

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER En :**

Génie Civil

Spécialité : Structures

Par : - BENRADOUANE WALID

- BOUARISSA ISMAIL AKRAM

Intitulé

Étude d'une structure en béton armé (clinique) de système noyau implanté à Bordj Bou Arreridj avec comparaison entre les deux versions RPA 2003 et 2024.

Soutenu Le : 11/06/2025

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
<i>M. Rokbane Abdelmadjid</i>		<i>Président</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. Logzît Nacer</i>		<i>examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. LAZHAR Loumachi</i>		<i>examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. DJOUDI LARBI</i>	<i>MAA</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. BELKHADI AHMED ABDERRAOUF</i>	<i>MCA.</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>

Année Universitaire : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Ce travail a été réalisé dans le cadre de préparation de mémoire master pour l'obtention du diplôme master d'état en génie civil option structures. Il n'aurait pas pu voir le jour sans le soutien de nombreuses personnes que nous à remercier.

Nous remercions ,en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

*Nous tenons aussi à remercier notre encadreur **Mr : DJOUDI LARBI** et*

***Mr : BELKADI AHMED ABDRAOUF** pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.*

Nous remercions sincèrement tous ceux qui ont bien voulu prendre part à notre jury.

Nous remerciments vont également :

A tous nos enseignants qui ont contribués à notre formation.

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.



Dédicace :

En premier lieu je remercie "Allah" le tout puissant de m'avoir donné la volonté, la santé et le courage pour réaliser ce travail.

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant le moment plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mon côté et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis merci infiniment pour tout.

A mes chères sœurs, mes adorables neveux et mes nièces sources de joie et de bonheur.

Et toute famille de Benradouane et Bennia.

A nos chers enseignants sans exception

A toute ma famille sans exception et toutes personnes qui m'ont aidé à poursuivre mes études.

A tous mes amis (es) et toute la promotion de master 2 et 1 génie civil BBA 2025. A celui avec qui j'ai collaboré dans la réalisation de ce mémoire.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers

WALID





Dédicace :

Je rends grâce à Allah, le Tout-Puissant, en premier et en dernier, qui m'a accordé la force, la santé et la volonté pour arriver à cette étape et accomplir ce travail modeste.

À mes chers parents, mon pilier dans la vie, mon soutien dans toutes les situations.

À ma chère mère, toujours à mes côtés, par son amour, sa tendresse et ses prières.

Et à mon cher père, qui a tout sacrifié pour moi, afin que je devienne ce que je suis aujourd'hui... mille mercis du fond du cœur.

À mes frères et sœurs bien-aimés, à leurs conjoints, et à leurs enfants qui apportent tant de joie à ma vie... merci à vous tous pour votre amour et votre soutien.

À mes chers enseignants, qui ont grandement contribué à ma formation scientifique, toute ma reconnaissance et mon respect pour leurs efforts.

À toute ma famille Bouairissa et Zeglache, sans exception, et à toutes les personnes qui m'ont soutenu ou encouragé, ne serait-ce que par un mot bienveillant.

À mes amis et amies, ainsi qu'à toute la promotion Master 2 Génie Civil – BBA2025.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers

AKRAM



Résumé

Ce mémoire s'articule autour de l'étude structurelle approfondie d'une clinique implantée dans la wilaya de Bordj Bou Arréridj, une zone classée en sismicité de niveau IV selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA) version 2024. Le bâtiment concerné se compose d'un rez-de-chaussée et de cinq étages. L'objectif principal est d'évaluer la conception à l'effet de système noyau ou à effet noyau et le dimensionnement de cette structure en béton armé selon les nouvelles normes en vigueur, notamment le RPA 2024, le CBA93 et le BAEL91. Etude comparaisons entre les deux versions de RPA 2003 et 2024.

Les mots clés : clinique, Béton armé, Robot, RPA2003, RPA2024, CBA93, BAEL91, système noyau ou à effet noyau, comparaison entre RPA 2003 et 2024.

Summary

This thesis focuses on an in-depth structural study of a clinic located in the wilaya of Bordj Bou Arréridj, an area classified as seismic zone IV according to the 2024 version of the Algerian Seismic Code (RPA). The building in question consists of a ground floor and five upper floors. The main objective is to evaluate the design in terms of the core system effect and the structural sizing of this reinforced concrete building according to the new standards in force, particularly RPA 2024, CBA93, and BAEL91. The study also includes a comparison between the two versions of the RPA: 2003 and 2024.

Keywords: Clinic, Reinforced concrete, Robot (structural analysis software), RPA2003, RPA2024, CBA93, BAEL91, Core system or core effect, Comparison between RPA 2003 and 2024.

ملخص

يتناول هذا المذكرة دراسة إنشائية معمقة لعيادة تقع في ولاية برج بوعرييج، وهي منطقة مصنفة ضمن المستوى الرابع من حيث النشاط الزلزالي وفقاً للنتظيم الجزائري المقاوم للزلازل (RPA) نسخة 2024. يتكوّن المبنى المعني من طابق أرضي وخمسة طوابق علوية. الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو تقييم من حيث تأثير النظام التّووي أو تأثير النّواعة. وأبعاد هذا الهيكل الخرساني المسلح وفقاً للمعايير الجديدة المعتمدة، وعلى وجه الخصوص RPA 2024، و CBA93، و BAEL91 كما تتضمن الدراسة مقارنة بين نسختي النظام المضاد للزلازل بين نسخة 2003 و نسخة 2024.

الكلمات المفتاحية: عيادة، خرسانة مسلحة، Robot، RPA2003، RPA2024، CBA93، BAEL91 نظام النّواعة أو تأثيره. مقارنة بين النظام المضاد للزلازل بين نسخة 2003 و نسخة 2024.

Sommaire

Chapitre I Généralites	
I.Introudction	1
I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2 Caractéristiques du projet et description architecturale	1
I.2.1 Caractéristiques architecturales	2
I.3. Caractéristiques géotechniques du site	6
I.4. Caractéristiques structurales de l'ouvrage	7
I.5. Choix du contreventement	7
I.6. Généralités	7
I.6.1. Règlements et normes utilisés	7
I.6.2. Méthodes de calcul aux états limites	8
I.6.3. Action et sollicitation	8
I.6.3.1. Les actions	8
I.6.3.2. Sollicitations	9
I.6.3.3. Les combinaisons des actions	9
I.6.4. Caractéristiques des matériaux	9
I.6.4.1 Béton	9
I.6.4.2. Acier	10
I.6.4.3.Résistance mécanique	11
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II .1. Introduction	12
II.2. Pré dimensionnement des planchers	12
II.2.1. Plancher corps creux	12
II.2.2. Plancher à dalle pleine	13
II.3. Pré dimensionnement des poutres	14
II.4. L'acrotère	19
II.5. Les voiles	19
II.5.1 Différents éléments de contreventement	20
II.6. Les escaliers	23
II.7. Evaluation des charges et surcharges	28
II.8. Pré dimensionnement des poteaux	33

II.8.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux	33
II.8.1.1.Surface poteau le plus sollicité central	33
II.8.2 .Vérifications	36
II.9. Conclusion	37
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III .1. Introduction	39
III.2. Calculs des planchers	39
III.2.1. Etudes des poutrelles	39
III.2.2. Méthode de Caquot	39
III.2.3. La méthode forfaitaire	40
III.2.4. Les type des poutrelles	40
III.2.5. sollicitations revenants aux poutrelles	41
III.2.6. Exemples de calcul poutrelle	41
III.2.7. Ferrailage des poutrelles	50
III.2.8. Vérification à nécessaire	52
III.2.9. Schéma ferrailages des poutrelles	57
III.2.10. Dalle de compression	57
III.3. Etudes des balcons en dalles pleines	58
III.3.1: Introduction	58
III.3.2. Calcul des balcons dalles pleines	59
III.3.2.1 type 01 (balcon continue travail dans les deux sens)	59
III.3.2.2. type02(dalle plein dans niveau couverture chambre ascenseur)	63
III.3.2.3. type 03 (dalle plein dans niveau couverture des escalier)	65
III.3.3.Schéma de ferrailage	68
III.4. Etude des escaliers	69
III.4.1. Escalier de type	69
III.4.2. Calcul ferrailage	73
III.4.3. Schéma de ferrailage de l`escalier	77
III.4.4. Etude de la poutre palière	79
III.4.4.1.Calcul à l'ELU en flexion	80
III.4.4.2. Vérification à nécessaire	82
III.4.4.3.Calcul des armatures à la torsion	83

III.4.4.4 Schéma de ferrailage	84
III.5. Etude de l'acrotère	84
III.5.1. Calcul à l'ELU	86
III.5.2. Vérification nécessaire	87
III.5.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère	88
III.6. Etude d'ascenseur	88
III.6.1. Définition	88
III.6.2. Caractéristiques de l'ascenseur	89
III.6.3. Pré-dimensionnement	90
III.6.4. Détermination des charges et surcharges	90
III.6.5. Le ferrailage	92
III.6.6. Schéma de ferrailage de la dalle machine	95
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1. Introduction	96
IV.2. Méthode De Calcul	96
IV.3. Méthode statique équivalente	96
IV.3.1. PRINCIPE	96
IV.3.2. Conditions d'application	97
IV.4. Méthodes dynamiques	98
IV.4.1. Principe	98
IV.4.2. Conditions d'application	98
IV.5. Vérification des conditions d'application	98
IV.6. Modélisation	98
IV.6.1. Présentation sommaire du logiciel utilisé	98
IV.6.2. Préparation des données de ROBOT	98
IV.7. Vérifications selon les exigences du RPA	99
IV.7.1. Vérification de Nombre de modes à considérer	99
IV.7.1.1. Présentation des différents modes	101
IV.7.2. Vérification système 6 et choisir coefficient de comportement globale de structure (R) et facteur de qualité	102
IV.7.2.1. Vérification système 6	102
IV.7.2.2. Coefficient de comportement global de structure (R)	105
IV.7.2.3. Facteur de qualité	106
IV.7.3. Vérification les efforts normaux	107

IV.7.3.1. Aux niveaux des poteaux	107
IV.7.3.2. Aux niveaux des voiles	108
IV.7.4. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure	108
IV.7.5. Vérification des déplacements	113
IV.7.5.1. Justification de non-effondrement	113
IV.7.5.2. Justification de limitation des dommages	114
IV.7.6. Vérification l'effet P-Delta	114
IV.7.7. Vérification de renversement	116
IV.8. Conclusion	117
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1. Introduction	118
V.2. Etude des poteaux	118
V.2.1. Recommandations	119
V.2.2. Sollicitation de calcul	121
V.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux	122
V.2.4. Vérifications nécessaires	125
V.2.5. Schémas de ferrailage	126
V.3. Etude des poutres	127
V.3.1. Recommandations	127
V.3.2. Sollicitation des poutres	128
V.3.3. Calcul du ferrailage des poutres	130
V.3.4. Vérifications nécessaires	138
V.3.5. Schémas de ferrailage	145
V.4. Étude des voiles	147
V.4.1. Recommandation	148
V.4.2. Calcul du ferrailage et les sollicitations maximales dans les voiles	151
V.4.3. Schéma de ferrailages de voile	155
IV.5. Conclusion	155
Chapitre VI : Etude l'infrastructure	

VI.1. Introduction	156
VI.2. Combinaisons de calcul	156
VI.3. Reconnaissance du sol	156
VI.4. Choix du type de fondation	157
VI.5. Pré dimensionnement du radier	157
VI.6. Vérification du radier	159
VI.7. Ferrailage de radier	163
VI.8. Ferrailage de nervure	170
VI.9. Schéma ferrailage de radier	176
VI.10. La longrine	178
VI.10.1. Dimensionnement de la longrine	178
VI.10.2. Ferrailage de la longrine	178
VI.10.3. Schéma de ferrailage de longrine	179
VI.11. Étude voile périphérique	180
VI.11.1. Calcul de la poussée des terres	180
VI.11.2. Calcul des sollicitations	181
VI.11.3. Calcul du ferrailage	182
VI.11.4. Schéma de ferrailages de voile périphérique	183
IV.12. Conclusion	185
Chapitre VII : Comparaison entre RPA 2003 et RPA 2024 : Application à notre projet	
VII.1. INTRODUCTION	186
VII.2. Classification des zones sismiques	186
VII.3. Classification des ouvrages selon leur importance	187
VII.4. Actions sismiques	187
VII.5. Spectre de réponse de calcul	188
VII.6. Classification des systèmes de contreventement	190
VII.7. Facteur de qualité	192
VII.8. Calcul de la force sismique totale	193
VII.9. Estimation de la période fondamentale de la structure	194
VII.10. Résultante des forces sismiques de calcul	196
VII.11. Combinaisons d'actions	196
VII.12. Stabilité au renversement	197

VII.13. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .	197
VII.14. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étage	198
VII.15. Force horizontale agissant sur les éléments non-structuraux	199
VII.16. Coefficients partiels de sécurité	199
VII.17. Spécifications pour les poteaux	199
VII.18. Spécifications pour les poutres	203
VII.19. Murs et voiles de contreventement	206
Conclusion	
Bibliographie	
Annexes	

LISTE DE TABLEAUX

<i>Chapitre I Généralités</i>		
Tableau. I.1	Caractéristiques mécaniques des aciers	10
Tableau I.2	Caractéristiques des matériaux utilisés	11
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments		
Tableau II.1	Les dimensions des planchers	13
Tableau II.2	Évaluations des charges de mur extérieur	28
Tableau II.3	Évaluations des charges de mur intérieur	28
Tableau II.4	Évaluation des charges de plancher terrasse accessible	29
Tableau II.5	évaluations des charges de plancher étage courant	29
Tableau II.6	évaluations des charges de balcon	30
Tableau II.7	évaluations des charges de dalle	30
Tableau II.8	Évaluations des charges de Palier type 1 et 2	30
Tableau II.9	Évaluations des charges de Palier type 03	31
Tableau II.10	Évaluations des charges de Palier type 4 et 5	31
Tableau II.11	Évaluations des charges de Paillasse type 1et2	32
Tableau II.12	Évaluations des charges de Paillasse type 3	32
Tableau II.13	Évaluations des charges de Paillasse type 4 et 5	33
Tableau II.14	Charge permanente poteaux central	35
Chapitre III : Etude des éléments secondaires		
Tableau III.1	Sollicitations poutrelles	41
Tableau III.2	Longueur fictive	41
Tableau III.3	Moment sur appui étage courant a ELU	42
Tableau III.4	Effort tranche étage courant a ELU	43
Tableau III.5	Moment sur travée étage courant a ELU	43
Tableau III.6	Récapitulatif des résultats etage courant a ELU	44

Tableau III.7	Moment sur appui étage courant a ELS	44
Tableau III.8	Effort tranche étage courant a ELS	45
Tableau III.9	Moment sur travée étage courant a ELS	46
Tableau III.10	Récapitulatif des résultats etage courant a ELS	46
Tableau III.11	Longueur fictive	46
Tableau III.12	Moment sur appui terrasse a ELU	47
Tableau III.13	Effort tranche terrasse a ELU	47
Tableau III.14	Moment sur travée terrasse a ELU	48
Tableau III.15	Récapitulatif des résultats terrasse a ELU	48
Tableau III.16	Moment sur appui terrasse a ELS	49
Tableau III.17	Effort tranche terrasse a ELS	49
Tableau III.18	Moment sur travée terrasse a ELS	50
Tableau III.19	Récapitulatif des résultats terrasse a ELS	50
Tableau III.20	les sollicitations Poutrelle étage courant	50
Tableau III.21	les sollicitations Poutrelle Plancher terrasse	54
Tableau III.22	Chois de ferrailage	56
Tableau III.23	Valeur de α	59
Tableau III.24	les charges des balcon	59
Tableau III.25	les charges des balcon dans les deux direction	60
Tableau III.26	Longueur fictive	60
Tableau III.27	Moment sur appui	60
Tableau III.28	Effort tranche étage courant	61
Tableau III.29	Moment sur travée étage courant	61
Tableau III.30	Les sollicitation	61
Tableau III.31	Evaluation des charges de l'escalier	71
Tableau III.32	Charge équivalente de l'escalier	71
Tableau III.33	Combinaisons des charges de l'escalier	72
Tableau III.34	Sollicitation L'ELU de l'escalier	72
Tableau III.35	Sollicitation L'ELU de l'escalier	73
Tableau III.36	Vérification à E.L.S type 1	74
Tableau III.37	Choit d'armature type 1	74
Tableau III.38	Calcul les armateurs type 2	75
Tableau III.39	Vérification à E.L.S type 2	75
Tableau III.40	Choit d'armature type 2	75

