$ de la masse modale couplé aussi avec de la torsion.

4. Le troisième mode est un mode de torsion pure.

5. Il faut 12 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y [RPA2024(Art. 4.3.4 -a)].

❖ **Conclusion :**

La structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion, et pour cette raison on doit changer la disposition de certains voiles et ajouter d'autres pour rapprocher le centre de torsion au centre de masse.

V.5.2.2. Délitration de la nouvelle structure :

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal. Nous présenterons dans ce qui suivra proposition toutes les variantes.

❖ Deuxième proposition :

Le système de contreventement proposé se présente comme suit :

- 10 voiles transversaux (sens-X) de 20 cm.
- 06 voiles longitudinaux (sens-Y) de 20 cm.
- Escalier est modélisé.

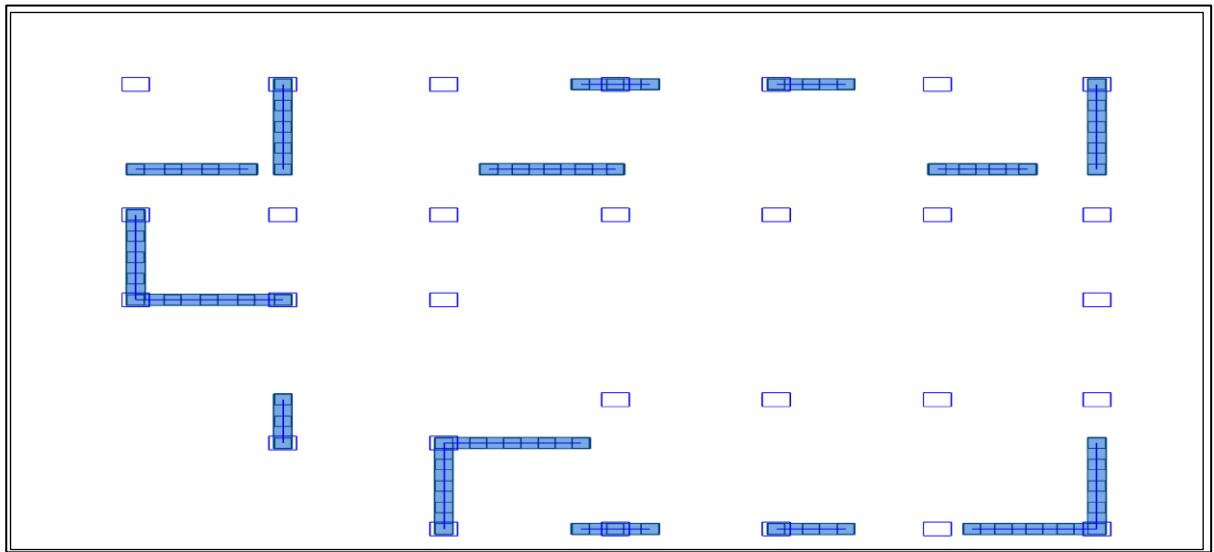


Figure V. 10: Vue en 2D et plan de la 1^{ère} proposition.

Mode	Période (sec)	Masse Cumulées UX (%)	Masse Cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)
1	1,36	0,01	64,72	0,01	64,72
2	1,30	68,87	64,72	68,86	0,00
3	0,92	69,40	70,66	0,53	5,93
4	0,80	69,41	70,82	0,01	0,16
5	0,59	69,72	70,82	0,32	0,01
6	0,54	78,53	70,92	8,80	0,09
7	0,47	78,74	71,49	0,22	0,57
8	0,17	90,00	89,63	0,46	0,21
9	0,17	90,00	89,64	0,00	0,00
10	0,16	90,07	89,83	0,07	0,19
11	0,16	90,19	89,83	0,12	0,00
12	0,16	90,24	90,24	0,05	0,40

Tableau V. 7 : Périodes et coefficients de participation modaux.

➤ Les trois premiers modes de déformation de la structure :

1^{er} Mode :

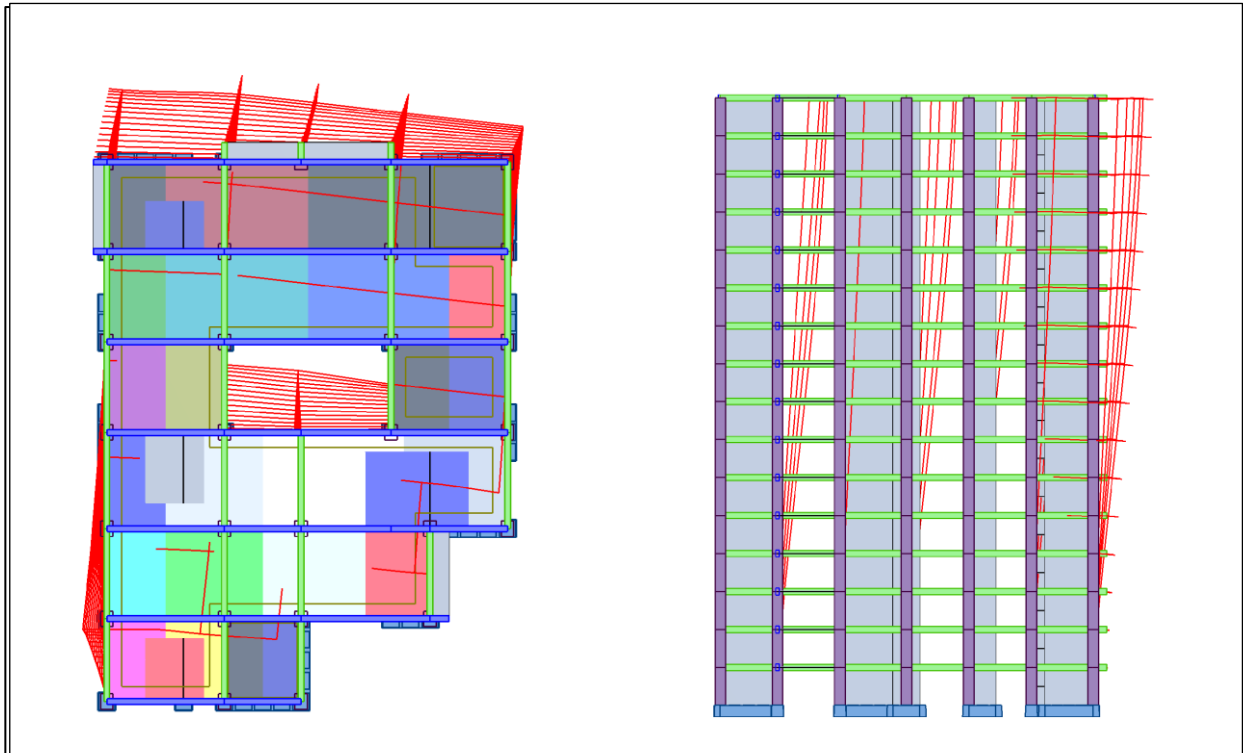


Figure V. 11: Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1. 36sec).

2^{ème} Mode :

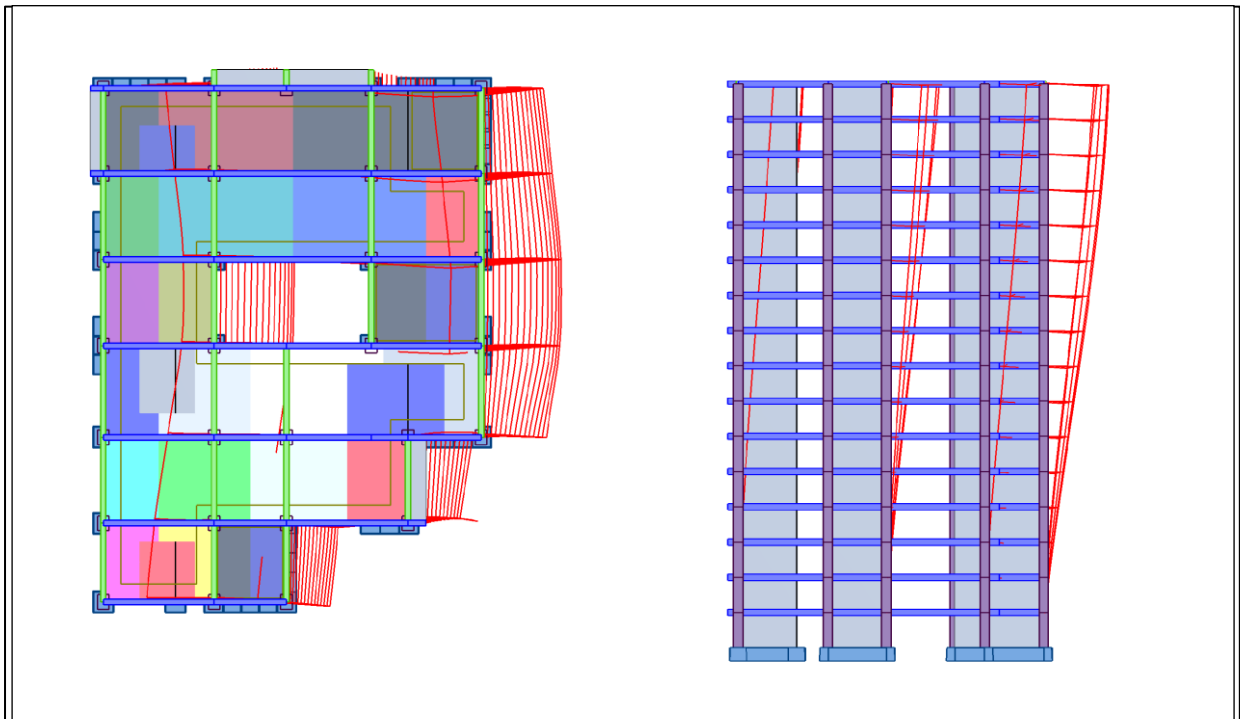


Figure V. 12: Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1,30sec).

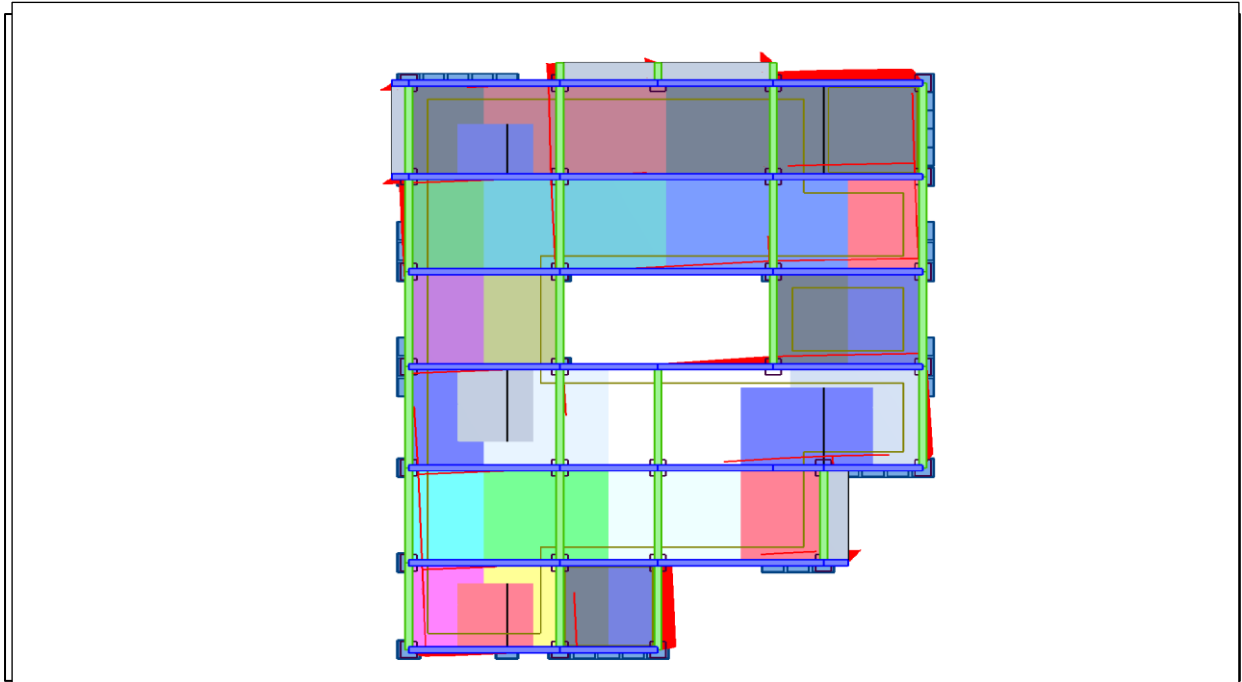
3^{ème} Mode :

Figure V. 13: Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=0,92\text{sec}$).

➤ **Interprétation des résultats :**

6. La période fondamentale de la structure $T_y = 1.36 \text{ sec}$, on remarque une légère amélioration de la période néanmoins la structure reste un peu flexible.

7. Le premier mode est un mode de translation selon l'axe Y, avec une mobilisation de $U_y = 64,72\%$ de la masse modale.

8. Le deuxième mode ($T_x = 1.30\text{sec}$) est un mode de translation selon l'axe avec $U_x = 68,86\%$ de la masse modale.

9. Le troisième mode est un mode de torsion pure.

10. Il faut 12 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y [RPA2024(Art. 4.3.4 -a)].

❖ **Conclusion :**

La période fondamentale de la structure $T_y = 1.36 \text{ sec}$, on remarque une légère amélioration de la période néanmoins la structure reste un peu flexible.

Pour cette raison, on propose une nouvelle conception en changeant le nombre, la longueur et L'emplacement certains voiles afin de "remédier à cette anomalie".

V.5.2.3. Délisation de la nouvelle structure :

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal. Nous présenterons dans ce qui suivra proposition toutes les variantes.

❖ Troisième proposition :

Le système de contreventement proposé se présente comme suit :

- 12 voiles transversaux (sens-X) de 20 cm.
- 13 voiles longitudinaux (sens-Y) de 20 cm.
- Escalier est modélisé.

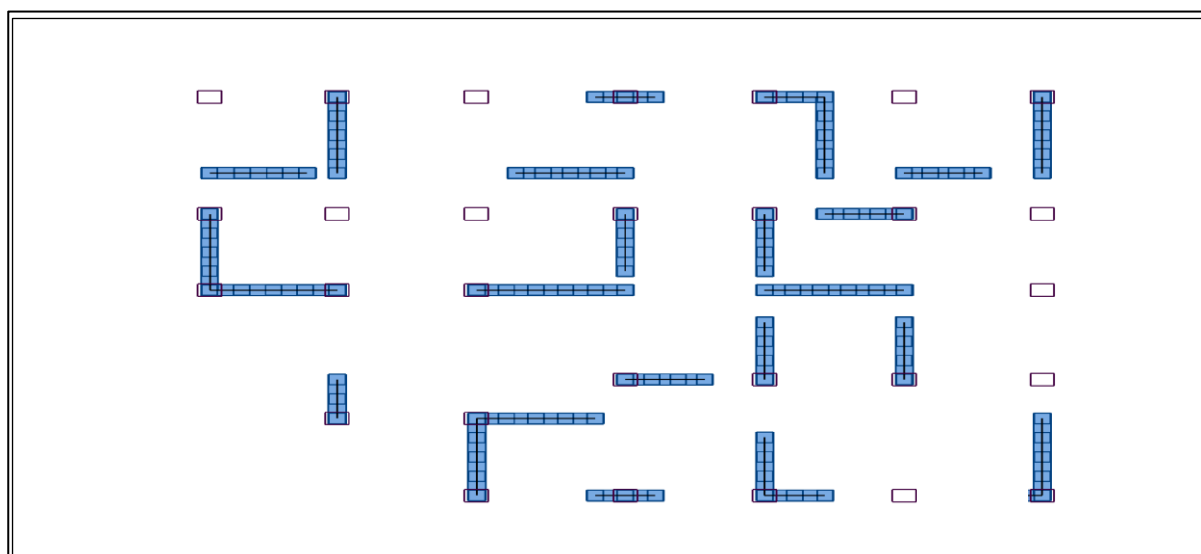


Figure V. 14: Vue en 2D et plan de la 1^{ère} proposition.

Mode	Période (sec)	Masse Cumulées UX (%)	Masse Cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)
1	1,15	0,39	60,41	0,39	60,41
2	1,05	67,99	61,27	67,60	0,86
3	0,89	69,28	69,90	1,29	8,63
4	0,70	69,54	70,21	0,26	0,31
5	0,54	69,92	70,31	0,38	0,10
6	0,46	69,93	70,31	0,01	0,00
7	0,42	69,99	70,31	0,06	0,00
8	0,17	90,00	89,63	0,46	0,21
9	0,17	90,00	89,64	0,00	0,00
10	0,16	90,07	89,83	0,07	0,19
11	0,16	90,19	89,83	0,12	0,00
12	0,16	90,24	90,24	0,05	0,40

Tableau V. 8 : Périodes et coefficients de participation modaux.