Tableau III-41	Calcul les armateurs type 3	75
Tableau III-42	Vérification à E.L.S type 3	76
Tableau III-43	Choit d'armature type 3	76
Tableau III-44	Calcul les armateurs type 4	76
Tableau III-45	Vérification à E.L.S type 4	77
Tableau III-46	Choit d'armature type 4	77
Tableau III.47	Sollicitation la poutre palière	80
Tableau III.48	Combinaisons d'actions de l'acrotère.	86
Chapitre IV : Etude dynamique		
Table IV.1	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	97
Tableau IV-2	Périodes et facteurs de participation modale	100
Tableau IV-3	Rayons de torsion	105
Tableau IV-4	Rayons de giration	105
Tableau IV-5	Résultat pour vérification système 6	105
Tableau IV-6	Valeurs des Pondérations P_q	106
Tableau IV-7	Valeurs des vérifications de régularité en plan a_2	107
Tableau IV-8	Les masses de chaque niveau	107
Tableau IV-9	Effort normaux d'un poteau de section carre 70×70	108
Tableau IV-10	Effort normaux d'un poteau de section carre 55×55	108
Tableau IV-11	Effort normaux d'un poteau de section circulaire $d = 60$	108
Tableau IV-12	Effort normaux d'un voile de section 25×300	108
Tableau IV-13	Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i	109
Tableau IV-14	Valeurs du coefficient CT	110
Tableau IV-15	Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V	110
Tableau IV-16	Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r = 475$ ans	111
Tableau IV-17	Valeurs des coefficients d'importance	111
Tableau IV-18	Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)	111
Tableau IV-19	Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2 (Zones I, II et III)	112
Tableau IV-20	la force sismique total sens x-x	112
Tableau IV-21	la force sismique total sens y-y	112
Tableau IV-22	Vérification de la résultante des forces sismiques	113
Tableau IV-23	Valeurs limites des déplacements inter-étages	113
Tableau IV-24	Vérification des déplacements non-effondrement	114

Tableau IV-25	Coefficients d'importance et coefficient réducteurs selon les groupes d'importance	114
Tableau IV-26	Vérification des déplacements de limitation des dommages	114
Tableau IV-27	Vérification Effet P- Δ sens x-x	115
Tableau IV-28	Vérification Effet P- Δ sens y-y	116
Tableau IV-29	Vérification au renversement sens x-x	116
Tableau IV-30	Vérification au renversement sens y-y	116
Chapitre V : Etude des éléments structuraux		
Tableau V.1	Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.	120
Tableau V.2	longueur des zones nodale et courante dans les poteaux	120
Tableau V.3	Sollicitations de poteaux 70X70	121
Tableau V.4	Sollicitations de poteaux 55X55	121
Tableau V.5	Sollicitations de poteaux circulaires 60 cm	122
Tableau V.6	Ferraillage longitudinal des poteaux	124
Tableau V.7	Ferraillage transversaux des poteaux.	124
Tableau V.8	Vérification au flambement des différents poteaux	125
Tableau V.9	Vérification des contraintes dans le béton.	125
Tableau V.10	Vérification des contraintes de cisaillement	126
Tableau V.11	Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.	128
Tableau V.12	Sollicitations des poutres principale 1	129
Tableau V.13	Sollicitations des poutres principale 2	129
Tableau V.14	Sollicitations des poutres secondaires	129
Tableau V.15	Sollicitations des poutres porteuse 1	129
Tableau V.16	Sollicitations des poutres porteuse 2	130
Tableau V.17	Sollicitations des poutres non porteuse	130
Tableau V.18	Ferraillage longitudinal des poutres	137
Tableau V.19	Choix et espacement de ferraillage transversale des poutres	137
Tableau V.20	La longueur de l'élément de rive	149
Tableau V.21	La longueur de l'élément de rive	150
Tableau V.22	Calcul voile	154

Chapitre VI : Etude l'infrastructure		
Tableau VI.1	Impacte du poteau sur la dalle du radier	161
Tableau VI.2	Impacte du voile d'ascenseur sur la dalle du radier	162
Tableau VI.3	Géométriques du radier	163
Tableau VI.4	Récapitulatif des moments M_{xx} (KN.m)	165
Tableau VI.5	Récapitulatif des moments M_{yy} (KN.m)	166
Tableau VI.6	Ferraillage du radier	168
Tableau VI .7	Les sollicitations de nervure de radier sens x-x.	170
Tableau VI .8	Les sollicitations de nervure de radier sens y-y.	170
Tableau VI .9	Ferraillage de la nervure radiée	172
Tableau VI .10	Ferraillage de la nervure radiée sens y-y.	173
Tableau VI.11	Moments fléchissant du voile périphérique	182
Tableau VI.12	Armatures longitudinales du voile périphérique plaque.	182
Tableau V.13	Armatures longitudinales du voile périphérique.	183
Chapitre VII : Comparaison entre RPA version 2003 et RPA version 2024 a notre projet		
Tableau VII-1	Accélération de zone selon RPA 2003	187
Tableau VII-2	Accélération de zone selon RPA 2024	188
Tableau VII-3	Valeur de T1 et T2 selon RPA 2003	188
Tableu VII-4	Valeur de T1 et T2 selon RPA 2003 Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 1 (Zones sismiques IV, V et VI)	189
Tableau VII-5	Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 2 (Zones sismiques I,II et III)	189
Tableau VII-6	: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de Type 1	190
Tableau VII-7	Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de Type 2	190
Tableau VII- 8	Coefficient des comportements selon RPA 2003	190
Tableau VII- 9	Coefficient des comportements selon RPA 2024	191

Tableau VII- 10	Facteur de qualité selon RPA 2003	192
Tableau VII- 11	Facteur de qualité selon RPA 2024	193
Tableau VII- 12	Valeur de coefficient de pondération selon RPA 2003	194
Tableau VII- 13	Valeur de coefficient de pondération selon RPA 2024	194
Tableau VII- 14	Valeur du coefficient Ct selon RPA 2003	195
Tableau VII- 15	Valeur du coefficient Ct selon RPA 2024	195
Tableau VII- 16	Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance selon RPA 2024	197
Tableau VII- 17	Valeurs limites des déplacements inter-étages selon RPA 2024	199

LISTE DE FIGURES

<i>Chapitre I Généralités</i>		
Figure I.1	Vue en plan RDC	3
Figure I.2	Vue en plan 1 ère étage.	3
Figure I.3	Vue en plan 2 3 et 4 ème étage	4
Figure I.4	Vue en plan 5 ème étage.	4
Figure I.5	Coupe A-A de la structure	5
Figure I.6	Vu de façade	6
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments		
Figure II.1	Coupe transversale d'un plancher à corps creux	12
Figure II.2	Coupe transversale poutrelle	13
Figure II.3	Coupe transversale poutre principale 1	16
Figure II.4	Coupe transversale poutre principale 2	16
Figure II.5	Coupe transversale poutre secondaire	17
Figure II.6	Coupe transversale poutre porteuse 1	17
Figure II.7	Coupe transversale poutre porteuse 2	18
Figure II.8	Coupe transversale poutre non porteuse	18
Figure II.9	Forme d'un l'acrotère.	19
Figure II.10	Exemples de contreventements plans	20
Figure II.11	Bâtiment d'habitation.	20
Figure II.12	Contreventement par noyau et façade	21
Figure II.13	Vue en 3d d'un voile	21
Figure II.14	Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations	22
Figure II.15	Prise en compte des voiles de retour	22
Figure II.16	Schéma de terminologie d'escalier.	23

Figure II.17	Schéma statique.	24
Figure II.18	Ligne de foulée pour un escalier balancé	25
Figure II.19	Poteau central	33
Chapitre III : Etude des éléments secondaires		
Figure III-1	schéma statique de poutrelle étage	41
Figure III-2	schéma statique de poutrelle terrasse	41
Figure III.3	Calcul de flèche	53
Figure III.4	Calcul de flèche	56
Figure III.5	Ferraillages des poutrelles étage courant	57
Figure III.6	Ferraillages terrasse	57
Figure III.7	Schéma de ferraillage de la dalle de compression	58
Figure III-8	schéma statique balcon type 1	59
Figure III.10	Schéma de ferraillage de balcon type 1	68
Figure III.11	Schéma de ferraillage de balcon type 2	68
Figure III.12	Schéma de ferraillage de balcon type 3	68
Figure III.13	Schéma de l'escalier les plus sollicitées	70
Figure III.14	Schéma de ferraillage de l'escalier type 1	77
Figure III.15	Schéma de ferraillage de l'escalier type 2	78
Figure III.16	Schéma de ferraillage de l'escalier type 3	78
Figure III.17	Schéma de ferraillage de l'escalier type 4	79
Figure III.18	Vue 3D pour la poutre palière	79
Figure III.19	Vérification des contraintes	82
Figure III.20	Schéma de ferraillage de la poutre palier	84
Figure III.21	Modèle de calcul d'acrotère	85
Figure III.22	Schéma de ferraillage de l'acrotère	88
Figure III.23	Ascenseur a câbles de traction.	89
Figure III.24	tableau Class III lifts (Health-care lifts) selon iso8100-30	89
Figure III.25	Ferraillage de la dalle machine.	95
Chapitre IV : Etude dynamique		
Figure IV-1	1 ^{er} mode translation selon Y-Y	101
Figure IV-2	2 ^{eme} mode torsion	101
Figure IV-3	3 ^{eme} mode translation selon X-X	102
Figure IV-4	Définition des différents paramètres	103
Figure IV-5	Effet P- Δ	115
Figure IV-6	Position des voiles avec sa longueur	117
Chapitre V : Etude des éléments structuraux		

Figure V.1	Zone nodale	119
Figure V.2	Dispositions des cadres dans les poteaux.	121
Figure V.3	As cal de poteaux 70×70 niveaux 1 2 3	122
Figure V.4	As cal de poteaux 55×55 niveaux 1 2 3	123
Figure V.5	As cal de poteaux circulaires 60 cm	123
Figure V.6	Schéma de ferrailage des poteaux.	126
Figure V.7	Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale	128
Figure V.8	As travée cal des poutres principales 1	131
Figure V.9	As appuie cal des poutres principales 1	131
Figure V.10	As travée cal des poutres principales 2	132
Figure V.11	As appuie cal des poutres principales 2.	132
Figure V.12	As travée cal des poutres secondaires	133
Figure V.13	As appuie cal des poutres secondaires.	133
Figure V.14	As travée cal des poutres porteuse 1	134
Figure V.15	As appuie cal des poutres porteuse 1	134
Figure V.16	As travée cal des poutres porteuse 2	135
Figure V.17	As appuie cal des poutres porteuse 2.	135
Figure V.18	As travée cal des poutres non porteuse.	136
Figure V.19	As appuie cal des poutres non porteuse.	136
Figure V.20	Vérification poutre principale 1 à l'effort tranchant	139
Figure V.21	Vérification poutre principale 2 à l'effort tranchant	139
Figure V.22	Vérification poutre secondaire à l'effort tranchant	140
Figure V.23	Vérification poutre porteuse 1 à l'effort tranchant	140
Figure V.24	Vérification poutre porteuse 2 à l'effort tranchant	141
Figure V.25	Vérification poutre non porteuse à l'effort tranchant	141
Figure V.26	Vérification Contrainte de béton et acier poutre principale 1	142
Figure V.27	Vérification Contrainte de béton et acier poutre principale 2	142
Figure V.28	Vérification Contrainte de béton et acier poutre secondaire	143

Figure V.29	Vérification Contrainte de béton et acier poutre porteuse 1	143
Figure V.30	Vérification Contrainte de béton et acier poutre porteuse 2	144
Figure V.31	Vérification Contrainte de béton et acier poutre non porteuse	144
Figure V.32	Vérification les poutres a la flèche	145
Figure V.33	Schéma de ferrailage des poutres.	147
Figure V.34	schéma statique de voile.	147
Figure V.35	Eléments de rive pour les voiles	150
Figure V.36	Epaisseur minimale des éléments de rive confine	150
Figure V.37	Sollicitations maximales dans le voile 1 à Y-Y	151
Figure V.38	Sollicitations maximales dans le voile 2 à Y-Y.	151
Figure V.39	Sollicitations maximales dans le voile 3 à Y-Y	152
Figure V.40	Sollicitations maximales dans le voile 4 à Y-Y	152
Figure V.41	Sollicitations maximales dans le voile 5 à Y-Y.	152
Figure V.42	Sollicitations maximales dans le voile 6 à Y-Y	152
Figure V.43	Sollicitations maximales dans le voile 7 à Y-Y.	156
Figure V.44	Sollicitations maximales dans le voile 1 à X-X	156
Figure V.45	Sollicitations maximales dans le voile 2 à X-X.	156
Figure V.46	Sollicitations maximales dans le voile 3 à X-X.	156
Figure V.47	Sollicitations maximales dans le voile 4 à X-X.	154
Figure V.48	Schéma de ferrailage des voiles.	155
Chapitre VI : Etude l'infrastructure		
Figure VI.1	Semelle flexible sur sol Homogène	157
Figure VI.2	Semelle rigide sur sol Homogène	157
Figure VI.3	Grand surface de panneau	158
Figure VI.4	Schéma de radier	159
Figure VI.5	Distribution des contraint a ELS	160
Figure VI.6	Distribution des contraint a ELU	160
Figure VI.7	Distribution des contraint a ELA	161
Figure VI.8	Distribution des contraint de cisaillement τ_{xx}	163
Figure VI.9	Distribution des contraint de cisaillement τ_{yy}	163

Figure VI.10	Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{xx} «ELS»)	164
Figure VI.11	Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{xx} «ELU»)	164
Figure VI.12	Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{xx} «ELA»)	164
Figure VI.13	Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{yy} «ELS»)	165
Figure VI.14	Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{yy} «ELU»)	165
Figure VI.15	Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{yy} «ELA»)	165
Figure VI .16	As cal de nappe sup suivant x-x.	166
Figure VI .17	As cal de nappe sup suivant y-y	167
Figure VI.18	As cal de nappe inf suivant x-x	167
Figure VI.19	As cal de nappe inf suivant y-y	168
Figure VI.20	vérification des contraintes x-x	169
Figure VI.21	vérification des contraintes y-y	169
Figure VI.22	As cal de travée de nervure sens x-x.	171
Figure VI.23	As cal d'appui de nervure x-x	171
Figure VI.24	As cal de travée de nervure sens y-y	172
Figure VI.25	As cal d'appui de nervure y-y	173
Figure VI.26	Vérification à l'effort tranchant sens X-X	174
Figure VI.27	Vérification à l'effort tranchant sens Y-Y	175
Figure V.28	Vérification Contrainte de béton et acier sens x-x	175
Figure V.29	Vérification Contrainte de béton et acier sens y-y	176
Figure VI.30	Schéma de ferrailage de radier et nervure	178
Figure VI.31	As cal de travée de nervure sens x-x	179
Figure VI.32	Disposition des armatures de longrine	179
Figure VI.33	Voile périphérique plaque.	180
Figure VI.34	La force sur voile périphérique plaque	181
Figure VI.35	La force sur voile périphérique.	181
Figure VI.36	Schéma de ferrailage du voile périphérique plaqué.	184
Figure VI.37	Schéma de ferrailage du voile périphérique	185
Chapitre VII : Comparaison entre RPA version 2003 et RPA version 2024 a notre projet		
Figure VII-1	division de territoire algérien selon RPA 2003	186

Figure VII-2	division de territoire algérien selon RPA 2024	187
Figure VII-3	Organigramme pour faciliter le classification selon RPA 2003	191
Figure VII-4	Organigramme pour faciliter le classification selon RPA 2024	192
Figure VII-5	Coupe de voile en plan selon RPA 2003	206
Figure VII-6	Disposition des armateurs verticaux dans les voiles selon RPA 2003	208
Figure VII-7	Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations selon RPA 2024	209
Figure VII-8	Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant	210
Figure VII-9	Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élances des systèmes a contreventement mixte	211
Figure VII-10	Eléments de rive pour les voiles selon RPA2024	212
Figure VII-11	Epaisseur minimal des éléments de rive selon RPA 2024	212

Liste des symboles

A :	Aire d'une section d'acier de répartition
At :	Aire d'une section d'acier transversal
As :	Aire d'une section d'acier
a :	Une dimension (en générale longitudinal).
B :	Aire d'une section de béton .
Br :	Section réduite du béton
b :	Une dimension (largeur d'une section).
b₀ :	Épaisseur brute de l'âme de la poutre.
C_T :	coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.
C_u :	La cohésion du sol (KN/m ²).
D :	Facteur d'amplification dynamique moyen.
d :	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d :	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.
e :	Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée
ELS :	Etat limite de service.
ELU :	Etat limite ultime.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier
E_{vj} :	Module de formation différé du béton à l'âge de j jour
E_{ij} :	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour
f_e :	limite d'élasticité de l'acier
f :	Flèche positivement vers les compressions.
f_j Δf_{adm}	la flèche correspondant à j.
f_e :	Limite d'élasticité.
f_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge « j » jours
F_{ij} :	Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge « j » jours.
F_{c28} :	Grandeurs précédentes avec j=28j.
F :	Force ou action en général.
F :	Coefficient de sécurité = 1,5.
j :	Nombre de jours.
ht :	Hauteur totale du plancher.
h :	Hauteur totale d'une section.
h₀ :	épaisseur de la dalle de compression.
h_e :	hauteur libre d'étage.
i :	Rayon de giration d'une section de B A.
I :	Moment d'inertie (m ⁴).
g :	Densité des charges permanentes
G :	Charge permanente
L :	Longueur ou portée.
L_{max} :	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
l_f :	Longueur de flambement.
l_s :	Longueur de scellement.
M :	Moment en général.
M_g :	Moment fléchissant gauche
M_d :	Moment fléchissant droite
M_t :	Moment en travée.
M₀ :	moment isostatique.

<i>n</i> :	Coefficient d'équivalence acier-béton.
<i>n</i> :	Nombre de marches sur la volée.
<i>N_s</i> :	Effort normal de service.
<i>N_u</i> :	Effort normal ultime.
<i>N</i> :	Effort normale du aux charges verticales.
<i>p</i> :	Action unitaire de la pesanteur.
<i>q_u</i> :	Charge ultime.
<i>q_s</i> :	Charge de service
<i>q</i> :	Charge variable
<i>Q</i> :	Action variables quelconque.
<i>Q</i> :	Facteur de qualité.
<i>R</i> :	Coefficient de comportement global.
<i>S_t</i> :	Espacement des armatures transversales.
<i>T₂</i> :	Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
<i>V</i> :	Effort tranchant.
<i>W</i> :	Poids propre de la structure.
<i>W_{Qi}</i> :	Charges d'exploitation.
<i>W_{Gi}</i> :	Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
<i>X</i> :	Coordonnée en général, abscisse en particulier.
<i>σ_{bc}</i> :	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_s</i> :	Contrainte de compression dans l'acier
<i>γ_w</i> :	Poids volumique de l'eau (t/m ³).
<i>γ_b</i> :	Coefficient de sécurité.
<i>γ_s</i> :	Coefficient de sécurité.
<i>φ</i> :	Angle de frottement interne du sol (degrés).
<i>σ_{adm}</i> :	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
<i>τ_u</i> :	Contrainte de cisaillement (MPa).
<i>η</i> :	Facteur d'amortissement.
<i>β</i> :	Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charg d'exploitation.

Introduction

Introduction générale

Le génie civil est un domaine fondamental de l'ingénierie, regroupant l'ensemble des techniques nécessaires à la conception, l'étude, la réalisation et le contrôle des ouvrages d'art et des bâtiments. Il joue un rôle essentiel dans le développement des infrastructures, notamment dans les zones soumises à des risques naturels comme les séismes. L'ingénieur en structures est ainsi appelé à garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité des constructions face à des sollicitations permanentes ou accidentelles, statiques ou dynamiques.

L'Algérie, située dans une zone de convergence des plaques tectoniques, est fortement exposée aux activités sismiques. De ce fait, la conception parasismique est une exigence incontournable dans les projets de construction. Pour cette raison, l'étude de structures conformément aux dernières versions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) est d'une importance capitale.

Dans ce contexte, le présent mémoire porte sur l'étude complète d'une **clinique en béton armé (R+5)** située dans la wilaya de Bordj Bou Arréridj, une région classée en **zone sismique IV** selon le RPA 2024. Ce projet constitue une application concrète des connaissances acquises tout au long du cursus universitaire, en combinant théorie, réglementation, et modélisation numérique à l'aide de **logiciels spécialisés** tels que *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*.

L'organisation de ce mémoire se décline en **sept chapitres** principaux :

- **Chapitre I : Généralités et description du projet**
Ce chapitre présente les caractéristiques générales de la structure étudiée, y compris les données architecturales, géotechniques, les matériaux utilisés, ainsi que les normes et règlements adoptés dans l'étude.
- **Chapitre II : Pré-dimensionnement de la structure**
Cette partie aborde les premières estimations des dimensions des éléments porteurs principaux (poutres, poteaux, planchers, voiles, etc.) ainsi que la descente de charges.
- **Chapitre III : Étude des éléments secondaires**
Sont étudiés ici les composants complémentaires tels que les escaliers, balcons, acrotères, ascenseurs, et autres éléments participant au fonctionnement et à l'usage du bâtiment.
- **Chapitre IV : Étude dynamique**
Ce chapitre est consacré à la modélisation numérique et à l'analyse dynamique de la structure selon les prescriptions du RPA 2024, à l'aide du logiciel ROBOT, afin de déterminer les efforts sismiques et les vérifications associées.
- **Chapitre V : Étude des éléments structuraux**
Il s'agit ici du dimensionnement détaillé des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles), en tenant compte des sollicitations issues de l'analyse dynamique.
- **Chapitre VI : Étude de l'infrastructure**
Ce chapitre porte sur l'analyse et la justification du système de fondation (radier, longrines, voiles périphériques), en lien avec les données géotechniques du site.
- **Chapitre VII : Comparaison entre le RPA 2003 et le RPA 2024**
Une étude comparative est menée pour analyser l'impact de l'évolution réglementaire sur les résultats du projet, notamment en termes de classification sismique, spectres de

réponse et coefficients de comportement.

Chapitre I

Généralités

I. Introduction

Une Clinique est un établissement exploité par un médecin ou un groupe de médecins pour traiter des patients. La clinique peut faire partie d'un hôpital ou être indépendante. Les médecins sont assistés par un groupe d'infirmières. Il est adéquatement équipé pour assister les médecins dans leurs tâches.

I.1. Présentation de l'ouvrage

La structure est en béton armé en «R+5 » cet ouvrage sera implanté dans une wilaya de Bordj Bou Arreridj (group de communes B) d'une sismicité moyenne IV, et classée dans le groupe d'usage 1B selon la classification des zones et les groupes d'usages établie par le règlement Parasismique Algérien RPA 2024 (version 2024).

I.2 Caractéristiques du projet et description architecturale

Une clinique R+5 désigne un bâtiment de type clinique ayant un rez-de-chaussée plus 5 étages.

Voici les principales caractéristiques d'une telle structure :

Rez-de-chaussée (R) :

- Accueil et réception : Espaces d'accueil pour les patients et visiteurs, avec des comptoirs d'information.
- Urgences : Une zone pour les patients nécessitant une prise en charge rapide, avec des salles d'examen et de soins.
- Consultations générales : Des cabinets pour les médecins généralistes ou spécialistes.
- Laboratoires : Espaces pour des tests de laboratoire, analyses médicales et prélèvements.
- Salle d'attente : Zone confortable pour les patients attendant une consultation ou un examen.
- Accessibilité : Rampes d'accès et ascenseurs pour les personnes handicapées.
- Soins intensifs : Unités de soins intensifs pour les patients graves.
- Ascenseurs et escaliers : Essentiels pour la circulation verticale dans le bâtiment.
- Système de ventilation et de climatisation : Crucial pour garantir un air sain et une température agréable.
- Sécurité : Alarmes incendie, sorties de secours, systèmes de surveillance.

Premier étage:

- Accueil et réception : Espaces d'accueil pour les patients et visiteurs, avec des comptoirs d'information.
- Chirurgie : Salles d'opération, récupération post-chirurgicale.
- Obstétrique/Gynécologie : Services dédiés aux femmes enceintes et aux soins de maternité.
- Espace de soins paramédicaux : Laboratoires, radiologie, imagerie médicale, salles

d'échographie.

- Ascenseurs et escaliers : Essentiels pour la circulation verticale dans le bâtiment.
- Système de ventilation et de climatisation : Crucial pour garantir un air sain et une température agréable.
- Sécurité : Alarmes incendie, sorties de secours, systèmes de surveillance pour la sécurité des patients et du personnel.
- Bureaux administratifs : Espaces pour le personnel administratif et les opérations de gestion.

Deuxième et troisième et quatrième étages:

- Chambres pour patients : Des chambres privées ou partagées pour les patients hospitalisés, avec des équipements médicaux adaptés.
- Bureau d'orientation.
- Ascenseurs et escaliers : Essentiels pour la circulation verticale dans le bâtiment.
- Système de ventilation et de climatisation : Crucial pour garantir un air sain et une température agréable.
- Sécurité : Alarmes incendie, sorties de secours, systèmes de surveillance.

Cinquième étage:

- Chambres pour patients : Des chambres privées ou partagées pour les patients hospitalisés, avec des équipements médicaux adaptés.
- Cafétérias et restaurants : Pour le personnel et les visiteurs.
- Cuisine de la clinique.
- Ascenseurs et escaliers : Essentiels pour la circulation verticale dans le bâtiment.
- Système de ventilation et de climatisation : Crucial pour garantir un air sain et une température agréable.
- Sécurité : Alarmes incendie, sorties de secours, systèmes de surveillance.

I.2.1 Caractéristiques architecturales

Dimensions suivantes :

- plan : $L_x = 37.10 \text{ m}$; $L_y = 11.25 \text{ m}$

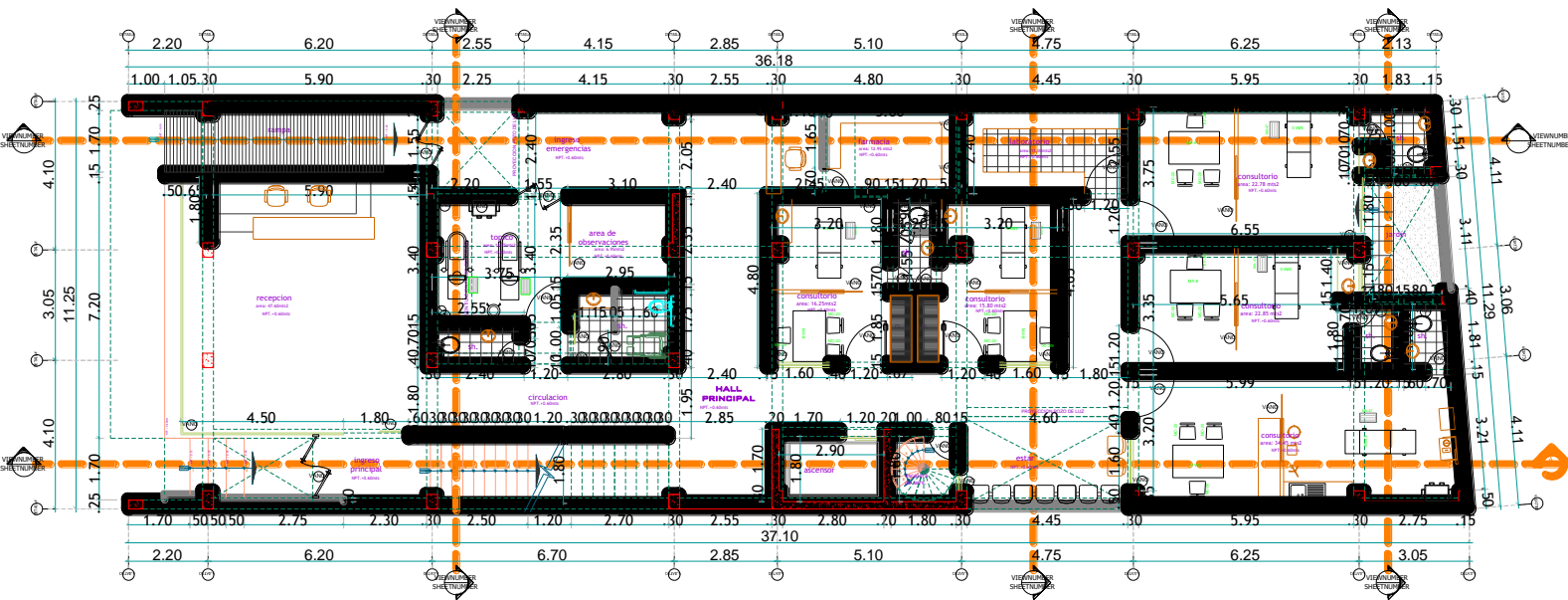
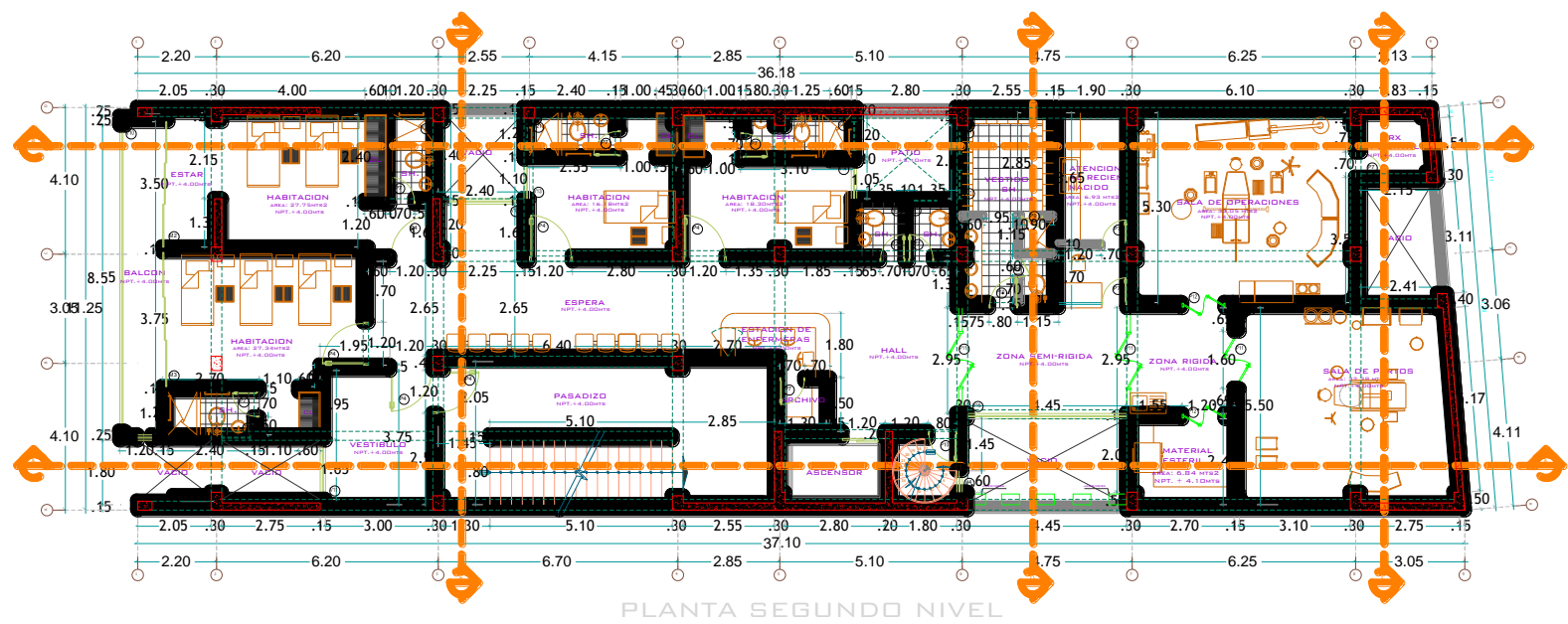


Figure I.1. Vue en plan RDC.



PLANTA SEGUNDO NIVEL

Figure I.2. Vue en plan 1ère étage.