➤ Les trois premiers modes de déformation de la structure :

1^{er} Mode :

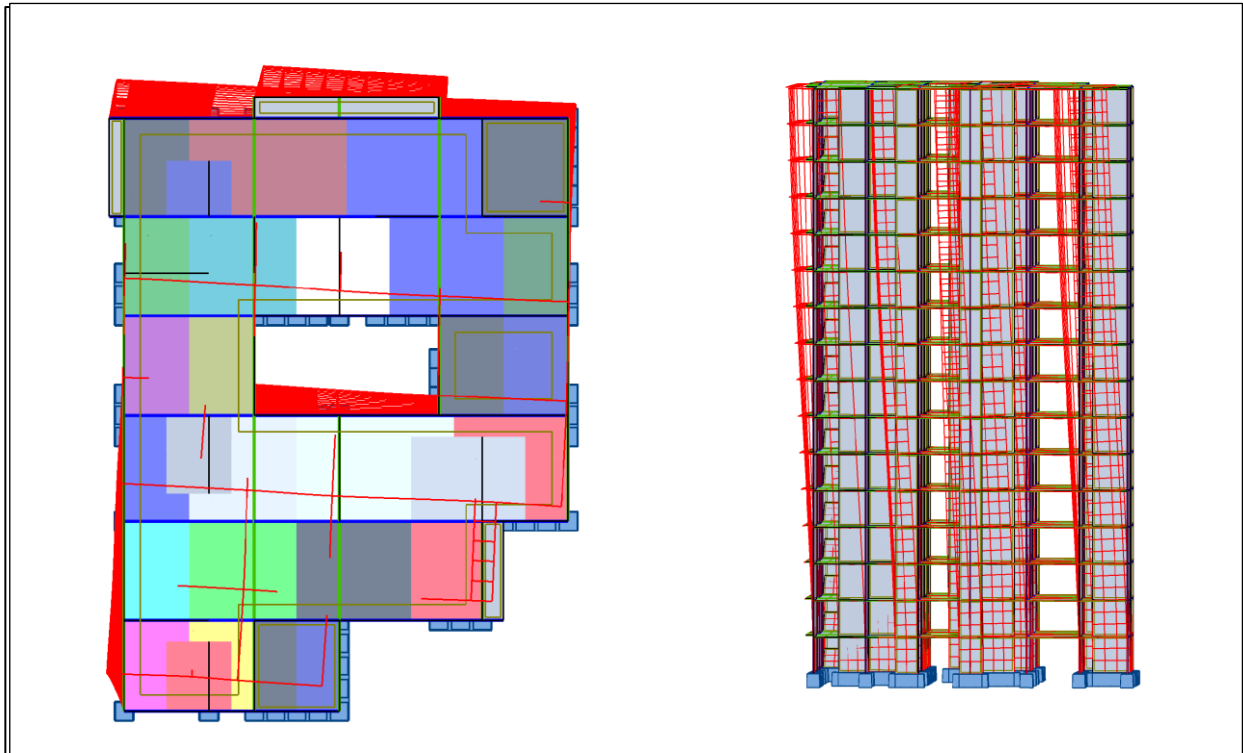


Figure V. 15 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1.15sec).

2^{ème} Mode :

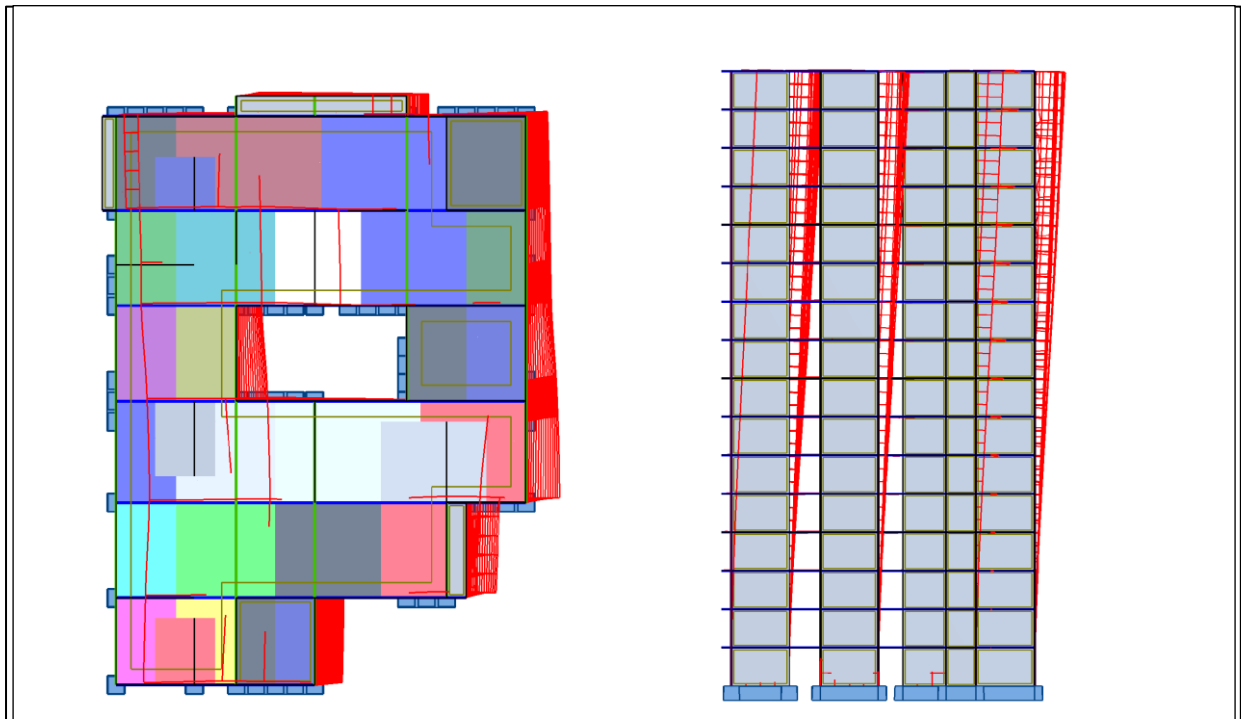


Figure V. 16 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=1,05sec).

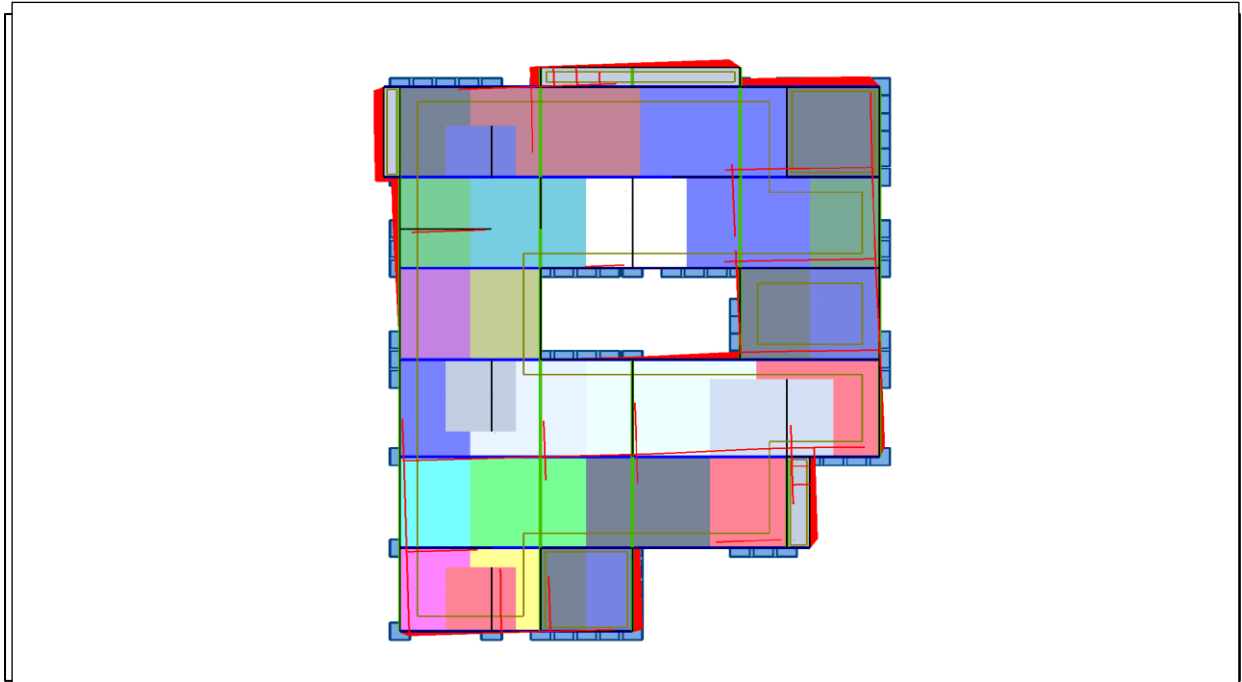
3^{ème} Mode :

Figure V. 17 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0,89sec).

➤ **Interprétation des résultats :**

11. La période fondamentale de la structure $T_y = 1.15 \text{ sec}$, on remarque une légère amélioration de la période néanmoins la structure reste un peu flexible.

12. Le premier mode est un mode de translation selon l'axe Y, avec une mobilisation de $U_y = 60.41\%$ de la masse modale.

13. Le deuxième mode ($T_x = 1.05\text{sec}$) est un mode de translation selon l'axe avec $U_x = 67.60\%$ de la masse modale.

14. Le troisième mode est un mode de torsion pure.

15. Il faut 12 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y [RPA2024(Art. 4.3.4 -a)].

❖ **Conclusion :**

La construction présente une bonne conception vis à vis de la torsion aussi on constate une nette amélioration du comportement de notre structure vis-à-vis la période, cette variante sera retenue pour le reste de l'étude sismique de la structure.

Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :**V.4.2. Vérification de la classification des systèmes de contreventement : RPA 2024 (art.3.5. A)**

	Fz totale	Fz voile	65% Vs	Fz voile >65%FzT
Sens X	7221.95	5325.56	4694.27	C.V
Sens Y	5820.03	5872,13	3783.02	C.V

Tableau V.9 : vérification de la classification des systèmes de contreventement.

Système de contreventement constitué par des voiles avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement : RPA2024(art 3.5.6.a tableau 3.17).

	Système de contreventement constitué par des voiles
Effort tranchant Vp	$\geq 65\%$
Coefficient de contreventement	4.5

Tableau V. 10 : Coefficient de contreventement.

Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée, principalement, par des voiles structuraux verticaux et dont la résistance à l'effort tranchant, à la base du bâtiment, dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. Donc notre Système de contreventement constitué par des voiles **R = 4.5**

I. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

3) CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE

La résultante des forces sismiques à la base, V , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V , donnée par Eqn (4.1) pour une valeur de la période fondamentale T_0 (cf. § 4.2.4).

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport ($\frac{0.8V}{V_t}$). La force sismique totale V est donnée par la formule (4.1) :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

λ : coefficient de correction, donné par la formule (4.2)

$$\lambda = \begin{cases} 0.85: \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 \text{ autrement} \end{cases} \quad \text{On a:}$$

- $T_0 (X) = 1.05s \geq (2 \times 0.50) = 1s$ **condition non vérifier**
- $T_0 (Y) = 1.15s \geq (2 \times 0.50) = 1s$ **condition non vérifier**
- Notre bâtiment est *a plus de 2 niveaux*, on a **15** niveaux **condition vérifier**

Donc on prend : **$\lambda = 0.85$**

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

$$\frac{S_{ad}}{g} (T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5 \frac{Q_E}{K} - \frac{2}{3}) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. [2.5 \frac{Q_E}{K}] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. [2.5 \frac{Q_E}{K}] \cdot [\frac{T_2}{T}] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. [2.5 \frac{Q_E}{K}] \cdot [\frac{T_3 - T}{T_3}] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

- ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE :

La formule empirique utilisée selon les cas est la suivante : **$T_{\text{empirique}} = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$**

- **h_n** en m: Hauteur du bâtiment mesurée depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide de la structure jusqu'au dernier niveau (N) **$h_n = 48.96 \text{ m}$** .

- **C_t** : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage Tableau (4.3).

Cas	Système de contreventement	C_t
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Notre cas est autre type de structure **$C_t = 0.050$** ; **$T_{\text{empirique}} = 0.050 (48.96)^{3/4} = 0.93s$**

- **PERIODE A UTILISER POUR LE CALCUL :**

Dans l'application de la méthode statique équivalente développée, cf. § 4.2, les valeurs de (T_0), calculée à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique (cf. Eqn. (4.4)).

La valeur maximale de la période fondamentale, à utiliser dans la méthode statique équivalente, est alors égale à **(1.3 Empirique)**.

Le Tableau (4.4) donne les valeurs de la période, (T_0), à utiliser dans la formule de calcul de I 'effort tranchant à la base V.

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

Table 4.4: Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

CAS	PERIODE A UTILISE DANS LE CALCUL
T calcul (x) = 1.05 < 1.3x (0.93) = 1.21s	$T_0(x) = T \text{ calcul (x)} = 1.05s$
T calcul (y) = 1.15 < 1.3x (0.93) = 1.21s	$T_0(y) = T \text{ calcul (y)} = 1.15s$

Tableau V.11 : vérification de la période de calcul de VMSE.

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W ; calculés à chaque

Niveau « i » : **W = $\sum W_i$** avec $W_i = W_{Gi} + \Psi W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : La charge d'exploitation

Ψ: coefficient de pondération donné par le tableau 4.2 (RPA2024) Pour un bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés **Ψ = 0.20**

Cas	Type d'ouvrage	Ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
2a	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
2b	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Table 4.2: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i

Poids total du bâtiment : **W_t = 105667.39KN** (d'après le Robot)

TABLEAUX RECABTULATIF PARAMETRE DU SPECTRE	
A	0,20
I	1.20
S	1.20
QF_x	1.20
QF_y	1.20
R	4.5 ^(a)
λ	0.85
W	105688.79 (Selon Robot)
T₀ (sec)	T_{0x}=1.05 ; T_{0y}=1.15
T1 (sec)	0.1
T2 (sec)	0.50
T3 (sec)	2

- **LA FORCE SISMIQUE TOTALE**

	EX	EY
λ	0.85	0.85
<u>T₂ = 0.50 ≤ T₀ = 1.15 ≤ T₃ = 2</u>		
$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A \cdot I \cdot S \left[2.50 \times \frac{QF}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T_0} \right]$	0,088	0,073
W	<u>105667.39</u>	<u>105667.39</u>
<u>LA FORCE SISMIQUE</u>	<u>7903.92</u>	<u>6556.66</u>

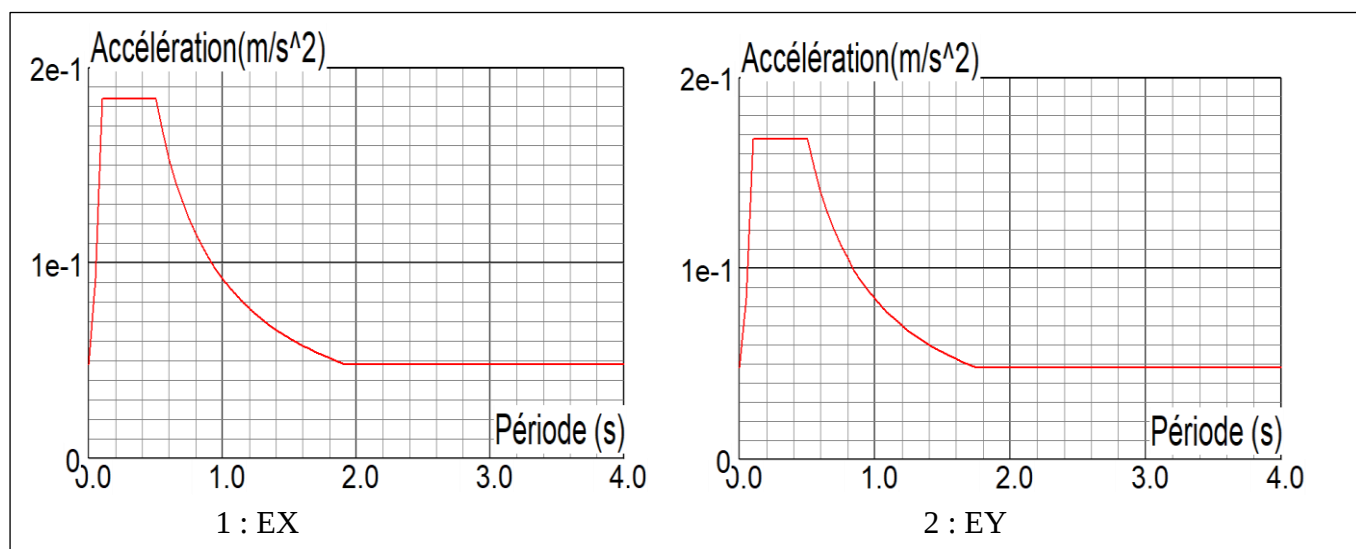


Figure V. 18 : Spectre de calcul.

4) Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

<u>LA FORCE</u> <u>SISMIQUE</u>	MDS (KN)	MSE (KN)	80% V	0.8Vs < Vt
EX	<u>7221,95</u>	<u>7903.92</u>	<u>6323.14</u>	Vérifie
EY	<u>5828,46</u>	<u>6556.66</u>	<u>5245.33</u>	Vérifie

Tableau V. 12 : Récapitulatif résultats de la vérification de l'effort tranchant

Conclusion :

La condition de l'article (4.3.5) des règles **RPA2024** est vérifiée dans les deux sens.