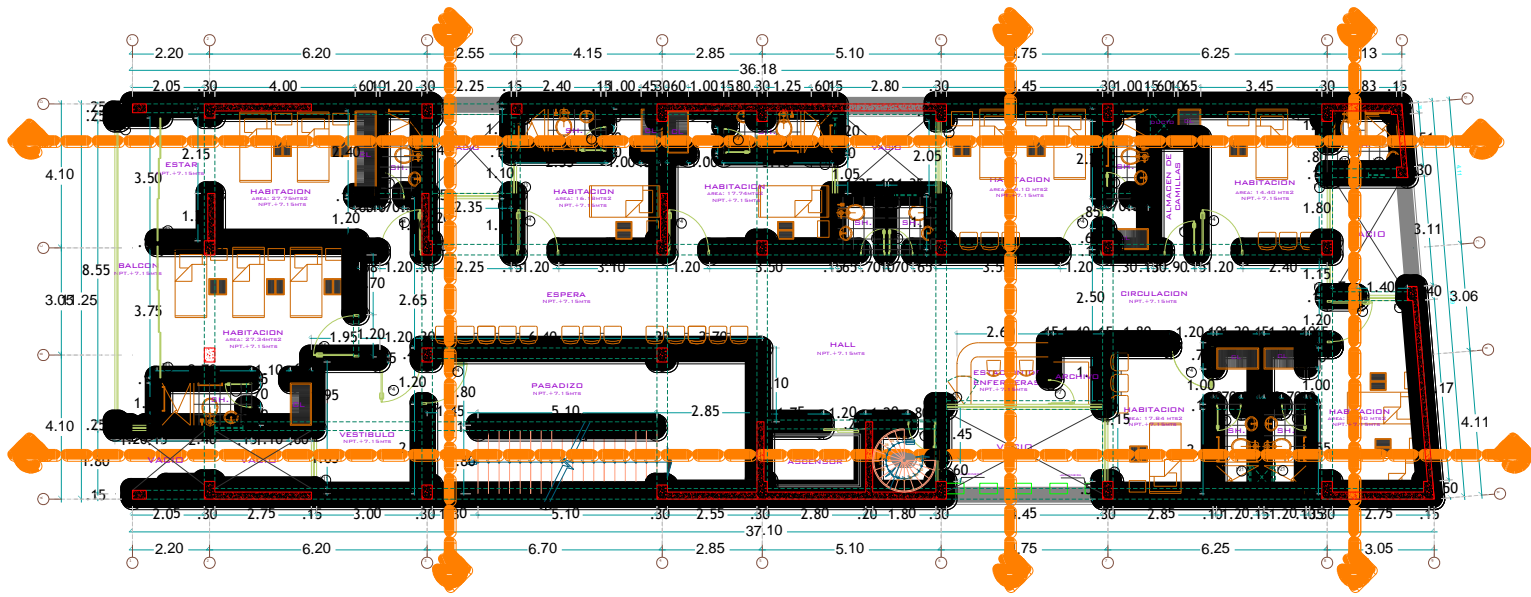


Figure I.3. Vue en plan 2 3 et 4 ème étage.

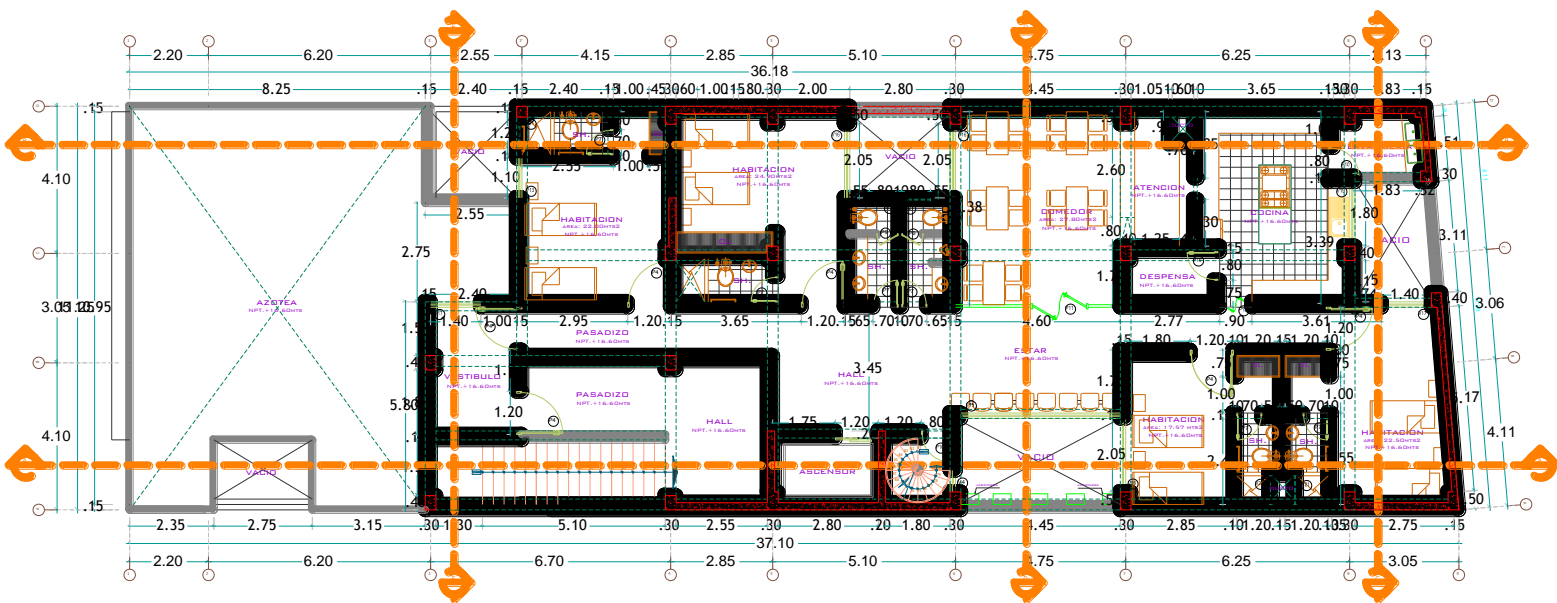


Figure I.4. Vue en plan 5 ème étage.

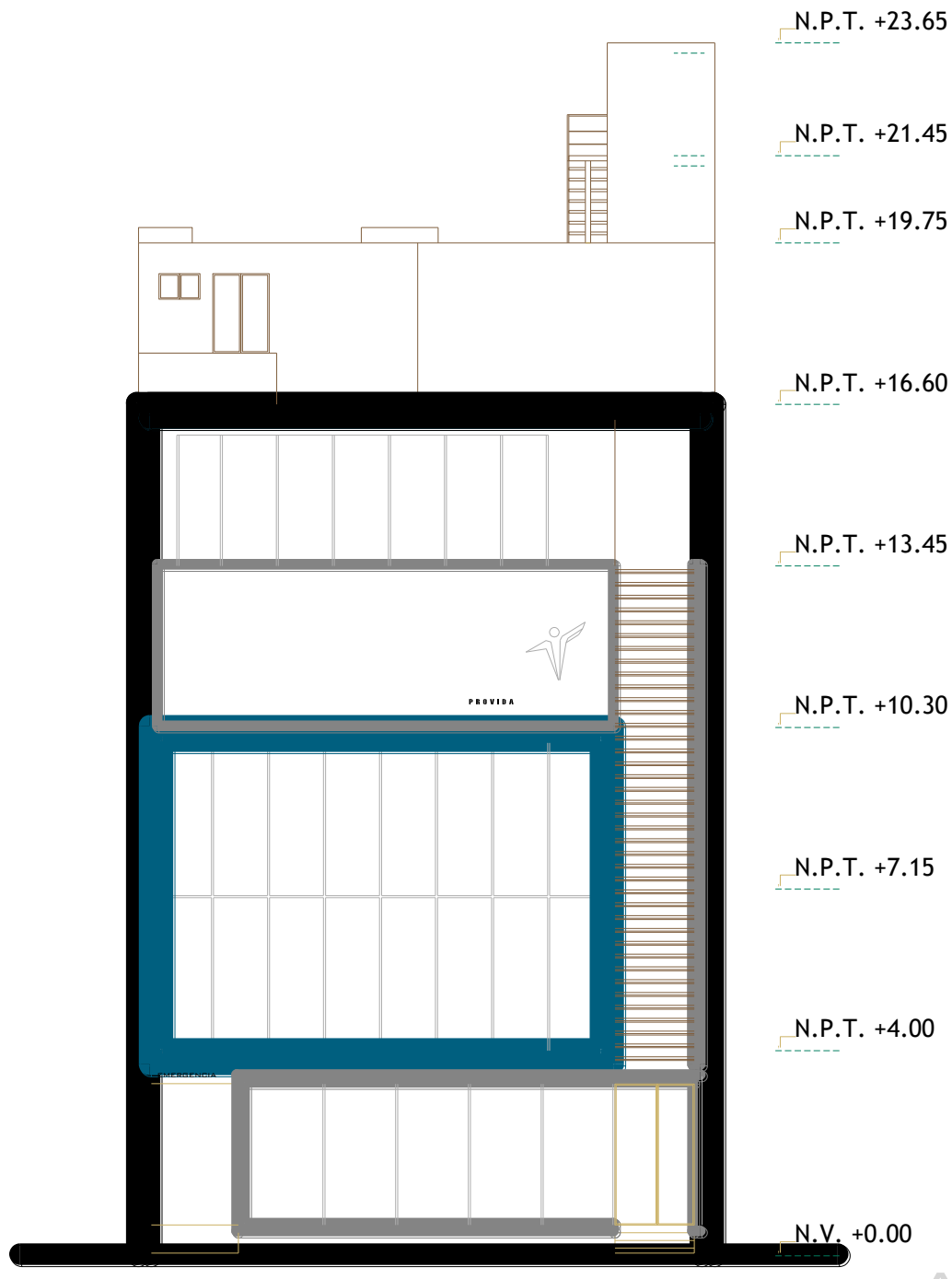


Figure I.6. Vu de façade.

I.3. Caractéristiques géotechniques du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'études techniques chargé de l'étude on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Le sous-sol du site est constitué par banc schiste rocheux avec inclusion de calcaire rocheux surmonte d'une couche marne compacte
- La contrainte admissible du sol = 2.50 bar (Annexe 10).

- L'ancrage minimal des fondations $D = 2.50$ m.
- Les tassements : Le sol de fondation est résistant, compacte ce qui exclut toute possibilité de tassement préjudiciable qui peut mettre en péril l'ouvrage.
- Les couches traversées par les sondages présentent les mêmes caractéristiques géotechniques traduisant un sol homogène verticalement et horizontalement.
- Absence d'une nappe phréatique. Le poids volumique du sol d'assise est $\gamma_h = 20\text{KN}/\text{m}^3$, La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement $c = 30\text{KPa}$ et $\varphi = 22^\circ$, La contrainte admissible du sol est de 2.50 bars.
- Les caractéristique de sol poussée le mur de soutènement et $\gamma_h = 20\text{KN}/\text{m}^3$.
- La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement $c = 30\text{KPa}$ et $\varphi = 22^\circ$

I.4. Caractéristiques structurales de l'ouvrage :

➤ Planchers

- Tous les planchers sont réalisés en corps creux nouveaux et une dalle de compression type (20+5) cm. En utilisant hourdis à base de béton et plastique transformés
- La dalle des paliers est un élément porteur en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation.

➤ Escaliers

Ce sont des éléments secondaires permettent le passage d'un niveau a un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place

➤ Maçonnerie

- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en de 10 cm d'épaisseur.
- Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en de (cloison : 10 cm ; parpaing en béton et dèches de plastique transformés : 10 cm)

➤ Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 100 cm.

➤ Gaine d'ascenseurs

Vu la hauteur importante de ce clinique, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.5. Choix du contreventement

Selon le RPA2024, tout ouvrage il faut dépecer par la vérification de système 6 RPA version 2024 (Art3.5. A.6).

I.6. Généralités

I.6.1. Règlements et normes utilisés

L'étude d'un projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mis en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ CBA93 (Code De Béton Armé).
- ❖ RPA version 2024(Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ BAEL91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR BC2.331 (Règles De Calcul Des Fondations Superficielles).

I.6.2. Méthodes de calcul aux états limites

✓ **Etat Limite Ultime (ELU)**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va engendrer la ruine de la structure. On distingue :

- Un état d'équilibre statique
- Etat Limite Ultime de l'un des matériaux.
- Etat Limite Ultime de stabilité de forme

✓ **Etat Limite de Service (ELS)**

C'est un état qu'il faut respecter parfaitement pour compromettre à la durabilité et à l'exploitation de l'ouvrage dans de bonne condition, on distingue :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite de compression du béton

I.6.3. Action et sollicitation

I.6.3.1. Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, ...etc.) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassements d'appuis, ... etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue:

- **Les actions permanentes (G)**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles

Comprennent :

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des poussées des terres.
- Le poids des murs, cloisons, revêtements... etc.

- **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité est variable dans le temps.

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent).
- Les actions dues à la température
 - **Les actions accidentelles (E)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée

D'application : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Séisme.} \\ \text{Chocs.} \\ \text{Explosion.} \\ \text{Les feux.} \end{array} \right.$

I.6.3.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion) calculés à partir des actions.

I.6.3.3. Les combinaisons des actions

- A l'état limite ultime ELU : la combinaison est $1.35G + 1.5Q$
- A l'état limite de service ELS : la combinaison est $G + Q$
- Sollicitations sismiques : les combinaisons sismiques données par RPA 2024

Situation durable : $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$

Situation accidentelle :

Composantes horizontales de l'action sismique :

$$G + \psi Q + E_x + 0.3E_y$$

$$G + \psi Q + 0.3E_x + E_y$$

$$G + \psi Q + E_x - 0.3E_y$$

$$G + \psi Q + 0.3E_x - E_y$$

$$G + \psi Q - E_x + 0.3E_y$$

$$G + \psi Q - 0.3E_x + E_y$$

$$G + \psi Q - E_x - 0.3E_y$$

$$G + \psi Q - 0.3E_x - E_y$$

Composantes des fondations à l'action sismique :

$$G + \psi Q + 1.4(E_x + 0.3E_y)$$

$$G + \psi Q + 1.4(0.3E_x + E_y)$$

$$G + \psi Q + 1.4(E_x - 0.3E_y)$$

$$G + \psi Q + 1.4(0.3E_x - E_y)$$

$$G + \psi Q - 1.4(E_x + 0.3E_y)$$

$$.G+\psi Q-1.4(0.3E_x+E_y)$$

$$G+\psi Q-1.4(E_x-0.3E_y)$$

$$G+\psi Q-1.4(0.3E_x-E_y)$$

I.6.4. Caractéristiques des matériaux

I.6.4.1 Béton

Le béton est un mélange composite hétérogène, constitué de granulats (gravier, sable), d'un liant hydraulique et de l'eau. A ces composants s'ajoutent parfois des adjuvants qui améliorent les performances du béton. Sa composition doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Un entretien facile.
- Une bonne résistance aux feux.

I.6.4.2. Acier

L'acier est un alliage de minerai de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité. On distingue :

- Les treillis soudés.
- Les ronds lisses.
- Les barres de haute adhérence.

❖ Caractéristiques mécaniques des aciers

Le tableau suivant représente quelques exemples d'aciers utilisés en construction et leurs caractéristiques.

Type	Nuance	Limite élastique (FeE)	Limite de rupture (MPa)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	480
	FeE500	500	550
Ronds lisses(RL)	FeE215	215	330 - 390
	FeE235	235	460 - 490
Treillis soudés (TS)	FeE400	400	400

Tableau. I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

❖ La contrainte limite des aciers

- ✓ Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- ✓ Etat limite de service : on distingue les cas suivants :
 - Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
 - Fissuration nuisible : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
 - Fissuration très nuisible : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm} \left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

Avec : $\begin{cases} \eta : \text{coefficient de fissuration.} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures a hautes adhérence (HA).} \end{cases}$

I.6.4.3. Résistance mécanique :

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
BETON	- Résistance caractéristique (f_{c28}) (super structure)	25
	- Résistance caractéristique (f_{c28}) (infra structure)	30
	- Contrainte limite à l'ELU : situation durable ($\gamma_b = 1.50$)	14.17
	situation accidentelle ($\gamma_b = 1.20$)	17
		17.70
		21.25
	- Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	- Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	34179.55
		10818,86
		11496.76
ACIER	- Limite d'élasticité f_e pour les barres HA (super structure)	500
	(infra structure)	400
ACIER	Contrainte limite:	
	Situation accidentelle ($\gamma_s = 1$)	500
		400
	Situation courante ($\gamma_s = 1.15$)	434.78
		348

Tableau I.2.Caractéristiques des matériaux utilisé.

Chapitre II

Pré dimensionnement
des éléments

II .1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments de la structure est une étape basée sur des lois empiriques.

Cette étape représente le point de départ qui nous permet de justifier plusieurs paramètres à savoir la Stabilité, la durabilité et la résistance de l'ouvrage aux sollicitations horizontales et verticale.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L91, CBA93 et R.P.A Version 2024 et les différents DTR.

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Plancher corps creux

Le plancher à corps creux est un élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique et thermique. Il est composé de corps creux, des poutrelles et une dalle de compression, son pré-dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20} \dots \dots \dots \text{BAEL 91 (article B. 6.8, 424)}$$

$L \rightarrow$ Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t \rightarrow$ Hauteur totale

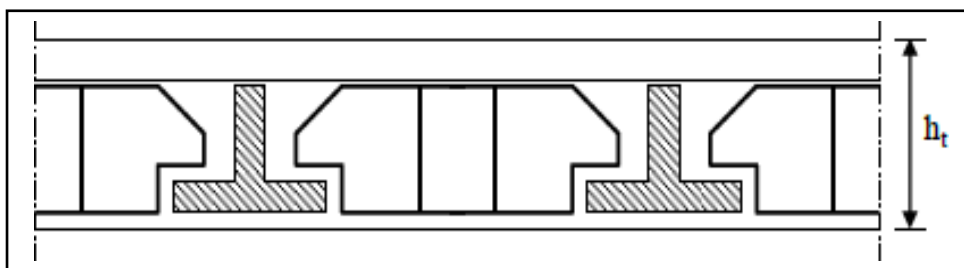


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher est :

$$\frac{510}{25} < h_t < \frac{510}{20} \rightarrow 20.4cm < h_t < 25.5cm$$

On adopte un plancher d'une épaisseur : $h_t = 25cm$ $\left\{ \begin{array}{l} 20cm : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 5cm : \text{dalle de compression} \end{array} \right.$

❖ Dimensionnement des poutrelles :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les

poutres principales. La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

- ❖ Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- ❖ Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Selon les règles (BAEL91) :

$$0.3ht < b_0 < 0.8ht$$

$$7.5 < b_0 < 20 \text{ donc } b_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 15}{2} = 25 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 = 30 \leq b_1 \leq 40 \end{array} \right.$$

h_t (cm)	h_0 (cm)	h (cm)	b (cm)	b_1 (cm)	b_0 (cm)
25	5	20	65	25	15

Tableau. II.1. Les dimensions des plancher.

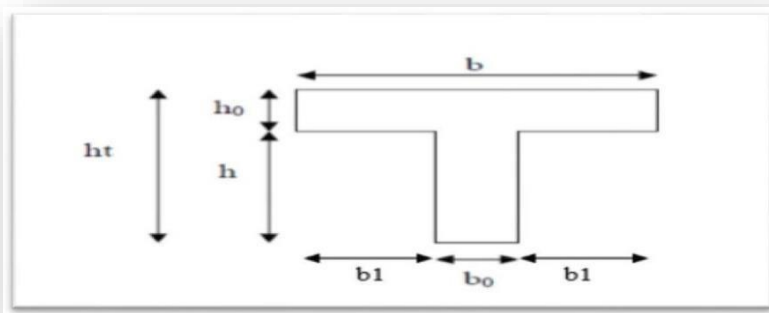


Figure II.2. Coupe transversale poutrelle.

II.2.2. Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément horizontal en béton armé coulé sur place, reposant, sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Ce type de plancher est utilisé

essentiellement quand le plancher à corps creux n'est plus valable, son dimensionnement dépend des critères suivants :

➤ **Condition de résistance à la flexion (CBA93)**

- ✓ Dalles isostatiques : $e \geq L_x/20$
- ✓ Dalles reposant sur deux côtés ayant ($\rho < 4$) : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- ✓ Dalles reposant sur trois ou quatre cotés ayant ($\rho \geq 0.4$) : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle.

➤ **Condition de coupe-feu (CBA93)**

$$\begin{cases} e = 7 \text{ cm pour une(01)heure de coupe – feu} \\ e = 11 \text{ cm pour deux(02)heures de coupe – feu} \\ e = 14 \text{ cm pour quatre(04) heures de coupe – feu.} \end{cases}$$

➤ **Isolation phonique**

Selon les règles techniques [CBA93] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être Supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à : $e = 15 \text{ cm}$

- ✓ 1ère type de balcon

$$L_x = 2 \text{ m}$$

$$\alpha = 2/3.6 = 0.55 > 0.4$$

$$200/50 < e < 200/40 \Rightarrow 4 < e < 5$$

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

- ✓ 1 ere type de dalle

$$L_x = 2.20 \text{ m}$$

$$\alpha = 220/310 = 0.70 > 0.4$$

$$220/50 < e < 220/40 \Rightarrow 4.4 < e < 5.5$$

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

- ✓ 2 eme type de dalle

$$L_x = 2.20 \text{ m}$$

$$\alpha = 220/230 = 0.95 > 0.4$$

$$220/50 < e < 220/40 \Rightarrow 4.4 < e < 5.5$$

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

II.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le RPA Version 2024.

D'après le BAEL91: $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$; avec : $\left\{ \begin{array}{l} L_{max} : \text{Travée de la poutre} \\ h : \text{Hauteur de la poutre} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \end{array} \right.$

D'après le RPA(version2024)[article7.5.1 P113]: $\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm ; en zone I, II et III} \\ b \geq 25 \text{ cm ; en zone IV, V et VI} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq (1.5h + b_1) \end{array} \right.$

➤ **Poutres principales (poutres porteuses)**

La hauteur h de la poutre est déterminée par la condition de rigidité ou de non déformabilité.

Caractérisée par la relation suivante :

Selon le CBA93 on a :

Travée de la poutre : $L_1 = 7.15 \text{ m}$

$L_2 = 4.10 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 7.15 \text{ m} \\ \text{Hauteur : } \frac{715}{15} \leq h \leq \frac{715}{10} \rightarrow 47.66 \leq h \leq 71.5 \rightarrow h = 60 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 60 \leq b \leq 0.7 \times 60 \rightarrow 24 \leq b \leq 42 \rightarrow b = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 4.10 \text{ m} \\ \text{Hauteur : } \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \rightarrow 27.33 \leq h \leq 41 \rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2024[article7.5.1 P113] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{60}{40} = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ b_{max} \leq (1.5 \times 60 + 50) = 140 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ b_{max} \leq (1.5 \times 40 + 50) = 110 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Conclusion

Toutes les vérifications de R.P.A versions 2024 sont satisfaisantes, alors :

Poutre porteuse 1 $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}$

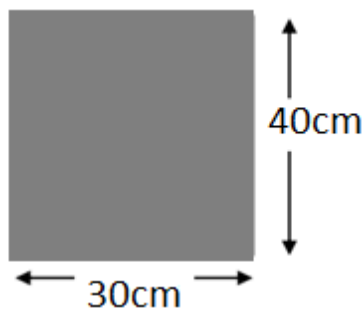


Figure II.3. Coupe transversale poutre principale 1.

Poutre porteuse $(b \times h) = (40 \times 60) \text{ cm}^2$

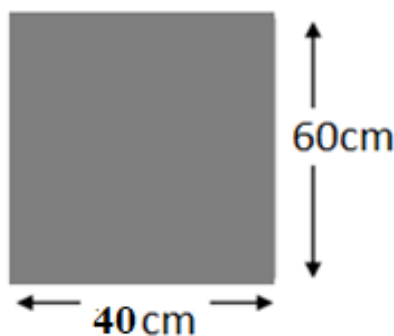


Figure II.4. Coupe transversale poutre principale 2.

➤ **Les poutres secondaires (poutres non porteuses)**

La hauteur h de la poutre est déterminée par la condition de rigidité ou de non déformabilité

Caractérisée par la relation suivante :

Selon le CBA 93 on a :

Travée de la poutre : $L = 6.70 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 6.70 \text{ m} \\ \text{Hauteur : } \frac{670}{15} \leq h \leq \frac{670}{10} \rightarrow 44.66 \leq h \leq 67 \rightarrow h = 50 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50 \rightarrow 20 \leq b \leq 35 \rightarrow b = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2024[article7.5.1 P113] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{50}{30} = 1.25 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ b_{max} \leq (1.5 \times 50 + 50) = 125 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Conclusion

Toutes les vérifications de R.P.A versions 2024 sont satisfaisantes, alors :

Poutre non porteuse..... (b× h) = (40×50) cm²

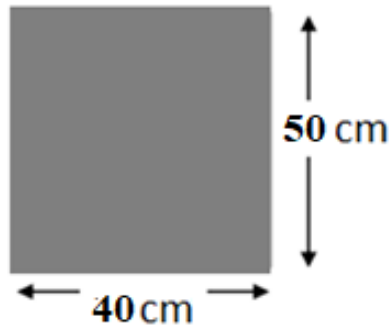


Figure II.5. Coupe transversale poutre secondaire.

➤ Les poutres porteuses

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 7.15 \text{ m} \\ \text{Hauteur : } \frac{715}{15} \leq h \leq \frac{715}{10} \rightarrow 47.66 \leq h \leq 71.5 \rightarrow h = 50 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50 \rightarrow 20 \leq b \leq 35 \rightarrow b = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2024[article7.5.1 P113] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{50}{40} = 1.25 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Conclusion

Toutes les vérifications de R.P.A versions 2024 sont satisfaisantes, alors :

Poutre porteuse 1..... (b× h) = (40×50) cm²

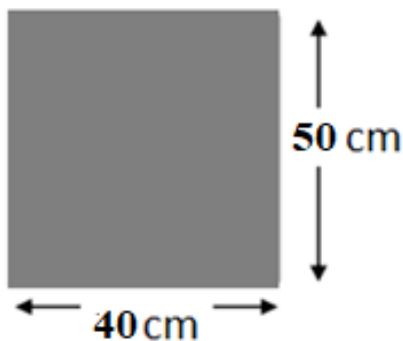


Figure II.6. Coupe transversale poutre porteuse 1.

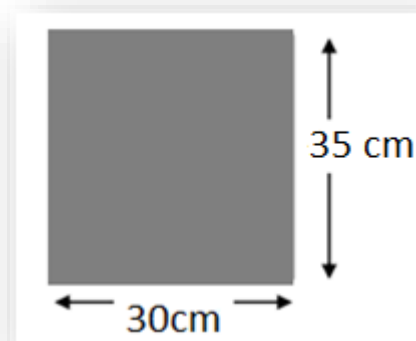


Figure II.7. Coupe transversale poutre porteuse 2.

➤ **Les poutres non porteuses**

La hauteur h de la poutre est déterminée par la condition de rigidité ou de non déformabilité

Caractérisée par la relation suivante :

Selon le CBA 93 on a :

Travée de la poutre : $L = 6.20$ m

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 6.20 \text{ m} \\ \text{Hauteur : } \frac{620}{15} \leq h \leq \frac{620}{10} \rightarrow 41.33 \leq h \leq 62 \rightarrow h = 45 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \rightarrow 18 \leq b \leq 31.5 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2024[article7.5.1 P113] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ b_{max} \leq (1.5 \times 50 + 50) = 125 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Conclusion

Toutes les vérifications de R.P.A versions 2024 sont satisfaisantes, alors :

Poutre non porteuse($b \times h$) = (30×45) cm^2

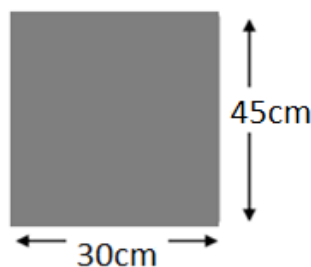


Figure II.8. Coupe transversale poutre non porteuse.

II.4. L'acrotère

L'acrotère est assimilée à une console vertical encastrée à sa base dans le plancher terrasse, son rôle est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse et de protéger le gravier de la poussée du vent. Elle est sollicitée en flexion composée sous l'action de son poids propre « G » et l'action horizontale due à la main courante.

✓ Terrasse accessible

$$\text{La surface : } S = 1 \times 0.1 + 0.07 \times 0.1 + 0.03 \times 0.1 \times 0.5 = 0.1085 \text{ m}^2$$

$$\text{Le poids : } G = 0.1085 \times 25 = 2.71 \text{ kN/ml}$$

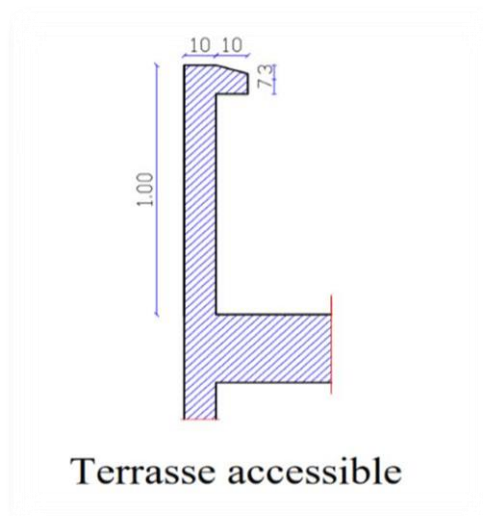


Figure II.9. Forme d'un l'acrotère.

II.5. Les voiles :

Le contreventement d'un immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales : essentiellement le vent et les forces d'origine sismique. Ces éléments, refends pleins ou avec ouvertures, portiques, noyau central, transmettent également les charges verticales aux fondations. Dans la pratique, compte-tenu de l'hypothèse d'élasticité linéaire, les différents effets de flexion, torsion compression sont étudiés séparément.

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

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

II.5.1 Différents éléments de contreventement :

On peut distinguer plusieurs types de contreventement :

➤ Contreventements plans :

Ce sont des contreventements assurés par des :

- ✓ Portiques,
- ✓ Refends (pleins ou avec ouvertures),
- ✓ Refends associés à des portiques (systèmes de contreventement mixte).

Tous ces éléments possèdent une rigidité dans leur plan. En dehors de leur plan, la rigidité est nulle ou négligeable.



Figure II.10 : Exemples de contreventements plans.

Le contreventement peut être :

- ✓ Interne : voiles de refend internes, cages d'escalier, noyau central ;
- ✓ Externe : voiles de pignons, façades ;
- ✓ A la fois interne et externe.

➤ Contreventement non plans

Ce sont essentiellement les cages avec ou sans ouvertures, les noyaux d'immeubles élevés et les murs ayant des sections en L, en T, etc. Ces éléments ont deux rigidités flexionnelles et pour les cages fermées une rigidité tensionnelle.



Contreventement non plan

Figure II.11 : Bâtiment d'habitation.

➤ Contreventements des immeubles de grande hauteur (IGH) :

Pour assurer la stabilité des structures élevées, il devient nécessaire de faire participer la façade avec le noyau central, ou même dans certains cas exceptionnels, d'assurer le contreventement par la façade seule.

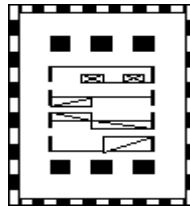


Figure II.12: Contreventement par noyau et façade.

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7.1 de RPA Version 2024). d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) Donnée par le RPA 2024 :

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm}\right)$$

$\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{hauteur libre du voile (hauteur d'étage - hauteur de la poutre secondaire)} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{array} \right.$

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition :

$$L_w = \max\left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1 \text{ m}\right)$$

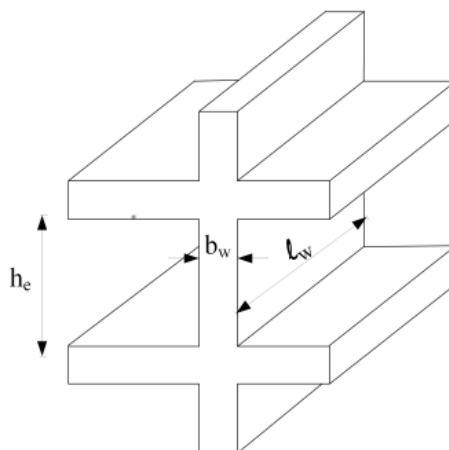


Figure II.13. Vue en 3d d'un voile.

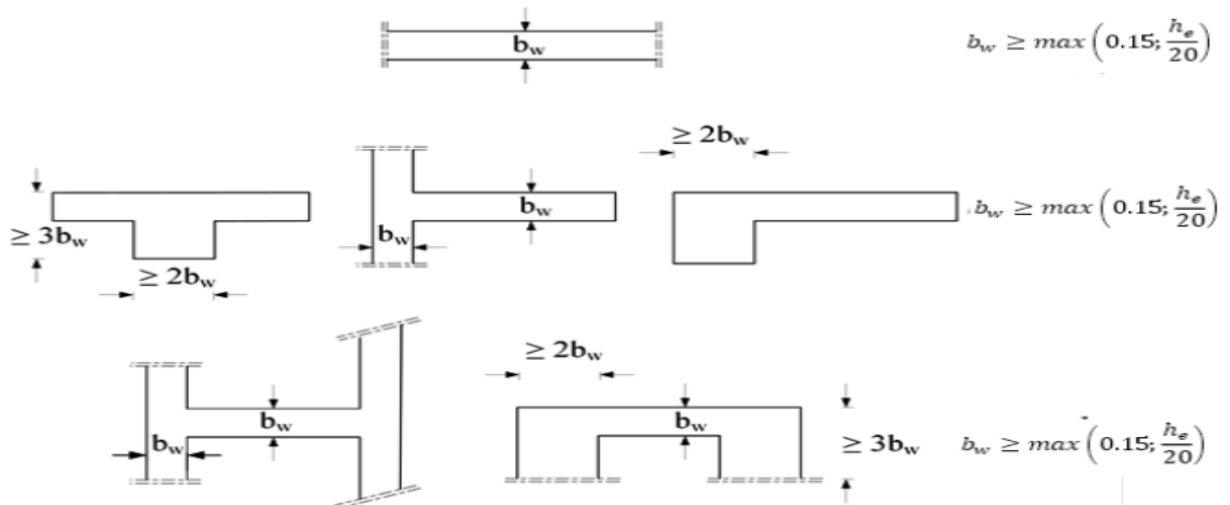


Figure II.14. Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

Il convient de prendre en compte la largeur participante de membrures raidisseurs :

$$L_{min} = \min \left\{ \begin{array}{l} d_t \\ 0.5d_w \\ 0.25h_w \end{array} \right\}$$

Avec :

d_t : Longueur réelle de la membrure.

d_w : Distance a une âme adjacente du voile.

h_w : Hauteur totale du voile au-dessus du niveau considéré.