V.6.3.3 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : **RPA2024(art 4.7) (4.8)**

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

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

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i.

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i , j.

- **Sens X-X :** $T_x = 1.05\text{sec}$ $V_x = 7221,95\text{KN}$

$$T_x = 1.05 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07 \cdot T \cdot V = 0.07 \times 1.05 \times 7221,95 = 530.81 \text{KN}$$

- **Sens Y-Y :** $T_y = 1.15\text{sec}$ $V_y = 5828,46\text{KN}$

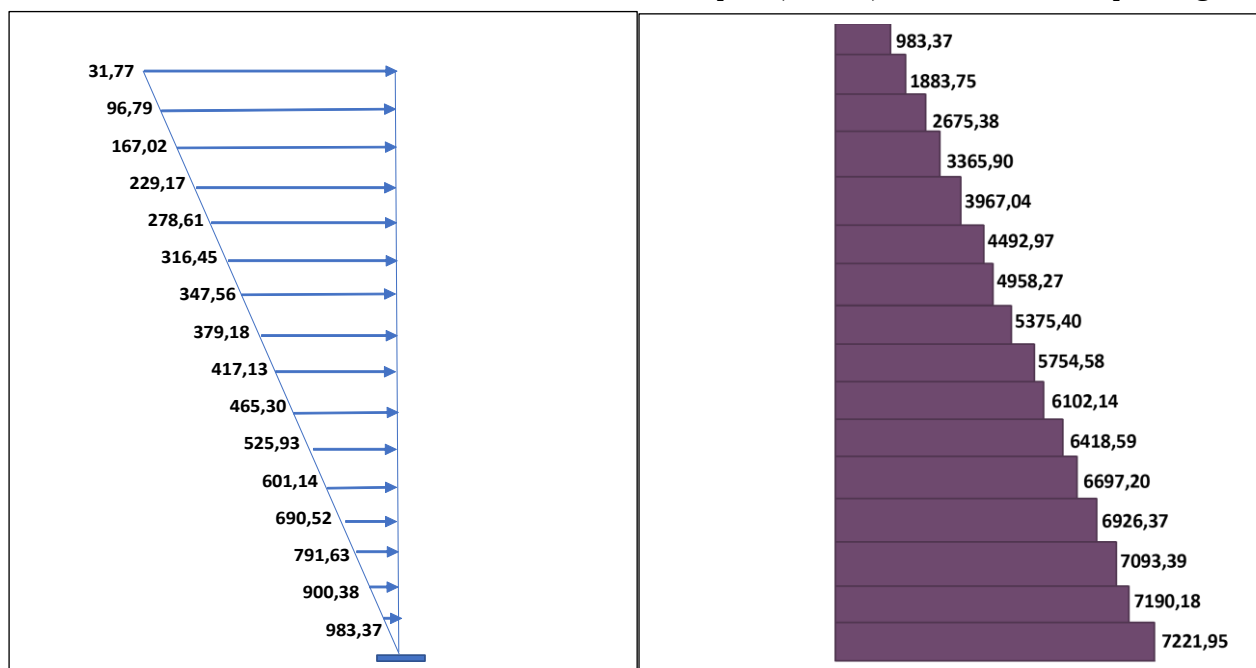
$$T_y = 1.15 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0.07 \cdot T \cdot V = 0.07 \times 1.15 \times 5828,46 = 469.19 \text{KN}$$

	T(sec)	V(KN)	Ft (KN)
Sens X-X	1.05	7221,95	530.81
Sens Y-Y	1.15	5828,46	469.19

Tableau V. 13 : résultant des forces concentrées.

➤ **Distribution des forces sismiques (sens X) :**

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	V_x-F_t (KN)	$W_i \times h_i$	F_{ix} (KN)	V_{ix} (KN)
RDC	7189,41	3,06	6691.14	21999,5946	31,77	983,37
1	7201,48	6,12	6691.14	44073,0576	96,79	1883,75
2	7201,48	9,18	6691.14	66109,5864	167,02	2675,38
3	7201,48	12,24	6691.14	88146,1152	229,17	3365,9
4	7201,48	15,3	6691.14	110182,644	278,61	3967,04
5	7201,48	18,36	6691.14	132219,1728	316,45	4492,97
6	7201,48	21,42	6691.14	154255,7016	347,56	4958,27
7	7201,48	24,48	6691.14	176292,2304	379,18	5375,4
8	7201,48	27,54	6691.14	198328,7592	417,13	5754,58
9	7201,48	30,6	6691.14	220365,288	465,3	6102,14
10	7201,48	33,66	6691.14	242401,8168	525,93	6418,59
11	7201,48	36,72	6691.14	264438,3456	601,14	6697,2
12	7201,48	39,78	6691.14	286474,8744	690,52	6926,37
13	7201,48	42,84	6691.14	308511,4032	791,63	7093,39
14	7094,40	45,9	6691.14	325632,96	900,38	7190,18
15	7764,23	48,96	6691.14	380136,7008	983,37	7221,95
				3019568,251		

Tableau V. 14 : Distribution des forces sismiques (sens X) au niveau de chaque étage.**Figure V19:** Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens X.

➤ Distribution des forces sismiques (sens Y) :

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	V_Y-F_t (KN)	$W_i \times h_i$	F_{iY} (KN)	V_{iY} (KN)
RDC	7189,41	3,06	5358.97	21999,5946	29,12	699,93
1	7201,48	6,12	5358.97	44073,0576	93,1	1337,18
2	7201,48	9,18	5358.97	66109,5864	162,62	1886,6
3	7201,48	12,24	5358.97	88146,1152	218,71	2352,96
4	7201,48	15,3	5358.97	110182,644	253,97	2747,13
5	7201,48	18,36	5358.97	132219,1728	271,91	3083,55
6	7201,48	21,42	5358.97	154255,7016	281,87	3378,57
7	7201,48	24,48	5358.97	176292,2304	293,22	3647,45
8	7201,48	27,54	5358.97	198328,7592	311,32	3901,13
9	7201,48	30,6	5358.97	220365,288	339,59	4144,46
10	7201,48	33,66	5358.97	242401,8168	381,98	4377,47
11	7201,48	36,72	5358.97	264438,3456	443,83	4595,9
12	7201,48	39,78	5358.97	286474,8744	528,09	4789,35
13	7201,48	42,84	5358.97	308511,4032	632,66	4940,38
14	7094,40	45,9	5358.97	325632,96	749,03	5031,67
15	7764,23	48,96	5358.97	380136,7008	837,44	5061,67
				14716134,65		

Tableau V. 14 : Distribution des forces sismiques (sens Y) au niveau de chaque étage.

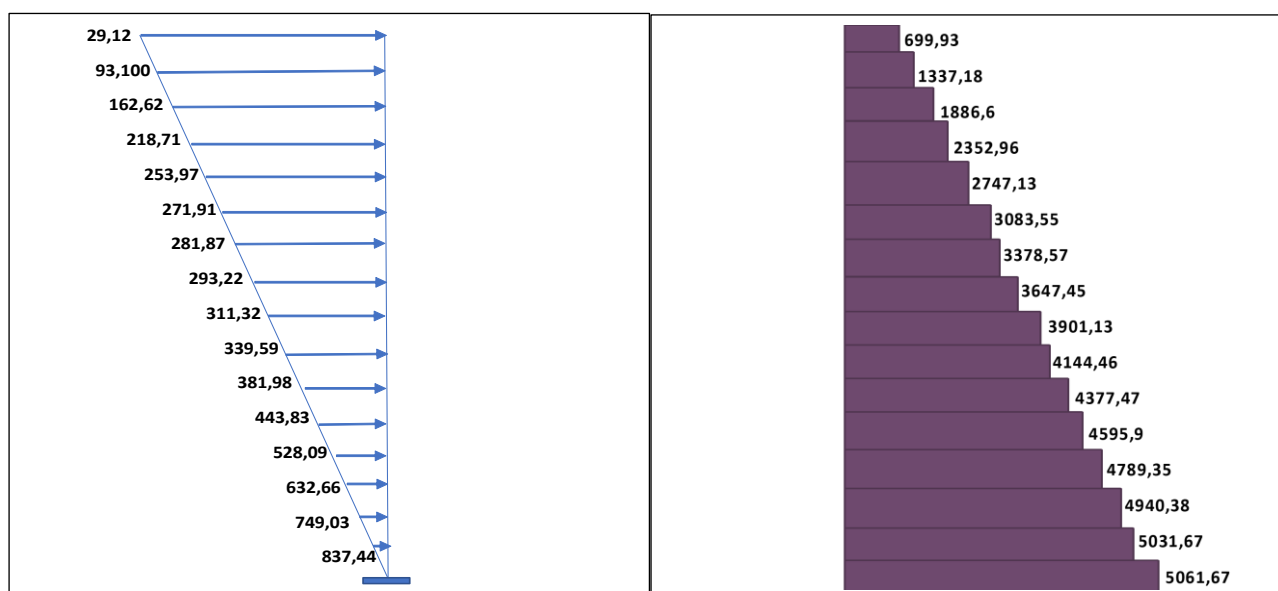


Figure V20 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens Y.

V.4.3. Vérification les déplacements : RPA2024 (art 4.43)

Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ Avec :}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : Coefficient de comportement ($R = 4.5$).

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$.

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (E_x et E_y)

L'article 5.10 du RPA2024.

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_K \leq \Delta_{adm} = 0.01 \times h_e$ Avec :

h_e : étant la hauteur de l'étage considéré.

Δ_{adm} : Déplacement admissible égale à ($1\% h_e = 0.01 \times 3.06 = 0.0306 \text{ m} = 3.06 \text{ cm}$).

Etage	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta x(\text{cm})$	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm})$	$\Delta_{adm}(\text{cm})$	$\delta_k < \Delta_{adm}$
RDC	0,1	0,1	0,1	0,1	3.06	CV
1	0,2	0,1	0,2	0,1	3.06	CV
2	0,4	0,2	0,4	0,2	3.06	CV
3	0,6	0,2	0,6	0,2	3.06	CV
4	0,8	0,2	0,8	0,2	3.06	CV
5	1,0	0,2	1,0	0,2	3.06	CV
6	1,3	0,2	1,2	0,2	3.06	CV
7	1,5	0,2	1,5	0,2	3.06	CV
8	1,8	0,2	1,7	0,2	3.06	CV
9	2,0	0,2	1,9	0,2	3.06	CV
10	2,2	0,2	2,1	0,2	3.06	CV
11	2,5	0,2	2,4	0,2	3.06	CV
12	2,7	0,2	2,6	0,2	3.06	CV
13	2,9	0,2	2,7	0,2	3.06	CV
14	3,1	0,2	2,9	0,2	3.06	CV
15	3,2	0,2	3,1	0,2	3.06	CV

Tableau V. 15 : Déplacements absolus pour les deux sens.

Donc : Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (**Article : 5.9**) (**Page : 63**) du **RPA2024** et vérifier.

V.4.4. Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) : RPA99/V2003 (art 5.9) p40

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k

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

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 de l'étage k .

- Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés un facteur égal à : $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si : $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

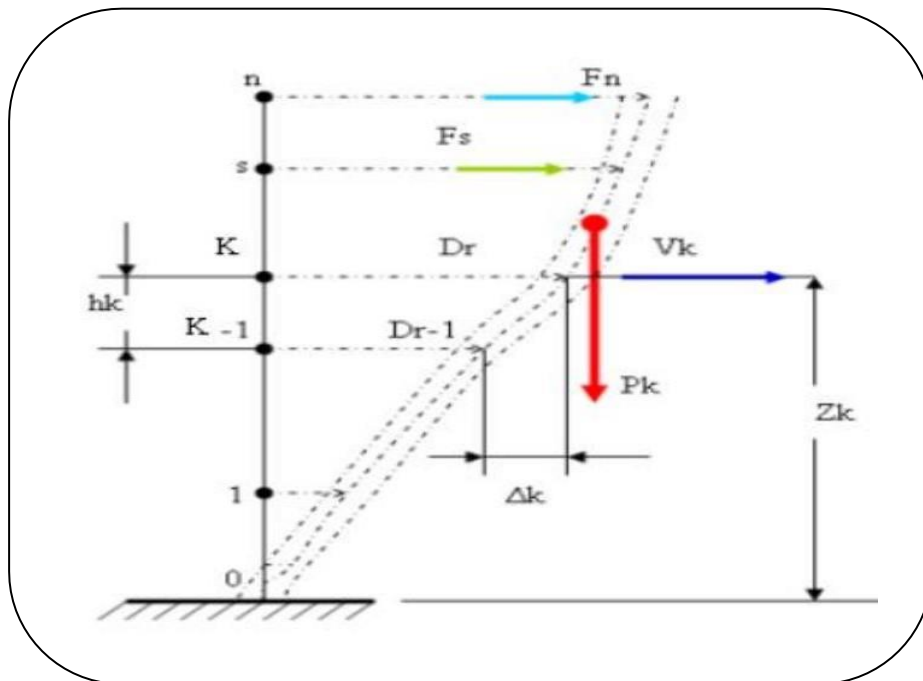


Figure V. 21 : Notion des efforts du second ord

Etag	h _k [m]	P _k [KN]	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ _k [m]	V _x [KN]	Θ	Δ _k [m]	V _y [KN]	Θ
RDC	3.06	105667,39	0,1	7221,95	0,005	0,1	5828,46	0,006
1	3.06	98919,97	0,1	7190,18	0,004	0,1	5799,34	0,006
2	3.06	92356,65	0,2	7093,39	0,009	0,2	5706,24	0,011
3	3.06	85793,33	0,2	6926,37	0,008	0,2	5543,62	0,010
4	3.06	79230,01	0,2	6697,20	0,008	0,2	5324,91	0,010
5	3.06	72666,69	0,2	6418,59	0,007	0,2	5070,94	0,009
6	3.06	66103,37	0,2	6102,14	0,007	0,2	4799,03	0,009
7	3.06	59540,05	0,2	5754,58	0,007	0,2	4517,16	0,009
8	3.06	52976,73	0,2	5375,40	0,006	0,2	4223,94	0,008
9	3.06	46413,41	0,2	4958,27	0,006	0,2	3912,62	0,008
10	3.06	39850,09	0,2	4492,97	0,006	0,2	3573,03	0,007
11	3.06	33286,77	0,2	3967,04	0,005	0,2	3191,05	0,007
12	3.06	26723,45	0,2	3365,90	0,005	0,2	2747,22	0,006
13	3.06	20160,13	0,2	2675,38	0,005	0,2	2219,13	0,006
14	3.06	13596,81	0,2	1883,75	0,005	0,2	1586,47	0,006
15	3.06	7764,23	0,2	983,37	0,005	0,2	837,44	0,006

Tableau V. 16 : Vérification de l'effet P-Δ pour les deux sens.

On remarque que les valeurs de Θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet **P-Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'**art 5.10 du RPA 2024** est vérifiée.

V.4.5. Vérification au renversement :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$$

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times (X_G ; Y_G)$$

W : Le poids total de la structure.

X_G ; Y_G : Dimension de la structure (Largeur ou Longueur).

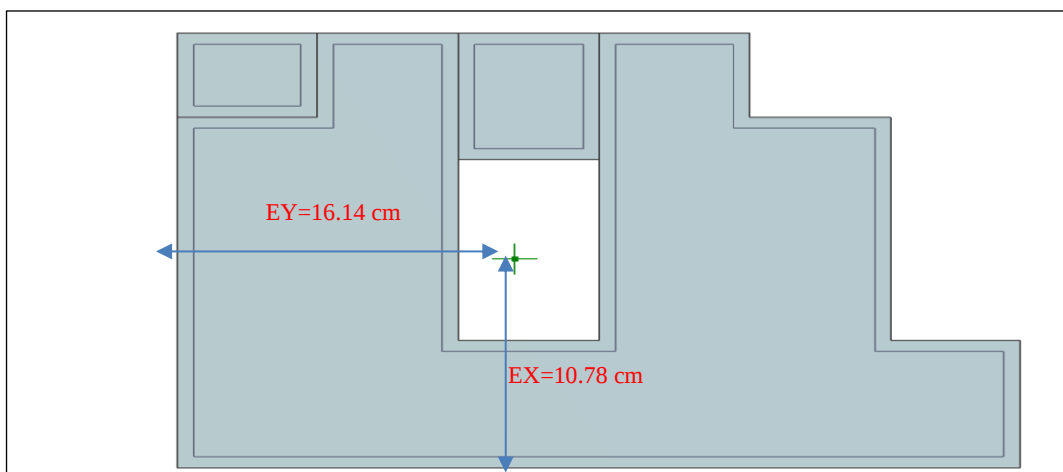


Figure V. 22 : Schéma de centre de gravité de la structure.