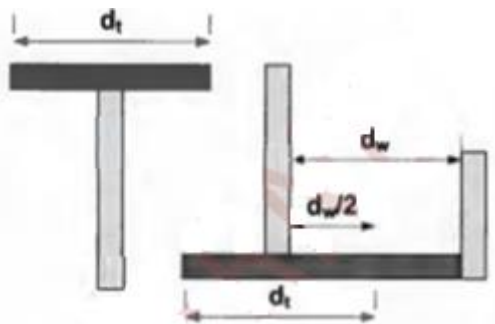


Figure II.15. Prise en compte des voiles de retour

RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = 340 - 60 = 280 \text{ cm} \\ e = \max \left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{280}{20} ; 15 \text{ cm} \right) \rightarrow e = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Autres niveaux

$$\begin{cases} h_e = 315 - 60 = 255 \text{ cm} \\ e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{255}{20}; 15 \text{ cm}\right) \rightarrow e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Au final on prend : on adopte que : **e = 20 cm**

Longueur minimale du voile :

D'après le RPA 2024 article (7.7.1) Longueur minimale du voile :

$$L_w = \max\left(\frac{280}{3}; 4 \times 20; 1m\right) = 1m.$$

II.6. Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par normes, DTU, décrets ou arrêtés en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. La réglementation incendie est souvent déterminante. Il doit donc être facilement praticable et suffisamment solide. Il faut aussi qu'il soit d'un entretien aisé, afin de pouvoir garantir à l'ouvrage une longévité économique acceptable. Dans bien des cas, on lui attribue en outre un rôle architectural important.

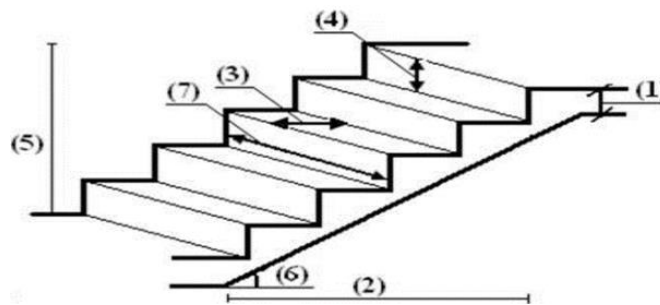


Figure II.16. Schéma de terminologie d'escalier.

❖ **Les différents éléments constituant un escalier sont**

- (1) : Epaisseur du palier de repos {e}
- (2) : Longueur totale d'escalier
- (3) : Giron {g}
- (4) : Hauteur de la contre marche {h}
- (5) : Hauteur de la volée {H₀}
- (6) : Inclinaison de la paillasse {α}
- (7) : Emmarchement

❖ **Dans notre ouvrage d'escalier**

- H₀ : la hauteur du palier
- L₀ : la longueur projetée de la volée

- L_v : la longueur du volée
- L_{p2} : la longueur du palier de repos
- a : angle de raccordement $\alpha = \text{tang}^{-1}(h_0/L_0)$

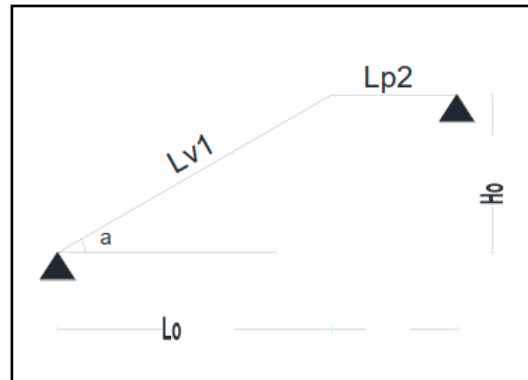


Figure II.17. Schéma statique.

❖ **Epaisseur d'escalier**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec } L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2}$$

❖ **Détermination de la hauteur de la marche, nombre des marches et contremarches :**

La détermination de la hauteur de la marche se fait à partir de la formule de

BLONDEL : On a : $59 < 2h + g < 66$ avec : $16\text{cm} < h < 21\text{cm}$

et $25\text{cm} < g < 32\text{cm}$.

Le cas des escaliers balancés ou hélicoïdaux, la même formule Blondel, vue auparavant, s'applique avec une condition supplémentaire : la ligne de foulée est prise à une distance de 50 cm des murs extérieurs ou $2 \times \text{rayon} / 3$ à axe de rayon, et c'est le long de la ligne de foulée que les relations précédentes donnant les dimensions des marches s'appliquent.

Spécifiquement pour les marches

balancées, il convient que la largeur du côté extérieur (le plus large) des marches n'excède pas 42 cm.

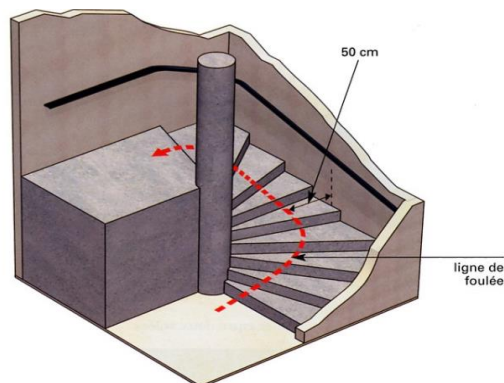
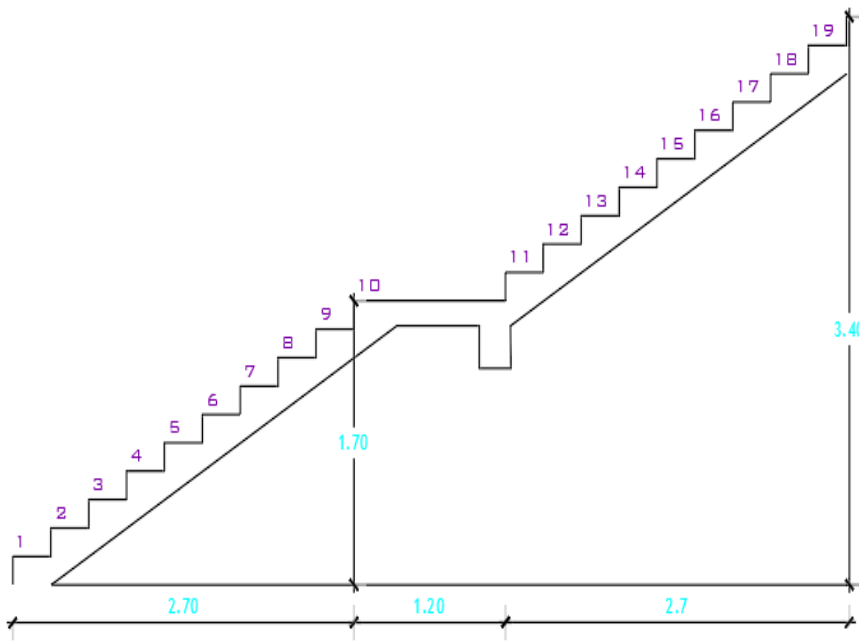
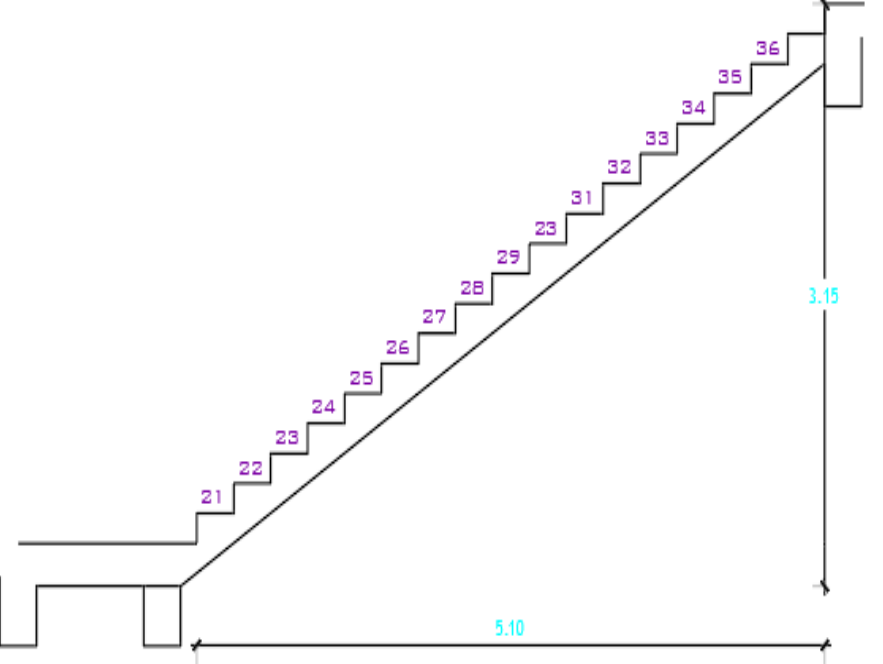
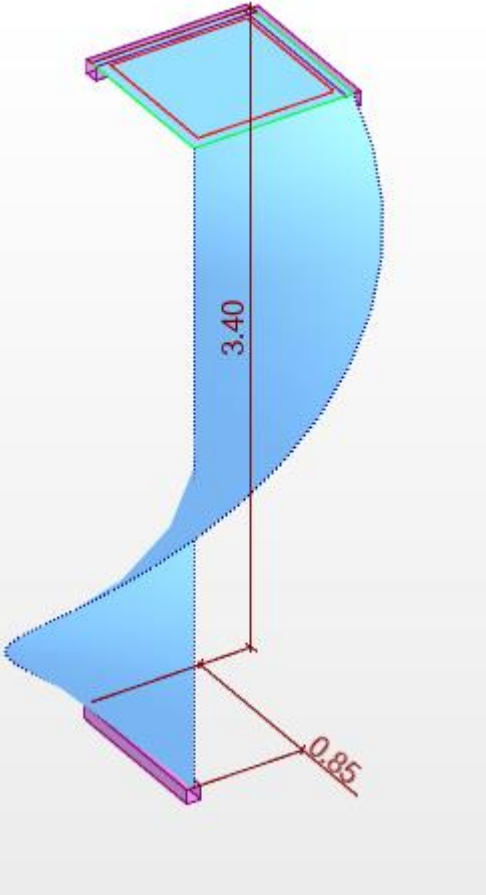
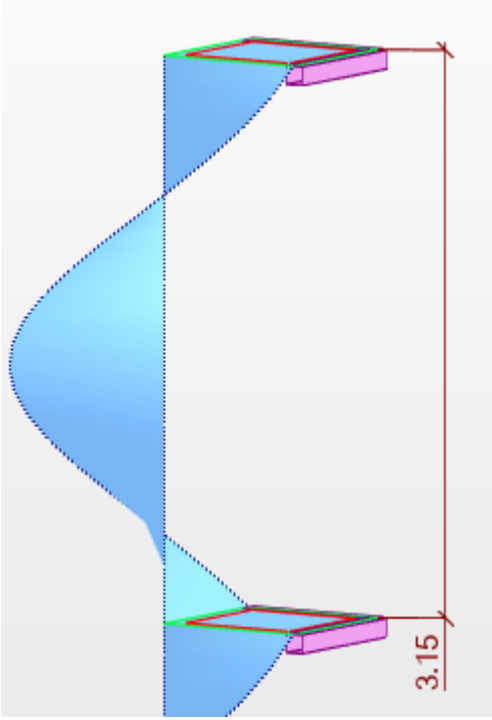


Figure II.18. Ligne de foulée pour un escalier balancé

❖ Types d'escalier

 <p style="text-align: center;">Type 01 et 02</p>	<p>H=1.7m</p> <p>h=17cm</p> <p>g=30cm</p> <p>number marche:9</p> <p>nombre contre marche:10</p> <p>L=4.40m</p> <p>L=3.19m</p> <p>e=15cm</p> <p>Poutre palier = (25x30)cm²</p>
 <p style="text-align: center;">Type 03</p>	<p>H=3.15m</p> <p>h=17.5cm</p> <p>g=30cm</p> <p>number marche:17</p> <p>nombre contre marche:18</p> <p>L=6m</p> <p>e=20cm</p>

 <p style="text-align: center;">Type 04</p>	<p>H=3.4m</p> <p>h=17cm</p> <p>g(ligne de foulée)=28cm</p> <p>g(extrémité)=42cm</p> <p>number marche:19</p> <p>nombre contre marche:20</p> <p>L=6.05m</p> <p>e=25cm</p>
 <p style="text-align: center;">Type 05</p>	<p>H=3.15m</p> <p>h=17.5cm</p> <p>g(ligne de foulée)=28cm</p> <p>g(extrémité)=42cm</p> <p>number marche:17</p> <p>nombre contre marche:18</p> <p>L=5.85m</p> <p>e=25cm</p>

II.7. Evaluation des charges et surcharges

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 différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q)

❖ Les murs

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	20	0.4
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	parpaing	0.10	7.5	0.75
4	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				2.25

Tableau II.2. Évaluations des charges de mur extérieur.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				1.3

Tableau II.3. Évaluations des charges de mur intérieur.

❖ Plancher terrasse accessible

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lite de sable	0.02	18	0.36

4	corps creux	0.05	/	2.8
5	Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G				4.16
Charge d'exploitation Q				1.5

Tableau II.4. Évaluation des charges de plancher terrasse accessible

❖ **Plancher étage courant et RDC**

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	corps creux	0.25	/	2.8
5	Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
6	Mur intérieur	/		1.3
Charge permanent G				5.5
Charge d'exploitation Q				5 (commentaire 13 de DTR B.C 2.2)

Tableau II.5 : évaluations des charges de plancher étage courant.

❖ **Balcon**

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.4
Charge permanent G				5.25

Charge d'exploitation Q	3.5
--------------------------------	-----

Tableau II.6 : évaluations des charges de balcon.

❖ **Dalle**

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.4
Charge permanent G				5.25
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.7 : évaluations des charges de dalle.

❖ **Les Escalier :**

➤ **Palier type 1 et 2**

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.6
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanent G				5.68
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.8 : Évaluations des charges de Palier type 1 et 2.

➤ **Palier type 3**

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.6
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.20	25	5
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanent G				6.93
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.9 : Évaluations des charges de Palier type 03.

➤ **Palier type 4 et 5**

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.6
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.25	25	6.25
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanent G				8.18
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.10 : Évaluations des charges de Palier type 4 et 5.

➤ Paillasse type 1-2

N°	Matériaux		Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	H	0.02	22	0.44
		V	0.02 (h/g) = 0.01		0.22
2	Mortier de pose	H	0.03	20	0.6
		V	0.03 (h/g) = 0.02		0.4
3	Marche		$\frac{h}{2} = 0.09$	25	2.25
4	Dalle pleine		$\frac{0.15}{\cos 32} = 0.17$	25	4.25
5	Enduit de ciment		0.02	20	0.4
6	Garde-corps		/	/	0.15
Charge permanent G					8.71
Charge d'exploitation Q					2.5

Tableau II.11 : Évaluations des charges de Paillasse type 1et2.

➤ Paillasse type 3

N°	Matériaux		Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	H	0.02	22	0.44
		V	0.02 (h/g) = 0.01		0.22
2	Mortier de pose	H	0.03	20	0.6
		V	0.03 (h/g) = 0.02		0.4
3	Marche		$\frac{h}{2} = 0.09$	25	2.25
4	Dalle pleine		$\frac{0.25}{\cos(32)} = 0.23$	25	5.75
5	Enduit de ciment		0.02	20	0.4
6	Garde-corps		/	/	0.15
Charge permanent G					10.21
Charge d'exploitation Q					2.5

Tableau II.12 : Évaluations des charges de Paillasse type 3.

➤ Paillasse type 4-5

N°	Matériaux		Epaisseur (m)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	H	0.02	22	0.44
		V	0.02 (h/g) = 0.01		0.22
2	Mortier de pose	H	0.03	20	0.6
		V	0.03 (h/g) = 0.02		0.4
3	Marche		$\frac{h}{2} = 0.09$	25	2.25
4	Dalle pleine		0.25	25	6.25
5	Enduit de ciment		0.02	20	0.4
6	Garde-corps		/	/	0.15
Charge permanent G					10.71
Charge d'exploitation Q					2.5

Tableau II.13 : Évaluations des charges de Paillasse type 4 et 5.