On prend X_G et Y_G le plus petit du dimensionnement de la structure car il donne le cas favorable du moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

Etage	h_i (m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
		F_{ix} (KN)	$F_{ix} \times h_i$	F_{iy} (KN)	$F_{iy} \times h_i$
RDC	3,06	31,77	97,2162	29,12	89,1072
1	6,12	96,79	592,3548	93,1	569,772
2	9,18	167,02	1533,2436	162,62	1492,8516
3	12,24	229,17	2805,0408	218,71	2677,0104
4	15,3	278,61	4262,733	253,97	3885,741
5	18,36	316,45	5810,022	271,91	4992,2676
6	21,42	347,56	7444,7352	281,87	6037,6554
7	24,48	379,18	9282,3264	293,22	7178,0256
8	27,54	417,13	11487,7602	311,32	8573,7528
9	30,6	465,3	14238,18	339,59	10391,454
10	33,66	525,93	17702,8038	381,98	12857,4468
11	36,72	601,14	22073,8608	443,83	16297,4376
12	39,78	690,52	27468,8856	528,09	21007,4202
13	42,84	791,63	33913,4292	632,66	27103,1544
14	45,9	900,38	41327,442	749,03	34380,477
15	48,96	983,37	48145,7952	837,44	41001,0624
$M_r = \sum F_i \times h_i$			248185,829	/	198534,636

Tableau V. 17 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.

➤ **Vérifications :**• **Sens X-X :**

$$M_S = 105667.39 \times 10.78 = 1139094,46 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{1139094,46}{248185,8288} = 5.19 > 1.3 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Sens Y-Y:**

$$M_S = 105667.39 \times 16.14 = 1705471,68 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_r} = \frac{1705471,68}{198534,636} = 8.59 > 1.3 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V.4.6. Caractéristique géométrique et massique :**V.4.6.1. Centre de masse :**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère globale.

V.4.6.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux.

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après :

$$Y_{CT} = \frac{\sum L_{xj} \cdot X_j}{\sum L_{xj}} \quad X_{CT} = \frac{\sum L_{yj} \cdot Y_j}{\sum L_{yj}}$$

XCT, YCT : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.) Avec :

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

V.4.6.3. L'excentricité théorique et accidentelle :**➤ L'excentricité théorique :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}| \quad e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

➤ L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99/V2003(art4.2.7)** est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- **Eax** = 0.05 Lx avec : Lx = 21,65m **Ex** = 1,08m.
- **Eay** = 0.05 Ly avec : Ly = 28,75m **Ey** = 1,44m.

Le tableau suivant résume les résultats :

Etage	W [KN]	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	Ex(m)	Ey(m)
RDC	7189,41	10,67	16.12	11.44	16.31	1,08	1,44
1	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
2	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
3	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
4	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
5	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
6	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
7	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
8	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
9	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
10	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
11	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
12	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
13	7201,48	10,67	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
14	7094,40	10,78	16.14	11.44	16.31	1,08	1,44
15	7764,23	10,45	15,84	11.37	16.31	1,08	1,44

Tableau V. 18 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

V.4.7. Vérification de l'effort normal réduit : RPA2024(art 7.1.3.3)

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$.v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.35$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton.

Combinations	$B_c(\text{cm}^2)$	N_d (KN)	v	Observation
G+0.2Q+EX+0.3E _Y	65×80	3708,01	0.24	C.V
G+0.2Q+0.3EX+E _Y	65×80	3434,08	0.22	C.V
G+0.2Q+EX-0.3E _Y	65×80	3256,87	0.21	C.V
G+0.2Q+0.3EX-E _Y	65×80	2895,63	0.19	C.V
G+0.2Q-EX+0.3E _Y	65×80	2824,55	0.18	C.V
G+0.2Q-0.3EX+E _Y	65×80	3084,18	0.20	C.V
G+0.2Q-EX-0.3E _Y	65×80	2729,68	0.17	C.V
G+0.2Q-0.3EX-E _Y	65×80	2767,96	0.18	C.V

Tableau V. 19: Vérifications des efforts normaux réduits.

V.5. Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications on constate que la section des poteaux répond à la condition exigée du RPA2024 à savoir l'article **art 7.1.3.3**.

➤ **Les dimensions finales des éléments principales**

Elément	Epaisseur(cm)	Section(cm^2)
Poteaux	-	65×80
Poutres principales	-	30×55
Poutres secondaires	-	30×50
Voiles	20	-

Tableau V. 20 : Les dimensions finales des éléments principales.

Chapitre V :

Etude au vent

Etude sous charges horizontales :

V.1) Etude au vent :

1) Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction

Supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui

Dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent

Aussi de plusieurs paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

2) Application des R N V 99 :

La vérification de la stabilité d'ensemble :

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le

Bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

Notre construction appartient à la **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

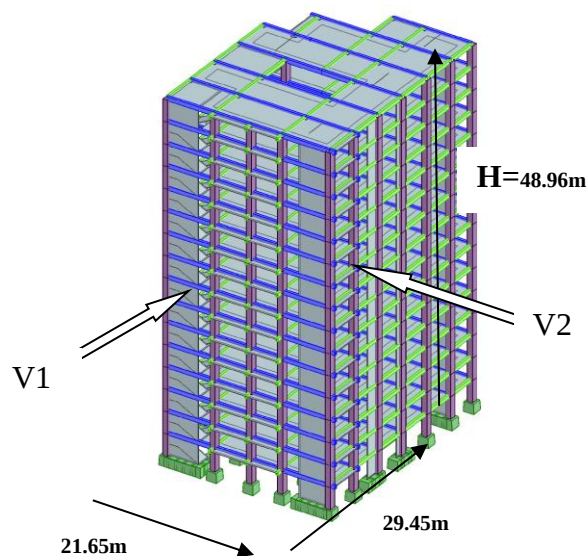


Figure V.1 : Action du vent sur la structure.

L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes :

1) détermination du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à L'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets D'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence Fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51):

En fonction de h et b . exemple :

Sens V1 du vent : $h = 48.96$ et $b = 21.65\text{m}$; Après l'interpolation : **$C_d = 0,95$.**

Sens V2 du vent : $h = 48.96$ et $b = 29.45\text{m}$; Après l'interpolation : **$C_d = 0,925$.**

C_d dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

2) détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article.3.1.1 des RNV99.

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur sont supérieures à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ;

Avec. n . étant le nombre de niveaux de la Construction.

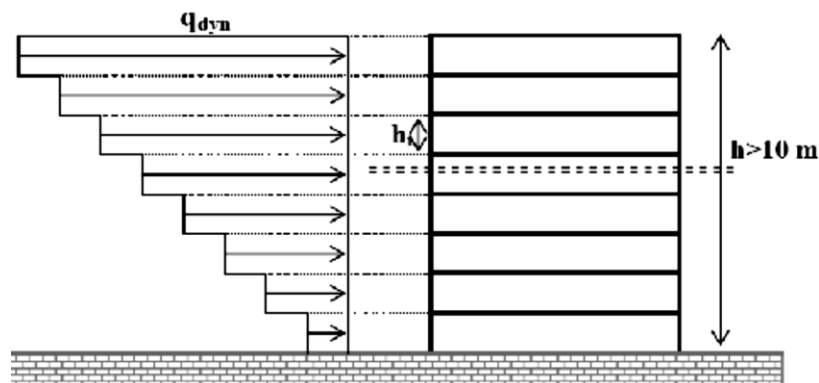


Figure VII.2 Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{\text{dyn}} (Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 des RNV99).

Structure permanente $\rightarrow q_{\text{dyn}} (Z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e (Z_j)$.

Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone IV $\rightarrow q_{\text{ref}} = 470 \text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d' exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

C_T : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 des RNV99).

Site plat $\rightarrow C_T (Z_{\text{eq}}) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du Vent ; Sa valeur est définie par la loi logarithmique

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

$Z_{\min}$: Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 des RNV99) on a :

$$K_T = 0,24.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m.}$$

$$Z_{\min} = 16 \text{ m.}$$

Z : la hauteur considérée

Le tableau suivant résume les coefficients cités suivant :

Z (m)	K_T	Z_0	$Z_{\min}$	C_T	C_r	$C_e(z)$	q_{ref}	$Q_{\text{dyn}}(\text{N/m}^2)$
3,06	0.24	1	16	1	0.67	1,57	470	737.9
6,12	0.24	1	16	1	0.67	1,57	470	737.9
9,18	0.24	1	16	1	0.67	1,57	470	737.9
12,24	0.24	1	16	1	0.67	1,57	470	737.9
15,3	0.24	1	16	1	0.67	1,57	470	737.9
18,36	0.24	1	16	1	0.70	1,67	470	784.9
21,42	0.24	1	16	1	0.74	1,79	470	831.3
24,48	0.24	1	16	1	0.78	1,92	470	902.4
27,54	0.24	1	16	1	0.80	1,98	470	930.6
30,6	0.24	1	16	1	0.82	2,05	470	963.5
33,66	0.24	1	16	1	0.84	2,12	470	996.4
36,72	0.24	1	16	1	0.86	2,18	470	1024.6
39,78	0.24	1	16	1	0.88	2,25	470	1057.5
42,84	0.24	1	16	1	0.90	2.32	470	1090.4
45,9	0.24	1	16	1	0.92	2.39	470	1123.3
48.96	0.24	1	16	1	0.93	2.43	470	1142.1

Tableau V.1 : Valeurs de C_r , C_e et la pression dynamique selon la hauteur Z

3) Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire
Dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array}$$

S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

Exemple de calcul :**1. Parois verticales :****Sens x :**

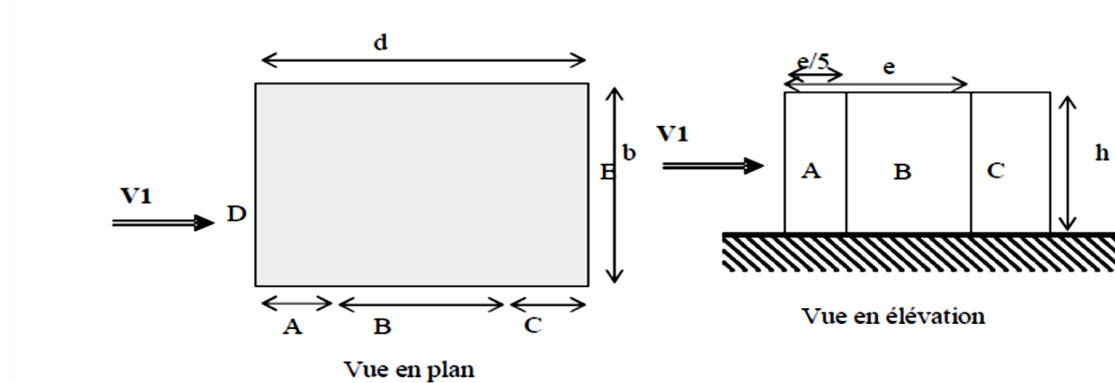
Pour le calcul des valeurs de C_{pe} on réfère au paragraphe 1.1.2 chapitres 5 RNV 99

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent $V1$, $b = 21.65 \text{ m}$

d : la dimension parallèle à la direction du vent $V1$, $d = 29.45 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(21.65 ; 97.92) = 21.65 \text{ m}$

$d > e$ la paroi est divisible en 3 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante

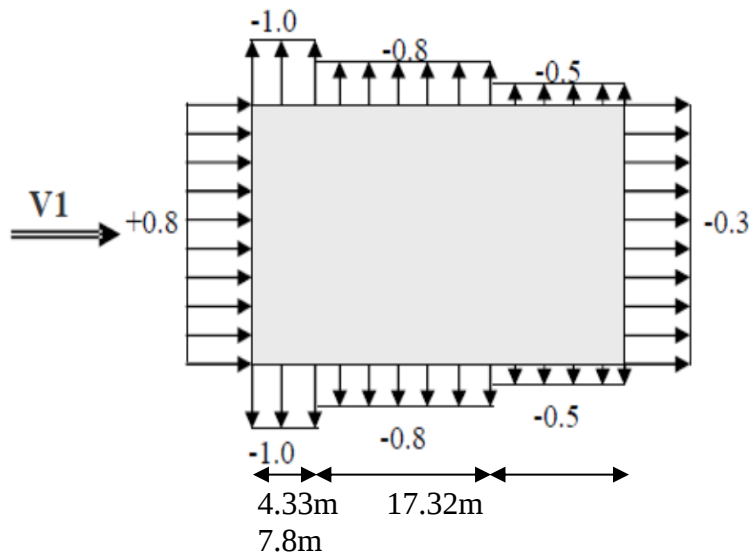


La surface de la paroi considérée $S = 21.65 \times 29.45 = 637.59 \text{ m}^2$. Alors $C_{pe} = C_{pe,10}$

D'après le tableau 5.1 RNV 99 on a :

Le tableau ci-après montre les différents résultats :

	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1.0	-0.8	-0.50	+0.8	-0.30

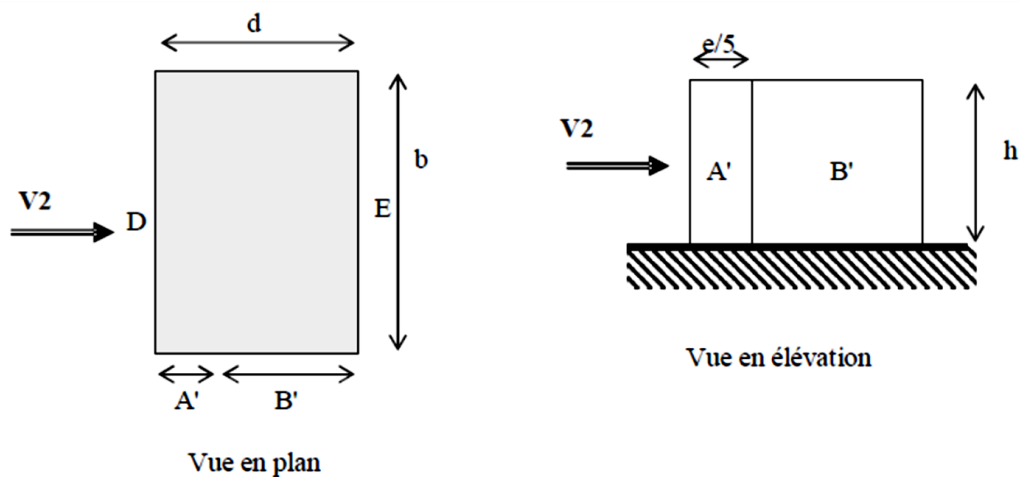


Sens y :

$$b = 29.45 \text{ m}, d = 21.65 \text{ m}$$

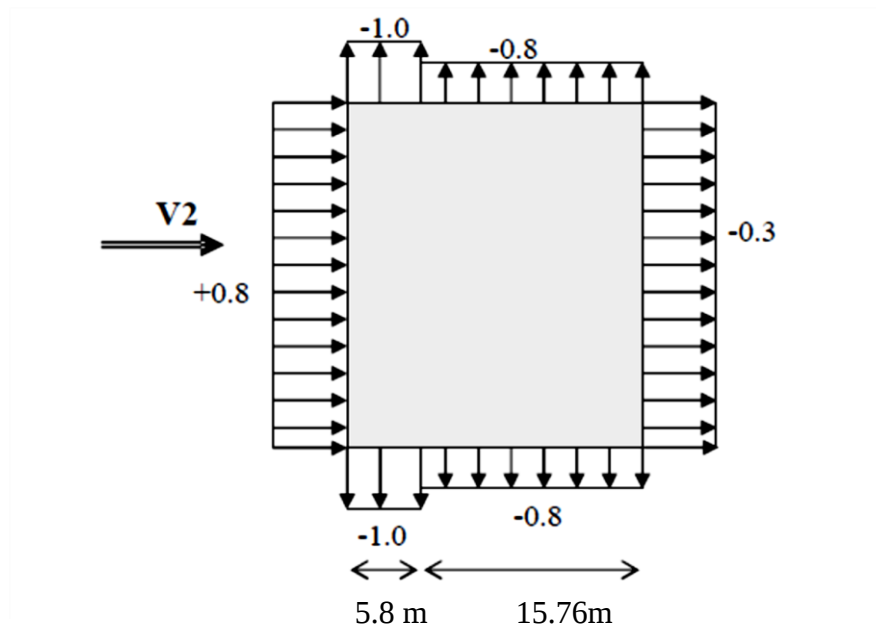
$$e = \min(b ; 2h) = \min(29.45 ; 97.92) = 29.45 \text{ m}$$

$d < e$ la paroi est divisible en 2 zones, qui sont illustrées sur la figure suivante :



D'après le tableau 5.1 RNV 99 on a :

	A	B	D	E
$C_{pe,10}$	-1.0	-0.8	+0.8	-0.30

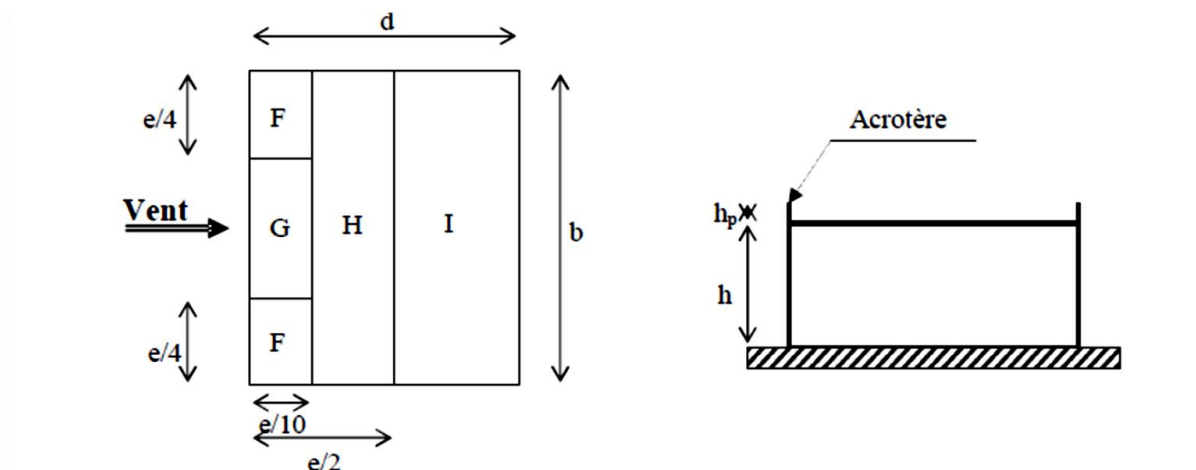


2. Toiture plate :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-après. Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99).