II.8. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôles c'est de reprendre les charges verticales, et horizontales et les transmettent aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Conditions de RPA

II.8.1. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

II.8.1.1. Surface poteau le plus sollicité central

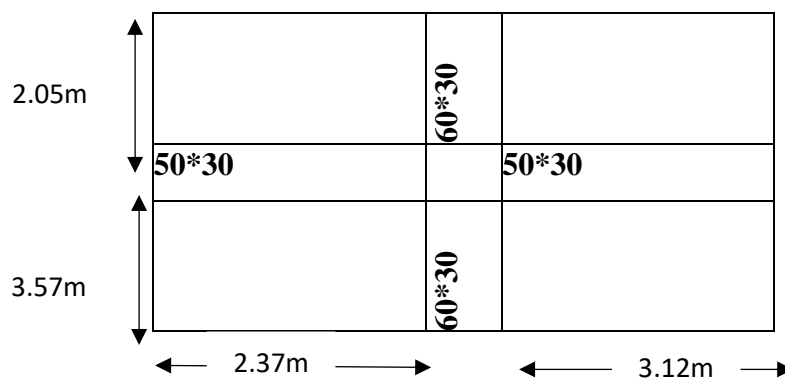


Figure II.19. Poteau central

$$S_t(G) = (2.05 \times 2.37) + (2.05 \times 3.12) + (3.57 \times 2.37) + (3.12 \times 3.57) = 30.85 \text{ m}^2$$

$$S_t(Q) = (2.05 + 3.57 + 0.3) \times (2.37 + 3.12 + 0.3) = 34.27 \text{ m}^2$$

❖ **Dégression des Charge permanente**

Niveaux	Elément	G(KN)
6-6	Plancher terrasse	$30.85 \times 4.16 = 128.336$
	Poutre principale	$0.3 \times 0.6 \times 25 \times (3.57+2.05+0.3) = 26.64$
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.5 \times 25 \times (3.12+2.37+0.3)= 21.71$
Totale		G = 176.68KN
5-5	étage courant	$30.85 \times 5.5 = 169.67$
	Poutre principale	$0.3 \times 0.6 \times 25 \times (3.57+2.05+0.3) = 26.64$
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.5 \times 25 \times (3.12+2.37+0.3)= 21.71$
	G = 218.02KN	
Totale		G = 394.70KN
4-4	étage courant	$30.85 \times 5.5 = 169.67$
	Poutre principale	$0.3 \times 0.6 \times 25 \times (3.57+2.05+0.3) = 26.64$
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.5 \times 25 \times (3.12+2.37+0.3)= 21.71$
	G = 218.02KN	
Totale		G = 612.72KN
3-3	étage courant	$30.85 \times 5.5 = 169.67$
	Poutre principale	$0.3 \times 0.6 \times 25 \times (3.57+2.05+0.3) = 26.64$

	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.5 \times 25 \times (3.12+2.37+0.3)=$ 21.71
	G = 218.02KN	
Totale		G = 830.74KN
2-2	étage courant	$30.85 \times 5.5 = 169.67$
	Poutre principale	$0.3 \times 0.6 \times 25 \times (3.57+2.05+0.3) =$ 26.64
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.5 \times 25 \times (3.12+2.37+0.3)=$ 21.71
	G = 218.02KN	
Totale		G = 1048.76KN
1-1	étage courant	$30.85 \times 5.5 = 169.67$
	Poutre principale	$0.3 \times 0.6 \times 25 \times (3.57+2.05+0.3) =$ 26.64
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.5 \times 25 \times (3.12+2.37+0.3)=$ 21.71
	G = 218.02KN	
Totale		G = 1266.78KN
RDC	étage courant	$30.85 \times 5.5 = 169.67$
	Poutre principale	$0.3 \times 0.6 \times 25 \times (3.57+2.05+0.3) =$ 26.64
	Poutre secondaire	$0.3 \times 0.5 \times 25 \times (3.12+2.37+0.3)=$ 21.71
	G = 218.02KN	
Totale		G = 1484.8KN

Tableau II.14. Charge permanente poteaux central

❖ **Dégression des Surcharges d'Exploitation**

$$Q = Q_0 + \frac{3 + n}{2 \times n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

$$Q = 1.5 + \frac{3 + 5}{2 \times 5} \times (5 \times 5) = 21.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 21.5 \times 34.27 = 736.805 \text{ KN}.$$

Selon les règles BAEL 91, (article B.8.4.1), l'effort normal ultime N_u agissant dans le poteau :

$$N_u \leq \beta \left[\left(\frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{\beta N_u}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \sigma_s}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \frac{A}{B_r} = 0.01 \text{ poue zone IV} \\ \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \text{ pour } \lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1.2 \\ B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \quad \text{ou} \quad \pi \times (r - 2)^2 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$B_r \geq \frac{1.1 \times N_u}{1 \times \left(\frac{14.2}{0.9} \right) + 0.85 \times (0.01) \times 348} \times 10 \Rightarrow B_r \geq 0.5871 \times N_u$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1484.8 + 1.5 \times 736.805 = 3109.69 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0.5035 \times N_u = 0.5871 \times 3109.69 = 1825.736 \text{ cm}^2$$

On suppose que la section du poteau est carrée $a = b \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 2$

$$a \geq \sqrt{1825.736} + 2 = 44.72 \text{ cm} \Rightarrow a = 50 \text{ cm}$$

Donc on choisit : Poteaux **(50×50) cm²**.

On suppose que la section du poteau est circulaire $r \geq \sqrt{\frac{B_r}{\pi}} + 2$

$$r \geq \sqrt{\frac{1825.736}{\pi}} + 2 = 26 \text{ cm} \Rightarrow r = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit : Poteaux **60 cm**.

II.8.2 .Vérifications

❖ Vérification à la compression simple

D'après le CBA93 (Article B.8.8.1) Le poteau doit être vérifié à l'état limite de stabilité de Forme (flambement) par la formule suivante est :

$$N_u \leq \beta \left[\left(\frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right) \right]$$

➤ **Poteau est carré**

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Selon le BAEL : } A_s \in [0,8 \% Br ; 1,2 \% Br] \\ \text{BAEL91 (Article B. 8.3.31) : } l_f = 0,7 \times L_0 \\ \text{section rectangulaire } \lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} \times l_f < 50 \\ \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \\ Br = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \\ \sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_s = 1 \% Br = 2480 \text{ mm}^2 \\ l_f = 2380 \text{ mm} \\ \lambda = 16.48 < 50 \\ \beta = 1.04 \\ Br = 248004 \text{ mm}^2 \\ \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$N_u = 3109.69 \text{ KN} \leq \beta \left[\left(\frac{Br \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right) \right] \times 10^{-3} = 5680.72 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ **Vérification des conditions du RPA 2024**

Min (b, h) = 50 cm \geq 30 cm vérifiée.

Min (b, h) = 50 cm \geq $h_e / 20 = 280/20 = 14$ cm vérifiée

$\frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4 = 0.25 < 1 < 4$ Vérifiée

➤ **Poteau est circulaire**

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Selon le BAEL : } A_s \in [0,8 \% Br ; 1,2 \% Br] \\ \text{BAEL91 (Article B. 8.3.31) : } l_f = 0,7 \times L_0 \\ \text{section circulaire } \lambda = \frac{4}{D} \times l_f < 50 \\ \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \\ Br = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2 \\ \sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_s = 1 \% Br = 2463.01 \text{ mm}^2 \\ l_f = 2380 \text{ mm} \\ \lambda = 15.86 < 50 \\ \beta = 1.04 \\ Br = 246300.86 \text{ mm}^2 \\ \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$N_u = 3109.69 \text{ KN} \leq \beta \left[\left(\frac{Br \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s \times F_e}{\gamma_s} \right) \right] \times 10^{-3} = 5634.54 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ **Vérification des conditions du RPA 2024**

D = 60 cm \geq 35 cm vérifiée.

D = 60 cm \geq $h_e / 15 = 280/15 = 18.66$ cm vérifiée

II.9. Conclusion

Le pré-dimensionnement des éléments sections suivantes :

Poutres : Principale (40×60) cm²

(30×40) cm²

Secondaire (40×50) cm²

Poutre porteuse 1(40×50) cm²

Poutre porteuse 2(30×35) cm²

Poutre non porteuse (30×45) cm²

Escalier : type 1 et 2 e= 15 cm

type 3 e=20cm

type 4 et 5 e=25cm

Poutre palier = (30x25) cm²

(30x35)cm²

Balcon : e = 15 cm

Poteaux : carrée (50×50) cm²

Circulaire 60cm

Voile : e = 20 cm.

Plancher à corps creux : h_t = (20 + 5) cm

Chapitre III

Etude des éléments
secondaires

III .1. Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires, qui sont des éléments ne faisant pas partie du système de contreventement, ils n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Les éléments secondaires à étudier sont :

- Les planchers (plancher à corps creux).
- les balcons en dalles pleines
- Les escaliers.
- Acrotère.
- Ascenseur.

III.2. Calculs des planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

III.2.1. Etudes des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple. Deux méthodes sont envisagées pour la détermination des sollicitations des poutrelles, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ **La méthode forfaitaire** : condition d'application

1. Les moments d'inerties est constant
2. Fissuration peu nuisible
3. $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
4. Le rapport de longueur $0.8 \leq (l_n / l_{n+1}) \leq 1.25$

❖ **La méthode de Caquot** : condition d'application

1. Les moments d'inerties est constant
2. Fissuration peu nuisible
3. $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
4. Le rapport de longueur $(l_n / l_{n+1}) \geq 1.25$

III.2.2. Méthode de Caquot

Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres

Longueur fictive : $\begin{cases} l' = L \text{ pour travee rive} \\ l' = 0.8L \text{ pour travee Inter médiane} \end{cases}$

✓ **Moment sur appui M_a :**

$$M_a = M_q + M_{pw} + M_{pe}$$

Pour charge répartie $\Rightarrow M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

✓ **Moment sur travée M_t :**

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

✓ **Effort tranche V :**

$$\begin{cases} \text{Gauche} \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2} \\ \text{Droite} \rightarrow V_e = V_w + q \times l \end{cases}$$

III.2.3. La méthode forfaitaire

➤ Le rapport des charges : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

➤ La valeur maximale du moment fléchissant : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$

✓ **Moment sur appui M_a :**

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à :

0.6 M_0 → poutre à 2 travées.

0.5 M_0 → pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

0.4 M_0 → pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

✓ **Moment sur travée M_t :**

$$M_t \geq \max \{1.05 \cdot M_0; (1 + 0.3 \alpha) \times M_0\} - (M_w + M_e) \times 0.5$$

$$\begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3 \alpha) \times M_0 \times 0.5 : \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) \times M_0 \times 0.5 : \text{ dans une travée de rive.} \end{cases}$$

✓ **Effort tranche V :**

$$\begin{cases} \text{Gauche} \rightarrow V_w = -2 \times \left(\frac{M_w + M_t}{a} \right) \\ \text{Droite} \rightarrow V_e = 2 \times \left(\frac{M_e + M_t}{b} \right) \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} a = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \\ b = l \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \end{cases}$$

III.2.4. Les type des poutrelles

Courant :



Figure III-1 : schéma statique de poutrelle étage

Terrasse :



Figure III-2 : schéma statique de poutrelle terrasse

III.2.5. sollicitations revenants aux poutrelles

Cas		G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Combinaisons	q (KN/m ²)	entre axe poutrelles	q (KN/ml)
plancher terrasse	ELU	4.16	1.5	1.35G + 1.5Q	7.86	0.65	5.11
	ELS			G+Q	5.66		3.68
plancher courant	ELU	5.5	5	1.35G + 1.5Q	14.92		9.70
	ELS			G+Q	10.5		6.83

Tableau III.1. Sollicitations poutrelles

III.2.6. Exemples de calcul poutrelle

❖ Étage courant

Vérification des conditions d'application de la méthode de forfaitaire :

Les moments d'inerties est constant vérifiée

Fissuration peu nuisible vérifiée

$5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(11 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée

$140/310 < 0.8$ n'est pas vérifiée

Donc on va utiliser la méthode Caquot.

➤ Longueur fictive

Travée	Inter médiane											
	rive	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	rive
l' (m)	3.10	2.48	1.12	0.92	3.32	2.28	4.08	3.8	2.48	2.52	2.75	

Tableau III.2. Longueur fictive

1. A ΓELU

➤ Moment sur appui M_a : $M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN.m)
1	0	0	9.70	3,1	0
2	9.70	3,1	9.70	2,48	-9,213220059
3	9.70	2,48	9.70	1,12	-5,281132235
4	9.70	1,12	9.70	0,92	-1,221672706
5	9.70	0,92	9.70	3,32	-10,06008212
6	9.70	3,32	9.70	2,28	-9,873818118
7	9.70	2,28	9.70	4,08	-14,31493624
8	9.70	4,08	9.70	3,8	-17,78455976
9	9.70	3,8	9.70	2,48	-12,74447506
10	9.70	2,48	9.70	2,52	-7,134641647
11	9.70	2,52	9.70	2,75	-7,969748074
12	9.70	2,75	0	0	0

Tableau III.3. Moment sur appui étage courant a ELU

➤ Effort tranche V :

$$\text{Gauche} \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2} ; \quad \text{Droite} \rightarrow V_e = V_w + q \times l$$

Travée	M_{aw} (KN.m)	M_{ae} (KN.m)	l' (m)	q (KN /ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-9,213220059	3,1		-18,00700647	12,06299353
2	-9,213220059	-5,281132235	2,48		-17,87249689	6,183503107
3	-5,281132235	-1,221672706	1,12		-11,23807584	-0,37407584
4	-1,221672706	-10,06008212	0,92		-16,72477698	-7,800776982

5	-10,06008212	-9,873818118	3,32	9,7	-22,10618682	10,09781318
6	-9,873818118	-14,31493624	2,28		-21,66710279	0,448897214
7	-14,31493624	-17,78455976	4,08		-27,65552353	11,92047647
8	-17,78455976	-12,74447506	3,8		-26,46395653	10,39604347
9	-12,74447506	-7,134641647	2,48		-20,04377287	4,012227135
10	-7,134641647	-7,969748074	2,52		-18,21580544	6,228194555
11	-7,969748074	0	2,75		-16,23559021	10,43940979

Tableau III.4. Effort tranche étage courant a ELU

➤ Moment sur travée M_t :

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-18,00700647	1,856153225	16,71188156
2	-9,213220059	-17,87249689	1,842288045	7,249923618
3	-5,281132235	-11,23807584	1,158415239	1,228046922
4	-1,221672706	-16,72477698	1,72398165	13,1949316
5	-10,06008212	-22,10618682	2,278694686	15,12654309
6	-9,873818118	-21,66710279	2,233434123	14,32220524
7	-14,31493624	-27,65552353	2,850717539	25,10410676
8	-17,78455976	-26,46395653	2,727891409	18,31084007
9	-12,74447506	-20,04377287	2,066102086	7,961765409
10	-7,134641647	-18,21580544	1,877676119	9,967049784
11	-7,969748074	-16,23559021	1,673556522	5,615840867

Tableau III.5. Moment sur travée étage courant a ELU

➤ Récapitulatif des résultats :

$M_a(max)$ (KN.m)	$M_t(max)$ (KN.m)	$V(max)$ (KN)
-17.78	25.10	-27.65

Tableau III.6. Récapitulatif des résultats étage courant a ELU

2. A l'ELS

➤ Moment sur appui M_a : $M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN.m)
1	0	0	6.82	3,1	0
2	6.82	3,1	6.82	2,48	-6,481662353
3	6.82	2,48	6.82	1,12	-3,715369412
4	6.82	1,12	6.82	0,92	-0,859468235
5	6.82	0,92	6.82	3,32	-7,077444706
6	6.82	3,32	6.82	2,28	-6,946404706
7	6.82	2,28	6.82	4,08	-10,07080941
8	6.82	4,08	6.82	3,8	-12,51175059
9	6.82	3,8	6.82	2,48	-8,965962353
10	6.82	2,48	6.82	2,52	-4,895037741
11	6.82	2,52	6.82	2,75	-6,03548108
12	6.82	2,75	0	0	0

Tableau III.7. Moment sur appui étage courant a ELS

➤ Effort tranche V :

$$Gauche \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2}; Droite \rightarrow V_e = V_w + q \times l$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	M_{ae} (KN. m)	l' (m)	q (KN /ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-6,481662353	3,1	6,83	-12,67735882	8,495641176
2	-6,481662353	-3,715369412	2,48		-12,58090636	4,357493643
3	-3,715369412	-0,859468235	1,12		-7,909476471	-0,259876471
4	-0,859468235	-7,077444706	0,92		-11,76887928	-5,485279284
5	-7,077444706	-6,946404706	3,32		-15,56185103	7,113748972
6	-6,946404706	-10,07080941	2,28		-15,2498904	0,322509598
7	-10,07080941	-12,51175059	4,08		-19,46814118	8,398258824
8	-12,51175059	-8,965962353	3,8		-18,62902972	7,324970279
9	-8,965962353	-4,895037741	2,48		-14,05831294	2,880087059
10	-4,895037741	-6,03548108	2,52		-12,94330747	4,268292531
11	-6,03548108	0	2,75		-11,58597039	7,196529607

Tableau III.8. Effort tranche étage courant a ELS

➤ Moment sur travée M_t :

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-12,67735882	1,857488472	11,7596328
2	-6,481662353	-12,58090636	1,843356243	5,102457791
3	-3,715369412	-7,909476471	1,158897651	0,864523102
4	-0,859468235	-11,76887928	1,724377917	9,283563856
5	-7,077444706	-15,56185103	2,280124693	10,6451157
6	-6,946404706	-15,2498904	2,234416176	10,0781624
7	-10,07080941	-19,46814118	2,852474898	17,66629497
8	-12,51175059	-18,62902972	2,729528164	12,88655615

9	-8,965962353	-14,05831294	2,059826072	5,500109304
10	-4,895037741	-12,94330747	1,896455307	7,366219567
11	-6,03548108	-11,58597039	1,69757808	3,786896218

Tableau III.9. Moment sur travée étage courant a ELS

➤ Récapitulatif des résultats :

$M_a(max)$ (KN. m)	$M_t(max)$ (KN. m)	$V(max)$ (KN)
-12.51	17.66	-19.46

Tableau III.10. Récapitulatif des résultats etage courant a ELS

❖ Terrasse

Vérification des conditions d'application de la méthode de forfaitaire :

- Les moments d'inerties est constant vérifiée
- Fissuration peu nuisible vérifiée
- $55 \text{ KN/m}^2 \leq \min(11 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée
- $415/115 > 1.2$ n'est pas vérifiée

Donc en va utiliser la méthode Caquot.