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [29.45 ; 97.92] = 29.45 \text{ m}$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent



		Zone			
		F	G	H	I
		C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}	C_{pe}
Avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1,6	- 1,1	- 0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,050$	- 1,4	- 0,9	- 0,7	$\pm 0,2$
	$h_p/h = 0,100$	- 1,2	- 0,8	- 0,7	$\pm 0,2$

Tab. Coefficients de pression extérieure des toitures plates

Dans notre cas $h_p/h = 0,6 / 48,96 = 0,012$.

Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être

Utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 RNV 99).

Détermination du coefficient de pression du vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

Alors on a les deux tableaux suivants :

Pour $C_{pi} = 0.8$

Zone	C_{ei}	C_{pe}	C_p
A A'	0.8	-1	-1.8
B B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$

Pour $C_{pi}=0.5$

Zone	C_{pi}	C_{pe}	C_p
A A'	-0.5	-1	-0.5
B B'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2

Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.5$ **Détermination de la pression due au vent :**

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du Vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m²) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

$W(z_j)$: est obtenu à l'aide de la formule suivante (2.2 RNV 99)

$$W(z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

$$Z = 48.96 \text{ m}$$

$$Q_{dyn} = 1142.1 \text{ N/m}^2.$$

Pour $c_{pi}=0.8$

ZONE	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_p	$W(z_j) (N/m^2)$
AA	1142.1	-1.8	-2055.78
BB	1142.1	-1.6	-1827.36
C	1142.1	-1.3	-1484.73
D	1142.1	0	0
E	1142.1	-1.1	-1256.31

Pour $c_{pi}=0.5$

ZONE	Qdyn(N/m ²)	C _p	W (zj) (N/m ²)
AA	1142.1	-0.5	-571.05
BB	1142.1	-0.3	-342.63
C	1142.1	0	0
D	1142.1	1.3	1484.73
E	1142.1	0.2	228.42

Tableaux : de La pression nette exercée sur l'élément de surface j .

- **Calcul de pression due au vent :**

Pour $C_{pi}=0.8$:

Sens x :

ZONE	C _{pe}	W (zj) (N/m ²)	C _d	q _j
A	-1.0	-2055.78	0.95	-1952.99
B	-0.8	-1827.36	0.95	-1735.99
D	+0.8	0	0.95	0
E	-0.3	-1256.31	0.95	-1193.49

Sens y :

ZONE	C _{pe}	W (zj) (N/m ²)	C _d	q _j
A	-1.0	-2055.78	0.925	-1901.60
B	-0.8	-1827.36	0.925	-1690.31
C	-0.5	-1484.73	0.925	-1373.38
D	+0.8	0	0.925	0
E	-0.3	-1256.31	0.925	-1162.09

Pour $C_{pi}=0.5$:

Sens x :

ZONE	C_{pe}	$W(z_j)$ (N/m ²)	C_d	q_j
A	-1.0	-571.05	0.95	-542.50
B	-0.8	-342.63	0.95	-325.50
D	+0.8	1484.73	0.95	1410.50
E	-0.3	228.42	0.95	216.99

Sens y :

ZONE	C_{pe}	$W(z_j)$ (N/m ²)	C_d	q_j
A	-1.0	-571.05	0.925	-528.22
B	-0.8	-342.63	0.925	-316.93
C	-0.5	0	0.925	0
D	+0.8	1484.73	0.925	1373.38
E	-0.3	228.42	0.925	211.90

Tableaux : de pression due au vent.**Détermination de la force de frottement :**

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule 2.8 (RNV99):

$$F_{fr} = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : La hauteur du centre de l'élément j .

$S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j .

$C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont

celles pour lesquelles soit le rapport : $\frac{d}{b} \geq 3$, soit le rapport : $\frac{d}{h} \geq 3$ où **b** est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, **h** la hauteur de la construction, et **d** la dimension de la construction parallèle au vent.

Sens x:

$b = 21.65 \text{ m}$; $d = 29.45 \text{ m}$; $h = 48.96 \text{ m}$.

$$\frac{d}{b} = \frac{29.45}{21.65} = 1,360 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{29.45}{48.96} = 0,602 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

Sens y:

$b = 29.45 \text{ m}$; $d = 21.65 \text{ m}$; $h = 48.96 \text{ m}$.

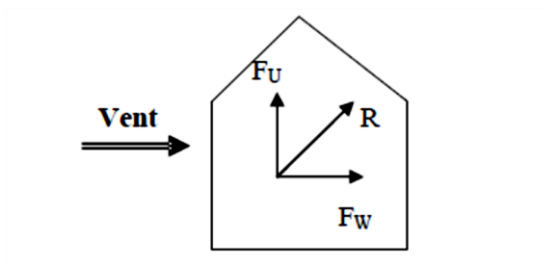
$$\frac{d}{b} = \frac{21.65}{29.45} = 0,735 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{21.65}{48.96} = 0,442 < 3 \text{ non vérifiée.}$$

Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces ; horizontale et verticale
(Voir la figure ci-après) :

- **Force résultante R**



F_W : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$\mathbf{R} = \sum (\mathbf{q}_j \times \mathbf{S}_j) + \sum \mathbf{F}_{frj}$$

Σ : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

$\mathbf{q}_j$: pression du vent exerce sur l'élément de surface j .

$\mathbf{S}_j$: aire de l'élément de surface j .

$\mathbf{F}_{frj}$: forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Zj(m)	Zone	S(x)m ²	S(y)m ²	Qdyn (N/m ²)	Qj(x)	Qj(y)	R(x)(N)	R(y)(N)
3,06	-1.1	66,25	90,12	737.9	-771,11	-750,81	-51086,0375	-69492,4332
6,12	-1.1	66,25	90,12	737.9	-771,11	-750,81	-51086,0375	-69492,4332
9,18		66,25	90,12	737.9	-771,11	-750,81	-51086,0375	-69492,4332
12,24		66,25	90,12	737.9	-771,11	-750,81	-51086,0375	-69492,4332
15,3		66,25	90,12	737.9	-771,11	-750,81	-51086,0375	-69492,4332
18,36		66,25	90,12	784.9	-820,22	-796,64	-54339,575	-73918,2264
21,42		66,25	90,12	831.3	-868,71	-845,85	-57552,0375	-78288,1452
24,48		66,25	90,12	902.4	-943	-918,19	-62473,75	-84983,16
27,54		66,25	90,12	930.6	-972,48	-946,89	-64426,8	-87639,8976
30,6		66,25	90,12	963.5	-1006,86	-980,36	-66704,475	-90738,2232
33,66		66,25	90,12	996.4	-1041,24	-1013,84	-68982,15	-93836,5488
36,72		66,25	90,12	1024.6	-1070,71	-1042,53	-70934,5375	-96492,3852
39,78		66,25	90,12	1057.5	-1105,09	-1076	-73212,2125	-99590,7108
42,84		66,25	90,12	1090.4	-1139,47	-1109,48	-75489,8875	-102689,0364
45,9		66,25	90,12	1123.3	-1173,85	-1143,96	-77767,5625	-105787,362
48.96	-2.4	66,25	90,12	1142.1	-2603,99	-2535,46	-172514,3375	-234671,5788
	-1.9	66,25	90,12	1142.1	-2061,49	-2007,24	-136573,7125	-185781,4788
	-1.5	66,25	90,12	1142.1	-1627,49	-1584,66	-107821,2125	-146669,3988
La somme							-1099827,513	-1496097,44

Tableau : L'ensemble des résultats et La force résultante R

- Résultats de la force Résultant

$$R_{xx} = \sum R_{xi} = -1099,827 \text{ KN} \longrightarrow \frac{F_{vent}}{F_{seisme}} = \frac{1099,827}{7903.92} = 0.14$$

$$R_{yy} = \sum R_{yi} = -1496,097 \text{ KN} \longrightarrow \frac{F_{vent}}{F_{seisme}} = \frac{1496,097}{6556.66} = 0.23$$

Conclusion

L'effet du vent sur la structure moins que celui du séisme. Il représente que du 14% de la force sismique dans le sens X et 23% dans le sens Y.

On remarque que les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte uniquement L'effet du séisme.

CHAPITRE VI :
CALCUL LES ELEMENTS
STRUCTURAUX

VI.1. v. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysais), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

VI.2. Combinaisons d'actions :

Après la détermination des sollicitations M, N et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir :

- **Selon BAEL91 (art. 6.1.2)** (La combinaison fondamentale) :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- **Selon RPA 2024 Formule (5-1 ; 2)** (Combinaisons accidentelles) $\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q + E1 \\ G + \psi \cdot Q + E2 \end{array} \right.$

Situation	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	30	17	348
Accidentelle	1.15	30	22.2	400

Tableau VI. 1 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

VI.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants.

Leur ferrailage longitudinal se fera en flexion composée avec une fissuration peu nuisible.

Les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

- 1) $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- 2) $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$
- 3) $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

Sachant que :

- 1) Les combinaisons ($G+Q$ et $1.35G+1.5Q$) donne un effort normal maximal et un moment correspondant ($N_{\max}$, M_{corr}).
- 2) Les combinaisons ($G+\psi.Q+E1$, $G+\psi.Q+E2$) donne un moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max}$, N_{corr}).

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

- 3) Les combinaisons ($G+\psi.Q+E1$, $G+\psi.Q+E2$) donne un effort normal minimum et un moment correspondant ($N_{\min}$, M_{corr}).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

VI.3.1. Recommandations du RPA2024 : (art7.4.2 pages 61)**A) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{\min} = 1.0 \%$ de la section de béton (en zone **IV**).
- $A_{\max} = 4 \%$ $b \times h$ (en zone courante).
- $A_{\max} = 6 \%$ $b \times h$ (en zone de recouvrement).
- $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement ($L_{\min}$) est de **60 ϕ** en zone **IV**.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 15 cm (zone **IV**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (7.2).

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA2024 Sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 15 étages	65×80	52	208	321

Tableau VI. 2: Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

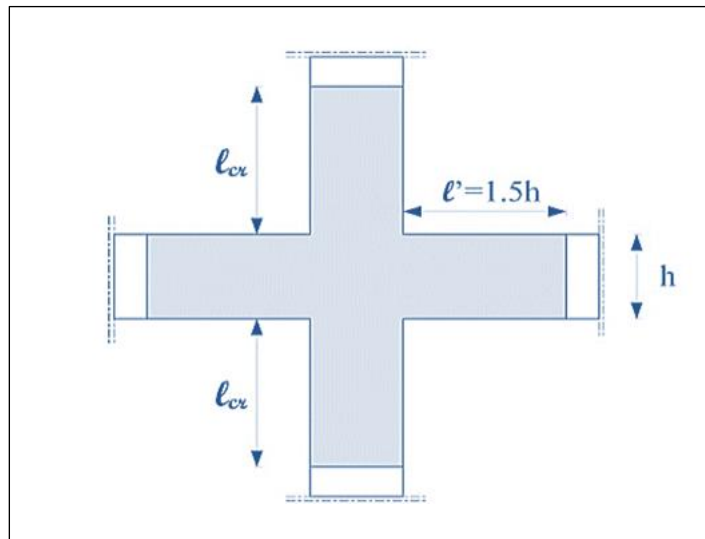


Figure VI. 1 : Zone nodale.

B) Armatures transversales : RPA 2024 (art. 7.3)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots (A)$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \min \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right).$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

a, b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

S_t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule

(A) , Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $t \leq \min(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l)$: en zones IV, V et VI
- **Dans la zone courante** : $t' \leq \min(b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_l)$: en zones IV, V et VI

Avec :

b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

- **La quantité d'armatures transversales minimale :**

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

Si :

- $\lambda_g \geq 5$: 0.3 %
- $\lambda_g \leq 3$: 0.8 %
- interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda_g < 5$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ min.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

➤ **L'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} \quad \text{où } C_0 = 1\text{cm (fissuration peu préjudiciable) BAEL91 A.7.1.}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{80}{10} = 8\text{cm} \Rightarrow C \geq 1 + \frac{8}{2} = 5\text{cm} ; \text{ Donc on adopte : } C = 5\text{cm.}$$

Par le logiciel robot et à partir de la combinaison la plus défavorable on a :

-1^{er} cas : (ELU)

$$N_{\max} = -4050.08 \text{ KN} ; M_{\text{corres}} = 5.87 \text{ KN.m}$$

-2^{eme} cas : (G+ψ.Q+E1)

$$N_{\min} = 77.11 \text{ KN} ; M_{\text{corres}} = 16.26 \text{ KN.m}$$

-3^{eme} cas : (G+ψ.Q+E2)

$$M_{\max} = 10.81 \text{ KN.m} ; N_{\text{corres}} = 55.02 \text{ KN}$$

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

-1^{er} cas :

$$N = -4050.08 \text{ KN} ; M = 5.87 \text{ KN.m}$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application
Des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\max}} = \frac{5.87}{-4050.08} = -0.0015 \text{ m.}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) = \max (2 ; 306/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = -0.0015 + 0.02 = 0.0185 \text{ m}$$

L : hauteur totale du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$2.142 < \max (15 ; 0.46)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$\alpha = (d-h/2)$$

$$e_2 = \frac{3.lf^2}{10^4.h} \times (2 + \alpha\emptyset)$$

$$e_2 = 0.0166m.$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 3.51 \text{ cm}$$

$$M \text{ corrige} = N_{\text{ultime}} \times e = -4050.08 \times 0.0351 = -142.16 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = -4050.08 \text{ KN} \quad ; \quad M \text{ corrige} = -142.16 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.82 c') b.h.f_{bu}.$$

$$A = (0.337 \times 0.80 - 0.82 \times 0.05) 0.65 \times 0.80 \times 17 \text{ MN.m}$$

$$A = 2.02 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 0.154 + 4.05 (0.25) = -1.15 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$B = 4.05 (0.7) + 1.15 = -1.69 \text{ MN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\mu_a = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.229$$

$$\mu < 0.39$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{z} - N_u \right]$$

$$\alpha = 0.330$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.651 \text{ m}$$

$$A_s = 110.10 \text{ cm}^2$$

2^{eme} cas:

$$N = 77.11 \text{ KN} \quad ; \quad M = -16.26 \text{ KN.m}$$

$$e = 3.45 \text{ cm}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 77.11 \text{ KN} ; \quad M \text{ corrige} = 2.66 \text{ KN.m.}$$

$$A = 2.02 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = 0.195 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.539 \text{ MN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\mu_a = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.0314$$

$$\alpha = 0.04$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.738 \text{ m}$$

$$A_s < 0$$

3^{eme} cas:

$$M = -10.81 \text{ KN.m} ; N = 55.02 \text{ KN}$$

$$e = 3.50 \text{ cm.}$$

Les efforts corriges seront :

$$N_{\max} = 55.02 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 1.92 \text{ KN.m.}$$

$$A = 2.02 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = 0.034 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.0133 \text{ MN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\mu_a = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.0308$$

$$\alpha = 0.04$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.738 \text{ m}$$

$$A_s < 0$$

-La condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{s\min} \geq \frac{0.23.b.d.f_{28}}{f_e} = 77.63 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale : $A_{s\min} = 1\% b \times h \text{ (Zone IV)} \Rightarrow A_{s\min} = 52 \text{ cm}^2$

$$A_s = 110.10 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 77.63 \text{ cm}^2 > A_{s\min(\text{RPA})} = 52 \text{ cm}^2$$

On prend donc comme armature : **8HA32** $\Rightarrow A_s = 64.34 \text{ cm}^2$ par face.

V.3. Justification des poteaux sous l'effet de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le CBA93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de Rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.35$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton égale 4.05 MN

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière. 0.52 cm²

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton **30 Mpa**

$$V = 0.26 < 0.35 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.4. Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement.**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre.

La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite

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

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b_0 : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale a:

- **Selon le CBA93 :**

$\tau_u < (0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

- **Selon l'article 7.6 des RPA 2024 :**

- si $\lambda_g > 5$ - $\rho_d = 0.04$

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

$$- \rho_d = 0.075$$

- si $\lambda_g < 5$

$$\tau_u = 2400 / 65 \times 75 = 0.49 \quad ; \quad \tau_{bu} = 0.075 \times 30 = 2.25 \quad \Rightarrow \quad \tau_u < \tau_{bu} \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.5. Vérification du nœud vis-à-vis des moments fléchissant :

$$M_n + M_s \geq 1.30 (M_w + M_e)$$

Application :

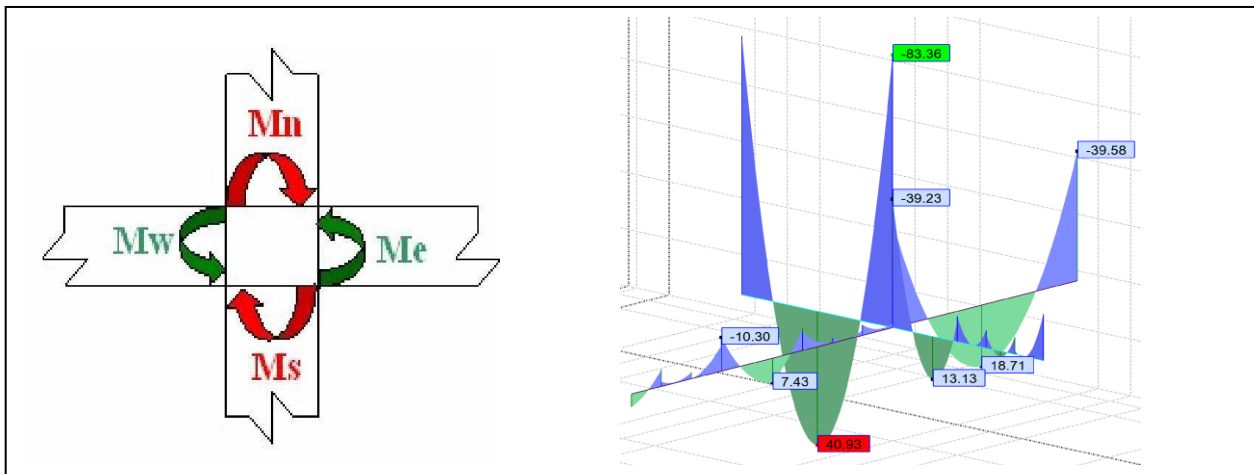


Fig.VI.2. Schéma des moments fléchissant dans le nœud.

$$83.30 + 39.23 \geq 1.30 (13.13 + 40.18) \dots\dots\dots 122.53 \geq 69.30 \implies \text{Vérifiée.}$$

V.1.3.6. Condition d'espacement :

D'après l'article 7.4.3 des RPA 2024, la valeur maximale est fixée comme suit :

– dans la zone nodale (zone critique):

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(10.\phi_l; 12.5 \text{ cm}) : \text{en zones I, II et III} \\ t \leq \underline{\text{min}(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l)} : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

avec:

- * b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)
- * ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

– dans la zone courante :

$$\begin{cases} t' \leq 15\phi_l : \text{en zones I, II et III} \\ t' \leq \underline{\text{Min}(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l)} : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

où: ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- On adopte un espacement de 10cm en zone nodal et 15 cm pour zone courante.

$$A_t = 2.93 \text{ cm}^2$$

Soit : les cadre 8HA8 ; $A_t = 4.00 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t.b$ en % est donnée comme suite :

$l_g = 6 > 5$, la section minimale

$$A_t / t.b > 0.3\% \dots\dots\dots (\text{RPA2024}).$$

$$4.0 / 15 \times 65 = 0.410 > 0.3 \% \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Zone nodale :

Soit : les cadre 11HA8 ; $A_t = 5.5 \text{ cm}^2$

La section minimale : $5.5/65 \times 10 = 0.836 \% > 0.3 \% \Rightarrow \text{vérifiée.}$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 cm.

-Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	A_S (calculé)	Barres (long)	A choisi (cm ²)	Barres (trans)	A_t choisi (cm ²)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
65×80	110.10	8HA32 8HA32	64.34	8HA8	4.00	10	15

Tab. VI.3. Ferrailage des poteaux.

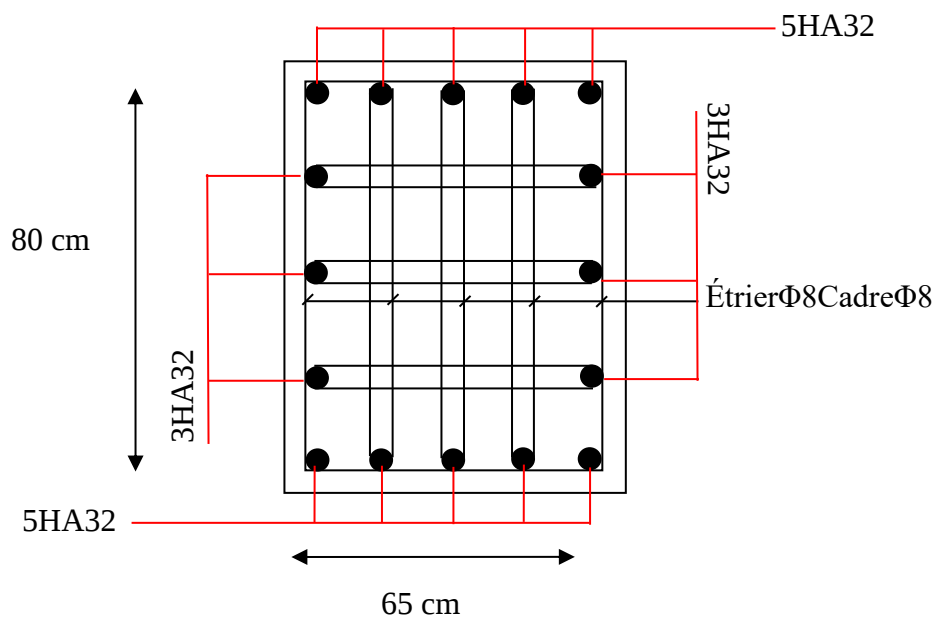
-Présentation Du Ferrailage :

Figure (VI.3) Schéma de ferrailage des poteaux

VI.2. Ferrailage des poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des Moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les Sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.2.2. Recommandation des RPA 2024 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est

De 0.5% en toute section.

• Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6 % en zone recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : $50 \varnothing$ en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées. Le ferrailage sera fait Pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une Situation accidentelle.

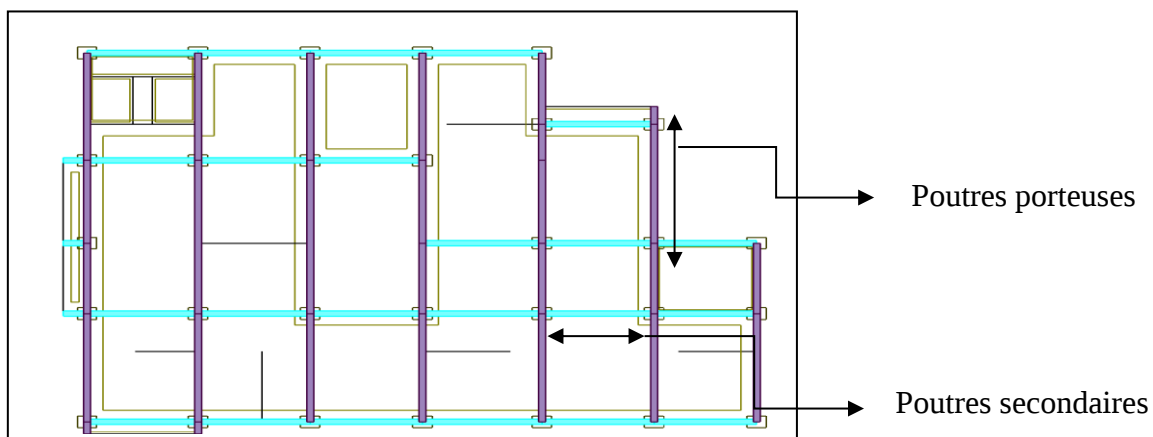


Fig.VI.4. Les poutres porteuses et les poutres secondaires.

VI.2.3.1. Ferrailage longitudinal (poutres principales) :**a) Ferrailage en travées : (situation durable) ELU****h = 55**

$$B = 30 \times 55 \text{ cm}^2; f_c = 400 \text{ MPa.}$$

$$M_{ult} = 138.33 \text{ KN.m (robot 2025)}$$

$$M_{ser} = 98.79 \text{ KN.m}$$

D'après **B.A.E.L 91**:

$$\alpha_c = 0.4399$$

$$\mu_c = 0.2900$$

$$\mu_a = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.104$$

$$\alpha = 0.138$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.48 \text{ m.}$$

$$\epsilon = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = f(\epsilon) = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 8.28 \text{ cm}^2$$

b) Ferrailage sur appui : (situation accidentelle) $G \pm \psi Q \pm E1$

$$f_{bu} = 22.17 \text{ MPa}$$

$$M_{max} = 350.57 \text{ KN.m (ROBOT 2025)}$$

D'après **B.A.E.L 91**

$$\mu_a = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.203$$

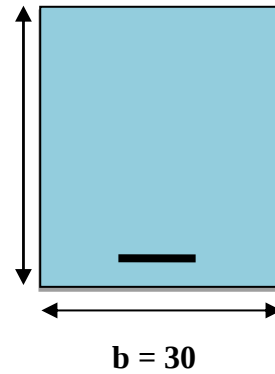
$$\alpha = 0.287$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.452 \text{ m.}$$

$$\epsilon = 10 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = f(\epsilon) = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_s = 19.39 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **4HA16 + 6HA16 Soit $A_s = 20.1 \text{ cm}^2$.**

VI.2.3.2. Vérification nécessaire pour les poutres :**a) La condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq \frac{0.23.b.d.f_{28}}{f_e} = 2.64 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Pourcentage exigé par le RPA2024 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre
0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\% . b.h.$

$$A_{min} > 0.5 \%. (30 \times 55) = 8.25 \text{ cm}^2.$$

On remarque que A_{min} est inférieur à la section calculée précédemment en travée

Donc : on adopte A_s .

Choix des barres : **6HA12+2HA10. Soit $A_s = 8.36 \text{ cm}^2$**

c) Disposition constructive :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4; 24\phi_t) = 10 \text{ cm.}$$

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 \text{ } \& S_t = 15 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(45.9; 40 \text{ cm}) \text{ } \& \text{ vérifiée}$$

Section minimale des armatures transversales

$$S_t \leq A_t f_e / 0.4 b_0 \quad A_t \geq (S_t 0.4 b_0) / f_e$$

$$A_t = 0.30 \text{ cm}^2$$

V.2.3.4. Condition exigée par le RPA2024 :

-La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 0.10 \times 0.30 = 0.9 \text{ cm}^2 \text{ (en zone nodale)}$$

$$A_t = 0.003 \times 0.15 \times 0.30 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

Soit 1 cadre de **HA8** + un étrier de **HA8** = 2.01 cm^2 .

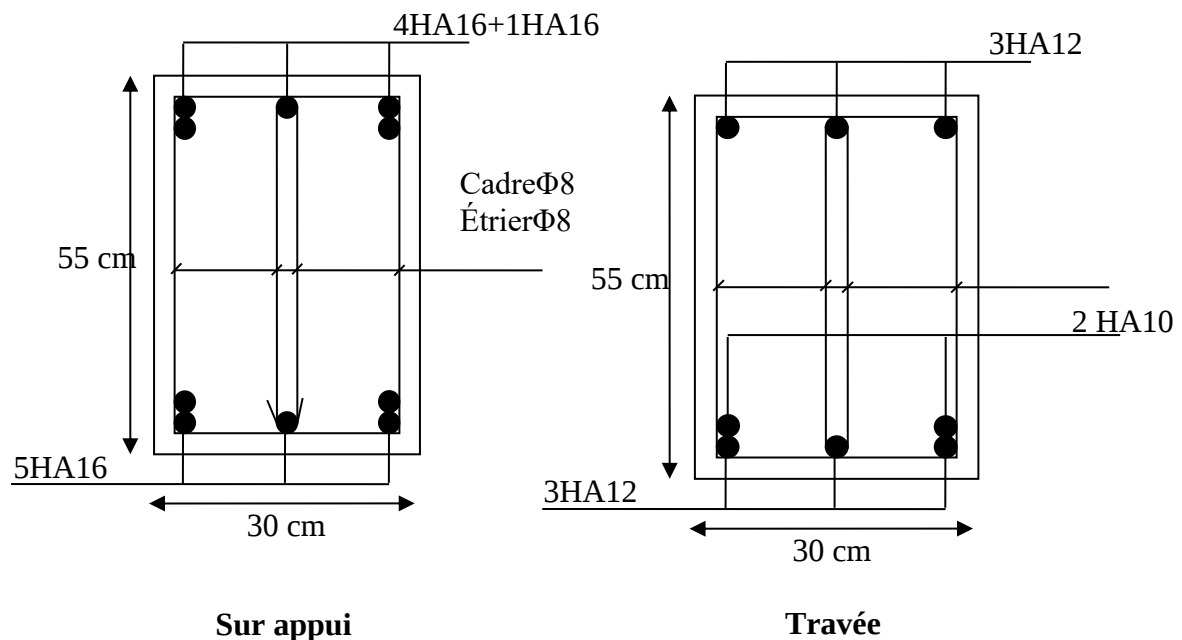
Résumé :

- Armatures longitudinales en travée : **6HA12+2HA10** (principale)
- Armatures longitudinales sur appuis : **4HA16 + 6HA16** (principale)
- Armatures longitudinales en travée : 3HA16 (secondaire)
- Armatures longitudinales sur appuis : 3HA16 + 3HA12 (secondaire)
- Espacement de : 10 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.
- Longueur de recouvrement $L = 0.83m$.
- Armatures transversales : un cadre + un étrier de HA8.

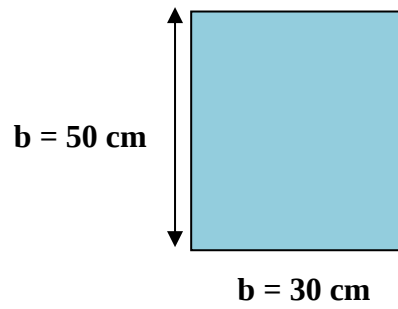
✓ **Poutres principales :**

✓

	Section (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	A _s RPA (cm ²)	Choix des Barres	A _s choisie (cm ²)
Sur appui	30 x 55	19.39	6.60	4HA16+6HA16	20.1
En travée	30 x 55	8.28	6.60	6HA12+2HA10	8.36

Tab. VI.4. Ferrailage des poutres principales.**-Présentation Du Ferrailage :****Figure (VI.5)** Schéma de ferrailage des poutres principales (30x55).

✓ Poutres secondaires :



	Section (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	A _s RPA (cm ²)	Choix des barres	A _s choisie (cm ²)
Sur appui	30 x 50	8.21	6.00	6HA12+2HA10	8.36
En travée	30 x 50	7.5	6.00	6HA12+2HA8	7.78

Tab. VI.5. Ferrailage des poutres secondaires.

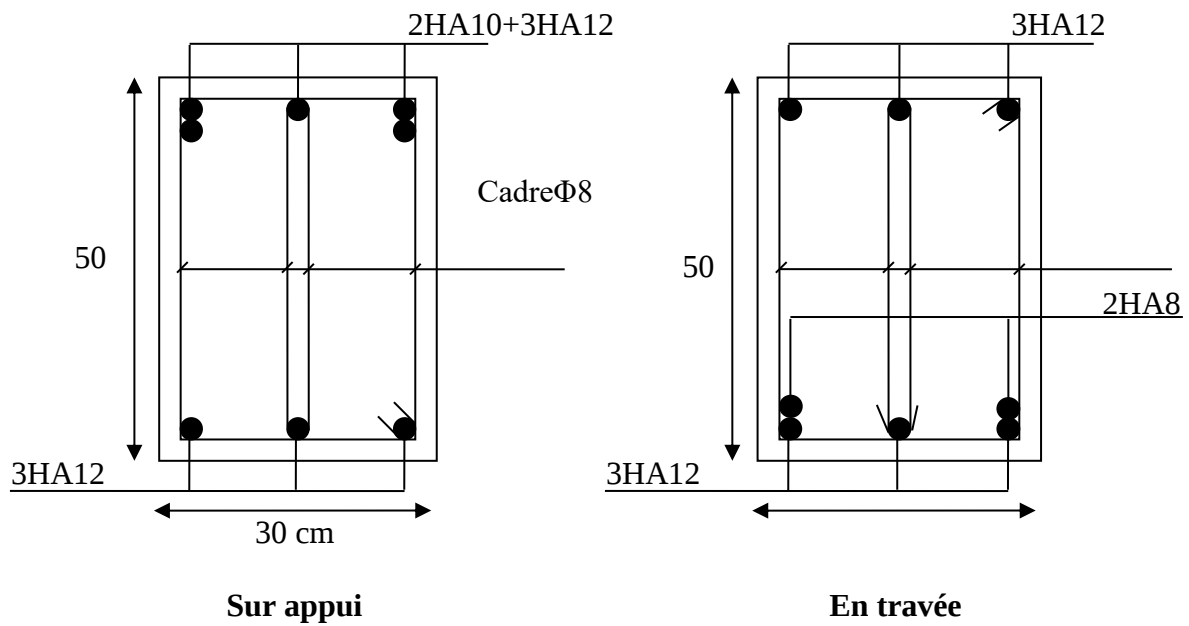


Figure (VI.6) Schéma de ferrailage des poutres secondaires (30×40)

VI.3. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**VI.3.1. Appui de rive :****a. Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_s > V_u \cdot \gamma_s / f_e = 269 \times 1.15 / 400 = 0.773 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}.$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa.}$$

$$a = L_a - 2 \text{ cm}$$

L_a = longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit

$$L_a = l_s - 24.69 \phi_l$$

ϕ_l : Armatures longitudinales.

l_s : Longueur de scellement droit.

$$a = 12.37 - 2 = 10.37 \text{ cm.}$$

La longueur d'appui «a» doit vérifier la condition suivante:

$$V_u = 0.269 \text{ MN} \leq 0.267 \times 0.1037 \times 0.3 \times 30 = 0.249 \text{ MN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.3.2. Appui intermédiaire :

Puisque on a :

$$V_u + M_u / 0.9d = 0.824 > 0$$

On doit vérifier :

$$A_{si} > \gamma_s / f_e \times 0.824$$

$$A_{si} > 2.37 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4. Ferrailage des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 2024.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges

Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

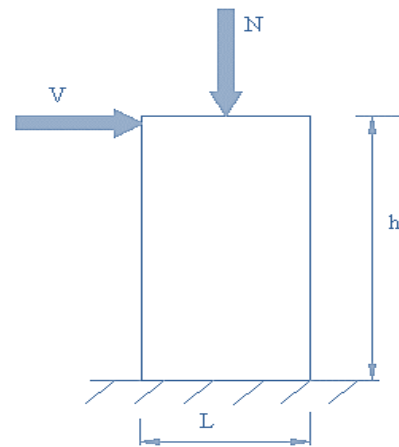


Fig.VI.7. Les sollicitations
Engendrées dans le voile

Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

a) Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA2024.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les Armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales Doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie Supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b) Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\varnothing$.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 $\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20 $\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2l'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

a) Ferrailage vertical :

Nous proposons le calcul détaillé du voile V1 ($L = 4.00\text{m}$) du RDC :

Détermination des sollicitations :

1. Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant :

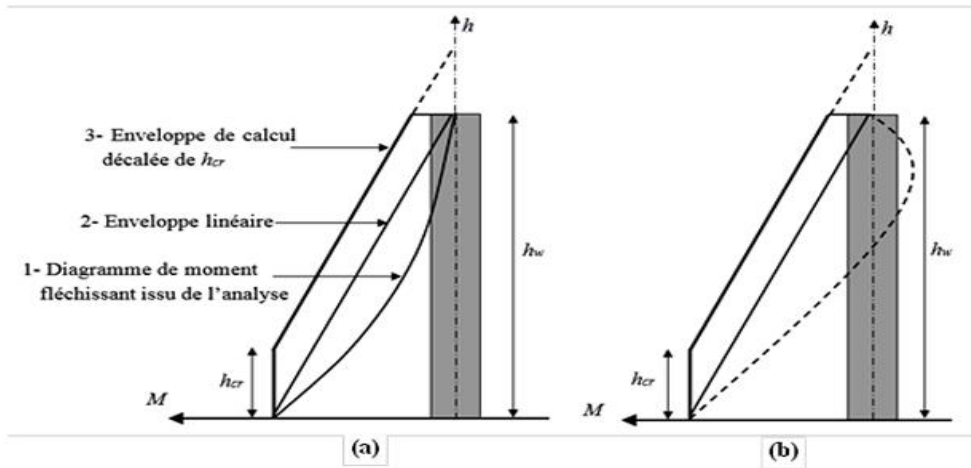


Figure VI.8 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

- L'application de la méthode de majoration :

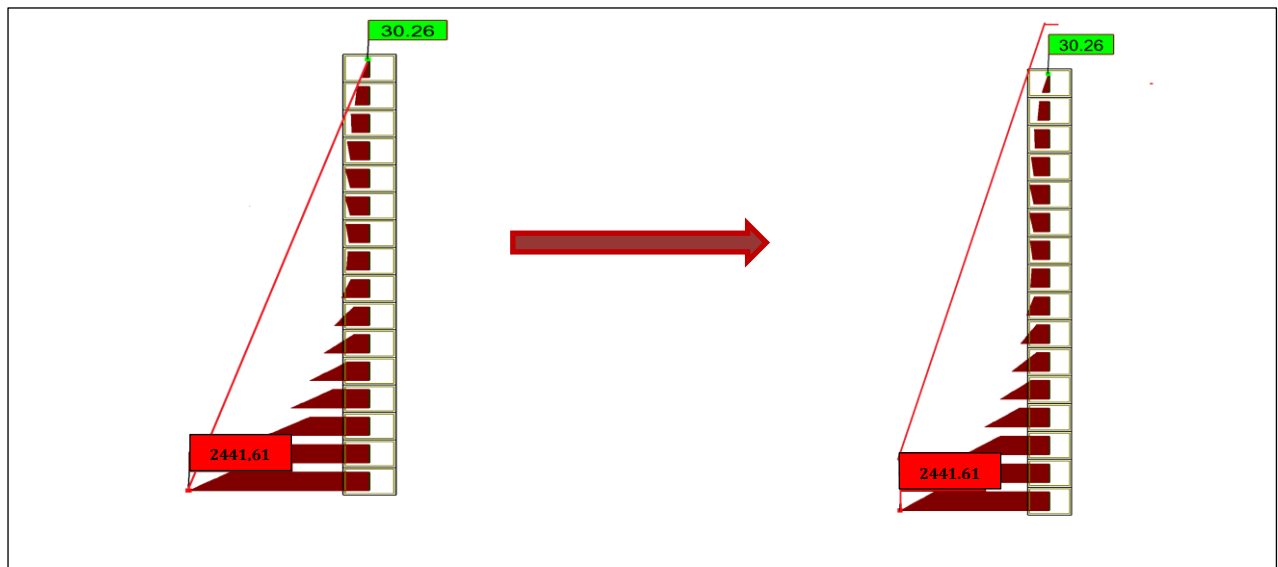


Figure VI.9 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant (la majoration).

Dans notre cas on prend le voile la plus sollicités pour terminer les calculs ; voile de RDC donc le moment max et fixé.

$$M_{\max} = 2441,61 \text{ KN.m}$$

$$I = (0.20 \times 3.06^3) / 12 = 0.48 \text{ m}^4$$

$$N_{\text{corr}} = 2493,06 \text{ KN}$$

$$v = h/2 = 1.53 \text{ m.} \quad \vartheta = 0.8$$

Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{9} + \frac{M.V}{I} = \frac{2493,06}{0.8} + \frac{2441,61 \times 1.53}{0.48}$$

$$\sigma_1 = 10.83 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{9} - \frac{M.V}{I} = \frac{2493,06}{0.8} - \frac{2441,61 \times 1.53}{0.48}$$

$$\sigma_2 = -4.73 \text{ Mpa.}$$

Calcul de L' :

$$L' = L - L_t = 4 - 0.78 = 3.21 \text{ m}$$

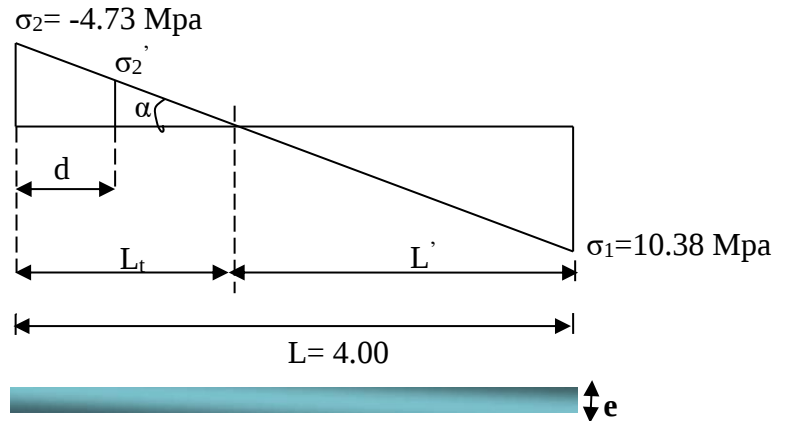


Fig.VI.10. Schéma statique de voile

$$d \leq \min \left(\frac{4}{2} \div \frac{2 \times 3.21}{3} \right) = 2 \quad \text{soit : } d = 2 \text{ m} > L_t \longrightarrow d = L_t = 0.78$$

Calcul de σ'_2 :

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma'_2 = 0$ ($d = L_t = 0.78 \text{ m}$)

$$I' = (0.20 \times 0.78^3) / 12 = 0.008 \text{ m}^4$$

$$v' = 0.78 / 2 = 0.39 \text{ m} \quad \vartheta' = 0.20 \times 4 = 0.80$$

Donc :

$$N_1 = (\vartheta'/2) \times (\sigma_2 + \sigma'_2) \quad N_1 = -1892 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2v') \times (\sigma'_2 - \sigma_2) \quad M_1 = 48.51 \text{ KN.m}$$

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0.026 \text{ m} \Rightarrow$ C le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section entre les deux traces des armatures $\Rightarrow$ S.E.T (section entièrement tendue).

Soit : $c = c' = 0.05 \text{ m}$

$$e_{a1} = d/2 - e_0 - c = 0.31 \text{ m}$$

$$e_{a2} = d/2 + e_0 - c' = 0.37 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times e_2}{(e_1 + e_2) f_e} = 25.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s'} = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) f_e} = 21.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_{s'} = 47.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s/\text{ml}/\text{face}} = 23.65 \text{ cm}^2$$

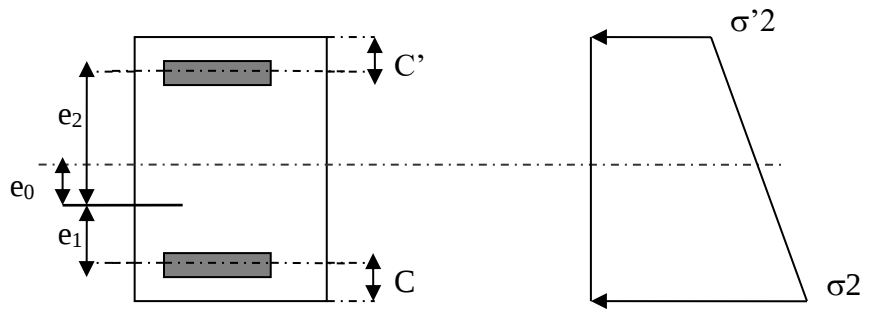


Fig. VI.11. position l'axe neutre

-Armatures minimales exigées par le RPA 2024 :

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 2024 :

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.20 \times 0.78 = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA/\text{ml}/\text{face}} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

-Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.2 \times 3.06 = 9.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 23.65 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie :

$$A_s = 23.65 \text{ cm}^2. \text{ (Pour la une face)}$$

En zone courante : soit **12HA16** ($A_s = 24.13 \text{ cm}^2$)

En zone d'about : soit **4HA12** ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

-Espacement :

- En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e ; 30)$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{En zone d'about : } S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

b) Ferrailage horizontal :**b.1.Vérification des voiles à l'Effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort Tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA2024)

La contrainte de cisaillement est $\tau_b = 1.4V_{0u \text{ calcul}} / b_0 d$

Avec :

V_u : Effort tranchant à la base du voile

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\tau_b = 0.2 f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

C) Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k=0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 2024 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025f_{c28}$

$$\tau_b = 1.4 V_{cal}/b_0d$$

$$V_{cal} = 1278.9 \text{ t}$$

$$\tau_b = 5.41 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 6\text{MPa} > \tau_b = 5.41 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

-Pas de reprise de bétonnage.

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

$$A_t = 6.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA14} = 7.70\text{cm}^2$$

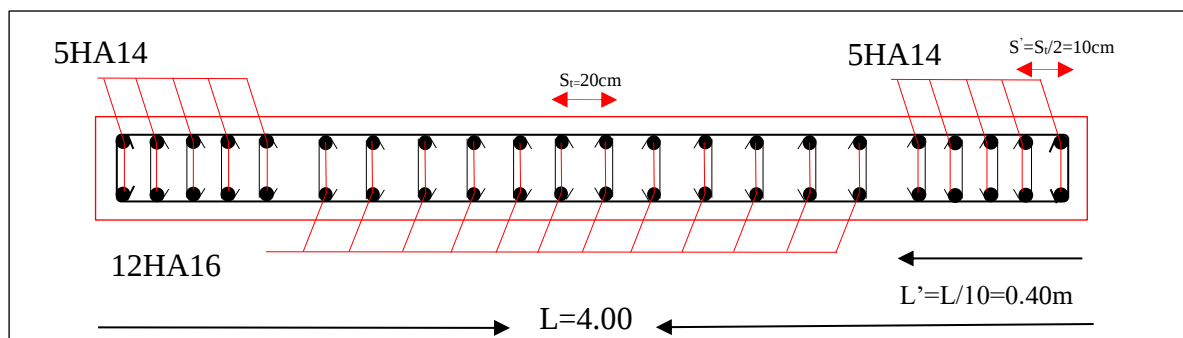


Fig. VI.12. Disposition des armatures verticales dans les voiles

CHAPITRE VII :

Etude de L'infrastructure

I. Etude géotechnique :

Données géotechniques préliminaires de l'étude de sol :

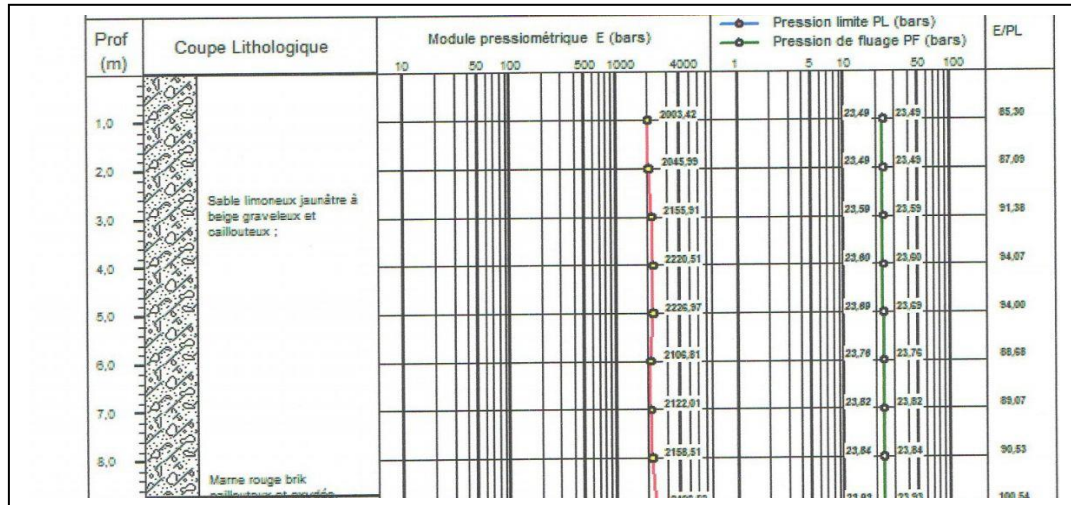


Figure.VII.1 : Lithologie du sol.

Bâtiment usage d'habitation dans la wilaya : **ANNABA**

- Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet cité en objet sont :
- Contrainte admissible : **Q = 2.4 bars** pour l'ensemble du site.
- Ancrage des fondations : **D = 1.5 m**
- type des fondations : Radier général.

I.1. Calcul des fondations :

I.1.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,4 bar à un ancrage de 1,50 m.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (G+ψ.Q+E1, G+ψ.Q+E2) pour la vérification.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

-Assurer l'encastrement de la structure dans le sol

-Transmettre au sol la totalité des efforts

-Eviter les tassements différentiels.

I.2. Définition :

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

I.3. Calcul du radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol = poids total de la structure).

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle, les points d'appuis deviennent les murs, les longrines de redressement (situées au droit des ouvertures) et les longrines.

II. Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier. (À partir de ROBOT)

Superstructure :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i = 9777.2 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{12} Q_i = 7310.6 \text{ t}$$

II.1. Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 24165.12 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 17087.8 \text{ t.}$$

-Surface de la semelle :

La surface de la semelle est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 17087.8 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 17087.8 \text{ t.} / 24 = 712 \text{ m}^2. \quad S_s / S_b = 1.12 > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à opter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier générale

On prend un débord de 60cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 832 \text{ m}^2$.

II.1.1. Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime : } V_u = Q.L/2$$

$$L : \text{Longueur maximal d'une bande } 1 \text{ m ; } L = 4,95 \text{ m}$$

$$Q_u = N_u / S = 24165.12 / 832 = 29.05 \text{ t/m}^2.$$

$$\text{Par ml : } Q_u = 29.05 \times 1 \text{ ml} = 29.05 \text{ t/ml.}$$

$$V_u = 29.05 \times 4.95 / 2 = 71.90 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{71.90 \times 10^{-2}}{0,06 \times 30 \times 1} = 0,40 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \rightarrow L = 4.95 \text{ m}$$

$$19.8 \leq d \leq 24.75 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 24.75 + 5; \text{ on prend: } h = 30 \text{ cm; } d = 25 \text{ cm}$$

II.1.2. Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 55 \text{ cm} \leq h \leq 82.5 \text{ cm}$$

On prend : d=82 cm ; h = 90cm ; b = 60cm.

II.1.3. Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i \right]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,30 \times 832 + 0,90 \times 0,60 \times 155,6] = 789,33 \text{ t}$$

$$E.L.S:N_{\text{ser}} = 789,33 + 9777,2 = 10566,53 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{10566,53}{832} = 12,7 \text{ t/m}^2 < 24 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,60 \times (0,90)^3/12 = 0,0256 \text{ cm}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3417956 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,60 \text{ m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3417956 \times 0,0256}{500 \times 0,60}} = 6,12 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,95 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,61 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide, les moments agissant à la base du radier sont :

$$M_x = 1,23 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0,4852 \text{ t.m}$$

II.1.4. Vérification de la stabilité du radier :**-Sens longitudinal x :**

$$\sigma_{1,2}^x = \frac{N}{s_r} \pm \frac{M_v \cdot v}{I_x}.$$

$$\sigma_1^x = \frac{24165.12}{832} + \frac{1.23 \times 15.94}{56250} = 29.04 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2^x = \frac{24165.12}{832} - \frac{1.23 \times 15.94}{56250} = 29.04 \text{ t/m}^2.$$

-Sens transversal y :

$$\sigma_1^y = \frac{N}{s_r} + \frac{M_y \cdot V_y}{I_y} = \frac{24165.12}{832} + \frac{0,4852 \times 10.6}{39062.5} = 29.04 \text{ t/m}^2..$$

$$\sigma_2^y = \frac{N}{s_r} - \frac{M_y \cdot V_y}{I_y} = \frac{24165.12}{832} - \frac{0,4852 \times 10.6}{39062.5} = 29.04 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma(L/4)_x = \frac{3\sigma_1^x + \sigma_2^x}{4} = 29.04 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma(L/4)_y = \frac{3\sigma_1^y + \sigma_2^y}{4} = 29.04 \text{ t/m}^2.$$

II.1.5. Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que:

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

 μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

H : Épaisseur totale du raiders

a. Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0.65 + 0.80 + 2 \cdot 0.80) \cdot 2 = 6.1$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6.1 \times 0.8 \times 30000}{1,5} = 6608 \text{ KN}$$

$$N_u = 6194.05 \text{ KN} < \bar{N}_u = 6608 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

b. Vérification pour les voiles :

On considère une bonde de 01 ml du voile.

$$e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = 5.2 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5.2 \times 0,6 \times 30000}{1,5} = 4368 \text{ KN}$$

$$N_u = 2493,06 \text{ KN} < \bar{N}_u = 4368 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

III. Evaluation des charges pour le calcul du radier :**III.1. Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,30 = 0,75 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 29.04 - 0,75 = 21.78 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 21.78 \text{ t/m}^2.$$

IV. Ferrailage du radier :**IV.1. Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec :
 $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

-Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75 M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,3 M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5 M_o \dots \dots \dots \text{appui intermédiaire.}$$

2^{ème} cas :

Si: $\alpha = l_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

- Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

$$\alpha = l_x/L_y = \frac{4.30}{6.10} = 0.70 > 0,4 \longrightarrow \text{1^{ère} cas}$$

-La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \mu_x = 0.0684; \mu_y = 0.4320.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0.0684 \times 21.78 \times (4.30)^2 = 27.55 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0.4320 \times 27.55 = 11.90 \text{ t.m}$$

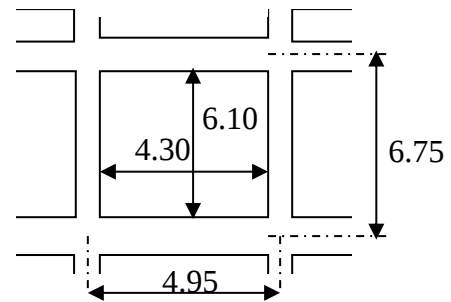


Figure.VI.2. Panneau le plus défavorable.

➤ En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 27.55 = 23.42 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23.42 \times 10^4}{100(25)^2 \cdot 17} = 0.220 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.202(1 - \sqrt{1 - 2.055\mu}) = 0.312.$$

$$z = d(1 - 0.416\alpha) = 21.6 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z\sigma_s} = \frac{23.42 \times 10^4}{21.6 \times 348} = 31.16 \text{ cm}^2.$$

On adopte 10T20 / ml , A = 31.42 cm²/ml, S_t = 15 cm

Sens-y :

$$M_{ty} = 0.85 \times 11.90 = 10.12 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.0952; \alpha = 0.124; z = 23.71 \text{ cm}$$

$$A = 12.27 \text{ cm}^2.$$

On adopte 8T14 / ml , A = 12.32 cm²/ml, S_t = 10 cm

➤ **En appuis :****Sens x:**

$$M_{ax} = 0,3 M_{ox} = 0,3 \times 27.55 = 8.27 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0778; \alpha = 0,100; z = 23.96 \text{ cm}$$

$$A = 9.92 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T16 / ml, A = 10.05 cm²/ml, St = 20cm**

Sens-y:

$$M_{ay} = 0,3 M_{oy} = 0,3 \cdot 11.90 = 3.57 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0336; \alpha = 0,042; z = 24.56 \text{ cm}$$

$$A = 4.17 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12/ ml, A = 4.52 cm²/ml, St = 20cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

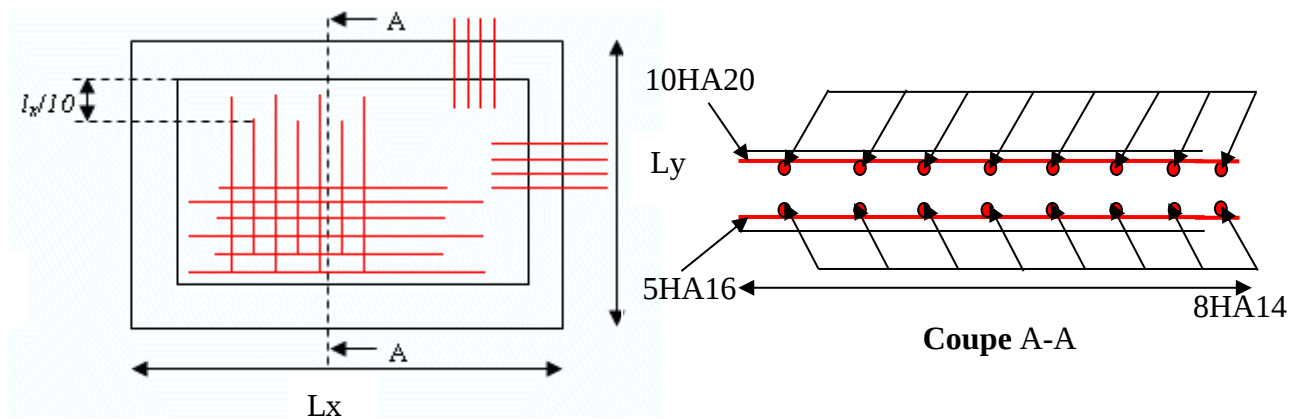


Figure VI -3 : Schéma de ferrailage du radier

VII.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1, 21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (A.5.1,1)$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{29.04 \times 4.95 \times 6.75}{2(6.75) + 4.95} = 52.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{52.59 \times 10^3}{1000 \times 750} = 0.07012 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.07012 < \overline{\tau_u} = 3 \text{ Mpa}$$

-La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

-Armatures transversales :

Le diamètre φ_t d'armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\textbf{Diamètre : } \varphi_t \leq \min(h/35 ; \varphi_l ; b_0/10) = \min(22.86 ; 12 ; 65) = 12 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(20; 14,4) = 14,4 \text{ cm}$$

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

$$S_t \leq \frac{0,8.A_t.f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3f_{c28})S_t}{0,8A_t}$$

$$f_e \geq \frac{65.(1,50 - 0,3 \times 2,4) 14,4}{0,8 \times 4.52} = 201.90 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10, $A=3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,75; 0,4 \text{ MPa}) = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\frac{4.52.400}{65.15} = 1.85 > 0,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII. Ferrailage des nervures :

La nervure est la poutre du radier soumise à la flexion simple.

La hauteur de la nervure $h = 0.90\text{m}$ $\longrightarrow$ $C = 0.08\text{m}$; $d = 0.82\text{m}$

La largeur de la nervure $b = 0.60\text{m}$

-la charge répartie des colonnes sur la nervure. **Les sollicitations :**

Les sollicitations maximales sont déterminées par logiciel Robot 2025 poutre rectangulaire

$(b \times h)$.

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

Sens	Localisation	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	T(KN)
X-X	Travée	-556.28	-388.70	1034.91
	Appui	845.55	590.59	
Y-Y	Travée	-496.06	-339.56	909.86
	Appui	865.71	592.50	

Tableau VII. 1: Les valeurs des moments maximaux dans les deux sens X et Y.

VII.2.1. Calcul du ferrailage :**VII.2.1.1. Armatures longitudinales :**

$C = 8\text{cm}$ $h = 90\text{cm}$ $d = 82\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2.1)**

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91 (Art B.6.4)**

$$A_{\min}^1 = 0.1\% (b \times h)$$

Localisation	ELU				ELS			
	Sens (x x')		Sens (y y')		Sens (x x')		Sens (y y')	
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
M (KN.m)	845.55	556.28	865.71	339.56	590.59	388.7	592.50	339.56
μ	0,148	0,097	0,151	0,087	0,098	0,064	0,098	0,056
α	0,201	0,128	0,206	0,113	0,129	0,083	0,129	0,072
β	0,920	0,949	0,918	0,955	0,949	0,967	0,948	0,971
As (cm²)	32,22	20,55	33,06	18,21	37,65	24,31	37,78	21,15
A_{Smin}(cm²)	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80
A_{BAEL} (cm²)	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43	5.43
Le choix					8T25	4T25+2T20	8T25	4T25+2T20
A_s adp(cm²)					39.27	25.91	39.27	25.91

Tableau VII. 2 : Récapitulatif des résultats d'armature de nervure (ELU et ELS).

VII.2.1.2. Les vérifications :

➤ Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{90}{495} = 0.157 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.0864 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

c) $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} = 0.0105 > 0.00798 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b \times d}$	Observation
Sens (X-X)	0.157	0.0625	0.0864	0.0105	0.00798	CV
Sens (Y-Y)	0.157	0.0625	0.00741	0.0105	0.00798	CV

Tableau VII. 4: Vérification des conditions de flèche.

➤ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

-La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ BAEL91 (art.A.5.1, 1)

-La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4MPa) = 3MPa$$

Sens	V _u (KN)	b ₀ (cm)	d(cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
(X-X)	1034.91	60	82	2,10	2.5	C.V
(Y-Y)	909.86	60	82	1.85	2.5	C.V

Tableau VII. 5 : Vérification des contraintes tangentielles.

VII.2.1.3. Armatures transversales :

➤ **Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{110}{35}; 2.5; \frac{90}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min(3.14; 2.5; 9) = 2.5cm$$

$$\text{Soit } \phi_t = 25mm$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

• **RPA : D'après RPA2003 (art.7.5.2, 2)**

▪ **Dans la Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min (22.5, 38.4) = 22.5cm$$

On adopte un espacement de 15 cm en zone nodale avec longueur suivant :

$$L_r = 40 \phi = 4 \times 3.2 = 12.8 \text{ cm}$$

▪ **Dans la Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45cm$$

On adopte un espacement de 15 cm en zone courante.

➤ **La section de ferrailage transversal :**

- **BAEL :** D'après BAEL91 (art. A.5.1, 22)

$$S'_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S'_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{15 \times 0.4 \times 60}{400} = 0.9 \text{ cm}^2$$

Soit deux cadres HA10 + épingle HA10 = 6HA10 = 4.71 cm².

- **RPA :** D'après 2024 (A.7.5.2.2):

$$A_t = 0.003 \times S'_t \times b \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 90 = 2.7 \text{ cm}^2 < 4.71 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{CV.}$$

$S'_t \times 0.4 \times$

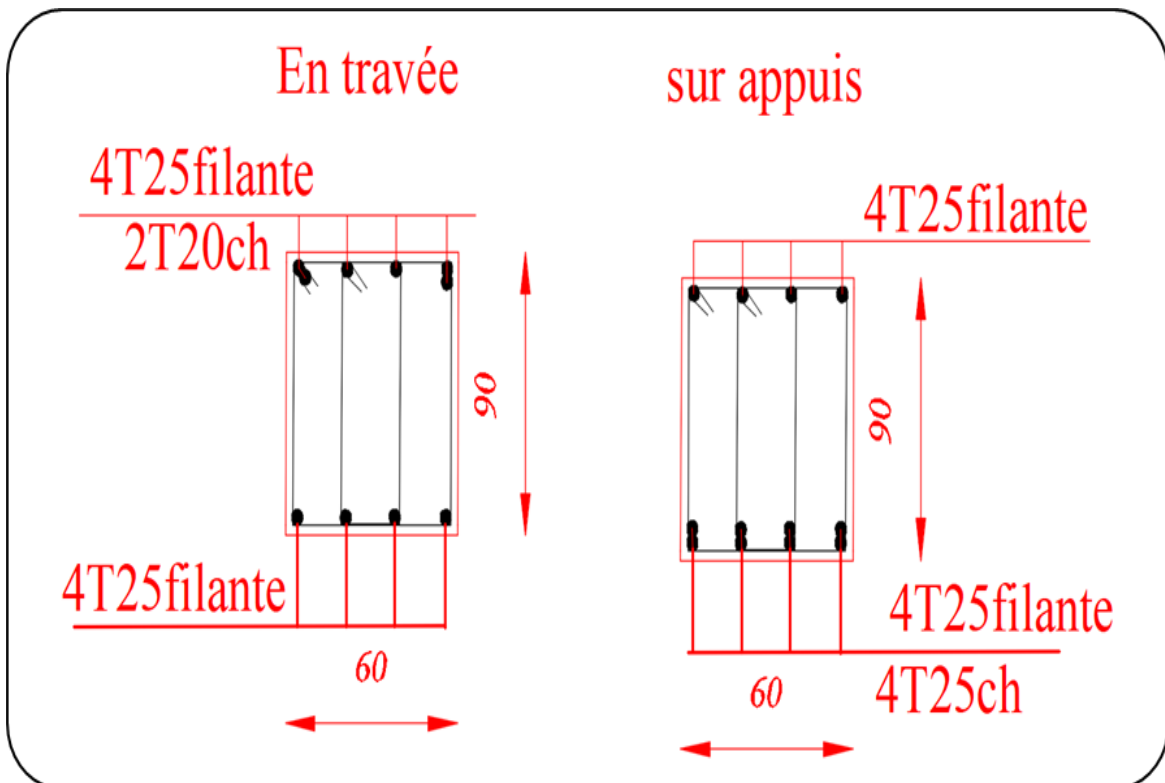


Figure VII. 4 : Schéma du ferrailage de la nervure dans les deux sens X



Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation pour suivre les différentes étapes de réalisation d'un projet réel à partir de la phase étude et conception jusqu'à la réception finale des travaux. La phase de suivi m'a permis de connaître les différentes étapes de réalisation, savoir les techniques et les moyens de contrôle ainsi que les difficultés et les contraintes qu'on peut rencontrer lors de réalisation d'un projet de construction pédagogique.

Durant la phase conception et étude, nous avons pu faire l'analyse d'une structure d'une construction existante et proposés des solutions adéquates pour avoir un bon comportement de la structure en zone forte sismique. Il est à noter que l'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût dont l'objectif primordial et final étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Pour terminer je voudrais ajouter que tout ce qu'il m'a été demandé de voir pendant la durée de ce projet de fin d'étude constitue à mes yeux un enrichissement certain. J'y ai pris conscience que la fin de ce qu'on appelle les « études d'ingénieur » n'est pas suffisante, mais plutôt que l'arrivée à terme de ma formation au sein de l'université de Biskra marquait le début d'une période de formation nécessitant de tirer l'expérience pour chaque action durant mon future vie professionnelle.

🎵 @my_business96



Conclusion

- ✚ Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont resurinées dans les points suivants :
- ✚ Présentèrent, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures en béton armé.
- ✚ La connaissance du comportement dynamique d'une structure, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1^a étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations
- ✚ Il est prouvé que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Les modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de prédimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure
- ✚ La définition d'une méthode de conception et l'évaluation de la résistance des structures est un problème large et complexe. D'une part, il est nécessaire de définir, de manière la plus réaliste possible, la capacité du système structural, en termes de résistance, pour prévoir le comportement global de la structure



BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règles B.A.E.L 91
- [2] Règles parasismiques algériennes R.P.A 2024
- [3] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2
- [4] Calcul des ouvrages en béton armé; J. CHAROUN
- [5] Les cours de béton armé et conception (1eme année Master)
- [6] Mémoires de fin d'étude en G.civil

Livres:

- Le projet de béton armé (Henry Thonier)
- Calcul des structures en béton armé (Belazougui)

Cours:

- Résistance des matériaux (ENTP)
- Béton armé (ENTP)
- Dynamique des structures (ENTP)
- Cours de bâtiment (ENTP)
- Génie sismique (ENTP)

Logiciels et programmes:

- AUTOCAD 2016 (Dessin)
- Robot V2025 (Analyse des structures)
- RPA 2024 Integrator SetupV4.6