➤ Longueur fictive

Travée	rive		Inter médiane						rive	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
l' (m)	1.4	0.92	3.32	2.28	4.08	3.8	2.48	2.52	2.75	

➤ Tableau III.11. Longueur fictive

1. A l'ELU

➤ Moment sur appui M_a : $M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN. m)
1	0	0	5.11	1,4	0
2	5.11	1,4	5.11	0,92	-0,913344395
3	9.70	0,92	5.11	3,32	-5,302017148
4	9.70	3,32	5.11	2,28	-5,203849468
5	5.11	2,28	5.11	4,08	-7,544474936

6	5.11	4,08	5.11	3,8	-9,373088584
7	5.11	3,8	5.11	2,48	-6,716786654
8	5.11	2,48	5.11	2,52	-3,760207115
9	5.11	2,52	5.11	2,75	-4,200337578
10	5.11	2,75	5.11	0	0

Tableau III.12. Moment sur appui terrasse a ELU

➤ Effort tranche V :

$$\text{Gauche} \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2} ; \quad \text{Droite} \rightarrow V_e = V_w + q \times l$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	M_{ae} (KN. m)	l' (m)	q (KN /ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-0,913344395	1,4	5,11	-4,231418854	2,926641146
2	-0,913344395	-5,302017148	0,92		-9,107761765	-4,403893765
3	-5,302017148	-5,203849468	3,32		-11,65183166	5,322996344
4	-5,203849468	-7,544474936	2,28		-11,42007635	0,237335647
5	-7,544474936	-9,373088584	4,08		-14,57677765	6,283854353
6	-9,373088584	-6,716786654	3,8		-13,94868769	5,480332306
7	-6,716786654	-3,760207115	2,48		-10,56459026	2,115401738
8	-3,760207115	-4,200337578	2,52		-9,601200307	3,283307693
9	-4,200337578	0	2,75		-8,557632983	5,502842017

Tableau III.13. Effort tranche terrasse a ELU

➤ Moment sur travée M_t :

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2} ; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-4,231418854	0,827596639	1,75095401

2	-0,913344395	-9,107761765	1,781329923	7,198619887
3	-5,302017148	-11,65183166	2,278908575	7,974712392
4	-5,203849468	-11,42007635	2,233581011	7,549983377
5	-7,544474936	-14,57677765	2,850980392	13,23457869
6	-9,373088584	-13,94868769	2,728136223	9,653871497
7	-6,716786654	-10,56459026	2,06626186	4,197818306
8	-3,760207115	-9,601200307	1,877838469	5,254544526
9	-4,200337578	-8,557632983	1,67373369	2,961261737

Tableau III.14. Moment sur travée terrasse a ELU

➤ Récapitulatif des résultats :

$M_a(max)$ (KN. m)	$M_t(max)$ (KN. m)	$V(max)$ (KN)
-9.37	13.23	-14.57

Tableau III.15. Récapitulatif des résultats terrasse a ELU

2. A ΓELS

➤ Moment sur appui M_a : $M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	$M_a = M_q$ (KN. m)
1	0	0	3.67	1,4	0
2	3.67	1,4	3.67	0,92	-0,657199247
3	3.67	0,92	3.67	3,32	-3,815079718
4	3.67	3,32	3.67	2,28	-3,744442918
5	3.67	2,28	3.67	4,08	-5,428645835
6	3.67	4,08	3.67	3,8	-6,744429365
7	3.67	3,8	3.67	2,48	-4,833080659
8	3.67	2,48	3.67	2,52	-2,705666447

9	3,67	2,52	3,67	2,75	-3,022363424
10	3,67	2,75	0	0	0

Tableau III.16. Moment sur appui terrasse a ELS

➤ Effort tranche V :

$$\text{Gauche} \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2}; \text{Droite} \rightarrow V_e = V_w + q \times l$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	M_{ae} (KN. m)	l' (m)	q (KN /ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-0,657199247	1,4	3,67	-3,044728034	2,105871966
2	-0,657199247	-3,815079718	0,92		-6,553512788	-3,168832788
3	-3,815079718	-3,744442918	3,32		-8,384104649	3,830175351
4	-3,744442918	-5,428645835	2,28		-8,217344541	0,170775459
5	-5,428645835	-6,744429365	4,08		-10,48875686	4,521563137
6	-6,744429365	-4,833080659	3,8		-10,03681316	3,943386836
7	-4,833080659	-2,705666447	2,48		-7,601777381	1,522142619
8	-2,705666447	-3,022363424	2,52		-6,908567726	2,362512274
9	-3,022363424	0	2,75		-6,157666245	3,959583755

Tableau III.17. Effort tranche terrasse a ELS

➤ Moment sur travée M_t :

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-3,044728034	0,827596639	1,259903343
2	-0,657199247	-6,553512788	1,781329923	5,179784969
3	-3,815079718	-8,384104649	2,278908575	5,738224274
4	-3,744442918	-8,217344541	2,233581011	5,432609447
5	-5,428645835	-10,48875686	2,850980392	9,522974242

6	-6,744429365	-10,03681316	2,728136223	6,946467413
7	-4,833080659	-7,601777381	2,06626186	3,020550675
8	-2,705666447	-6,908567726	1,877838469	3,780920673
9	-3,022363424	-6,157666245	1,67373369	2,130783299

Tableau III.18. Moment sur travée terrasse a ELS

➤ Récapitulatif des résultats :

$M_a(max)$ (KN. m)	$M_t(max)$ (KN. m)	$V(max)$ (KN)
-6.47	9.52	-10.48

Tableau III.19. Récapitulatif des résultats terrasse a ELS

III.2.7. Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles seront calculées comme une section en (T) à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_{tabl} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{Poutrelle en T : } \begin{cases} b = 65 \text{ cm} & ; b_0 = 15 \text{ cm} \\ h_t = 25 \text{ cm} & ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 22 \text{ cm} \text{ avec: } f_{c28} = 25 \text{ MPa} , f_e = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} , \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$M_{table} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 89.99 \text{ KN.m}$$

➤ Poutrelle étage courant :

	Mt(Kn.m)	Ma(Kn.m)	V(Kn)
ELU	25.10	-17.78	-27.65
ELS	17.66	-12.51	-19.46

Tableau III.20. les sollicitations Poutrelle étage courant

➤ En travée	➤ En appui
$M_{table} = 89.99 \text{ KN.m} > M_{t,max} = 25.10 \text{ KN.m}$	$M_{table} = 89.99 \text{ KN.m} > M_{a,max} = 17.78 \text{ KN.m}$
Calculée une section rectangulaire de dimensions $b=65\text{cm}$ et $h=25\text{cm}$	Calculée une section rectangulaire de dimensions $b=65\text{cm}$ et $h=25\text{cm}$
$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{25.10 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.2} = 0.05$	$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{17.78 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.2} = 0.04$
$\mu_{bc} = 0.05 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$\mu_{bc} = 0.04 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$	$\mu_l = 0.8 \times \alpha_l \times (1 - 0.4 \times \alpha_l)$
avec $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$	avec $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$
$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$	$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$
$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$	$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$
$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$	$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$
$\mu_{bc} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$	$\mu_{bc} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$
$A = \frac{M_t}{Z \times f_s}$ avec $Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$	$A = \frac{M_t}{Z \times f_s}$ avec $Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$
$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$	$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$
$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.06$	$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.06$
$Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 21.47 \text{ cm}$	$Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 21.47 \text{ cm}$
$A_t = \frac{25.10 \times 10^6}{214.7 \times 348} = 335.9 \text{ mm}^2 = 3.3 \text{ cm}^2$	$A_a = \frac{17.78 \times 10^6}{214.7 \times 348} = 237.96 \text{ mm}^2 = 2.3 \text{ cm}^2$

❖ **Choix des armatures**

En travée : Donc on adopte $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

En Appuis : Donc on adopte $A_s = 1\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 2.67 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 58 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.54 \text{ cm}^2$$

{ En travée : $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2$
 { En Appuis: $A_s = 1\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 2.67 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2$ vérifiée

❖ **Ferrailage transversale**

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset_{l,\min}, \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{250}{35}, 12, \frac{100}{10}\right) = \min(7.14 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 10\text{mm})$$

→ $\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$ On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ soit $A_t = 2\phi^2 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Espacements : $e \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(19.8, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$

Donc : $e \leq 19.8 \text{ cm}$ soit un espacement de $e = 15 \text{ cm}$.

III.2.8. Vérification à nécessaire

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{27.65 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.22} = 0.837 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

ELS

❖ La contrainte dans le béton

➤ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 7.5 \times y^2 + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 22) = 0 \rightarrow y = 9.28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{15 \times 9.28^3}{3} + 15 \times 3.39(22 - 9.28)^2 = 12223.34 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{17.66 \times 10^{-3}}{12223.34 \times 10^{-8}} = 144.47 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 144.47 \times 0.0928 = 13.40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Sur appuis

$$\sigma_b$$

$$\leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 7.5 \times y^2 + 15(2.67)y - 15(2.67 \times 22) = 0 \rightarrow y = 8.49 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{15 \times 8.49^3}{3} + 15 \times 2.67(22 - 8.49)^2 = 10369.73 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{12.51 \times 10^{-3}}{10369.73 \times 10^{-8}} = 120.63 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 120.63 \times 0.0849 = 10.24 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ La contrainte maximale dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 120.63 \times 15 \times (0.22 - 0.0849) = 244.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérifications de la flèche

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

$$\frac{e}{l} = \frac{0.25}{5.10} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc il faut calculer la flèche :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 8.1 \text{ mm}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieur à 5m est (CBA 93 art B 6 5 3) :

$$\Delta f = 0.5 + L/1000 = 0.5 + 510/1000 = 1 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = 8.1 \text{ mm} < \Delta f = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

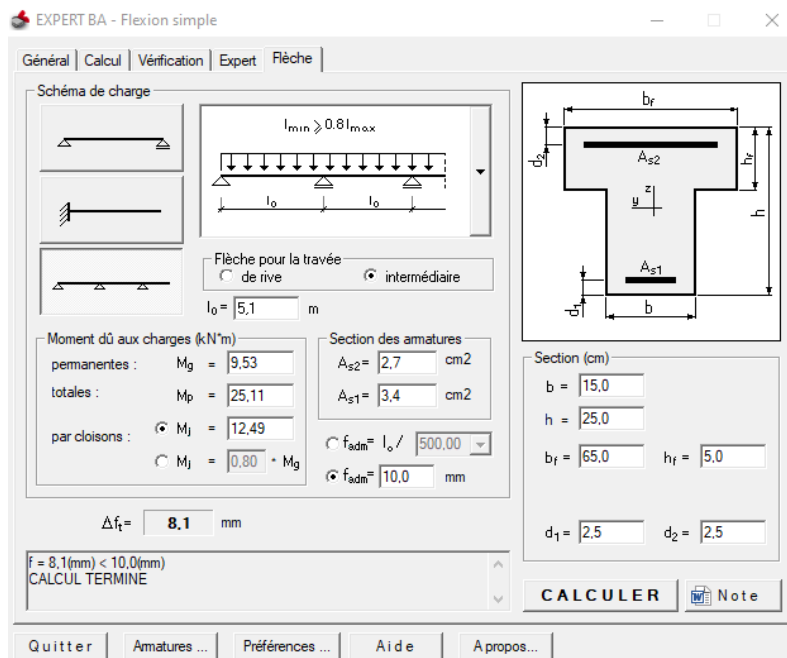


Figure III.3. Calcul de flèche

➤ Plancher terrasse :

	Mt(Kn.m)	Ma(Kn.m)	V(Kn)
ELU	13.23	-9.37	-14.57
ELS	9.52	-6.47	-10.48

Tableau III.21. les sollicitations Poutrelle Plancher terrasse

➤ En travée

$$M_{table} = 89.99 \text{ KN.m} > M_{t.max} = 13.23 \text{ KN.m}$$

Calculée une section rectangulaire de dimensions
b = 65cm et h = 25cm

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{13.23 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\mu_{bc} = 0.029 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$$\text{avec } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.036$$

$$Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.036) = 21.68 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{13.23 \times 10^6}{216.8 \times 348} = 175.35 \text{ mm}^2 = 1.75 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appui

$$M_{table} = 89.99 \text{ KN.m} > M_{a.max} = 9.37 \text{ KN.m}$$

Calculée une section rectangulaire de dimensions
b = 65cm et h = 25cm

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{9.37 \times 10^6}{650 \times 220^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$\mu_{bc} = 0.021 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$$\text{avec } \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_l}$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_{bc} = 0.021 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.026$$

$$Z = 22 \times (1 - 0.4 \times 0.026) = 21.77 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{9.37 \times 10^6}{217.7 \times 348} = 123.68 \text{ mm}^2 = 1.23 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures**

En travée : Donc on adopte $A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : Donc on adopte $A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{T}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 75 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.99 \text{ cm}^2$$

{ En travée : $A_s = 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2$
 { Sur Appuis: $A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2$ vérifiée

❖ **Ferraillage transversale**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{l.min}, \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{250}{35}, 12, \frac{150}{10}\right) = \min(7.14 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 15 \text{ mm})$$

→ $\phi_t \leq 7.14 \text{ mm}$ On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$ soit $A_t = 2\phi_t = 0.57 \text{ cm}^2$.

Espacements : $e \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(19.8, 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm}$

Donc : $e \leq 19.8 \text{ cm}$ soit un espacement de $e = 15 \text{ cm}$.

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14.57 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.22} = 0.441 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

ELS

❖ **La contrainte dans le béton**

➤ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 7.5 \times y^2 + 15(3.39)y - 15(3.39 \times 22) = 0 \rightarrow y = 9.28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{15 \times 9.28^3}{3} + 15 \times 3.39(22 - 9.28)^2 = 12223.34 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{9.52 \times 10^{-3}}{12223.34 \times 10^{-8}} = 77.88 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 77.88 \times 0.0928 = 7.22 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ Sur appuis

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 7.5 \times y^2 + 15(2.26)y - 15(2.26 \times 22) = 0 \rightarrow y = 7.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{15 \times 7.96^3}{3} + 15 \times 2.26(22 - 7.96)^2 = 9204.21 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{6.47 \times 10^{-3}}{9204.21 \times 10^{-8}} = 70.29 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 70.29 \times 0.0796 = 5.59 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **La contrainte maximale dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_s = 70.29 \times 15 \times (0.22 - 0.0796) = 148.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérifications de la flèche

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

$$\frac{e}{l} = \frac{0.25}{5.10} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc il faut calculer la flèche :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = -3.9 \text{ mm}$$

La flèche admissible pour une poutre supérieure à 5 m est (CBA 93 art B 6 5 3) :

$$\Delta f = 0.5 + L/1000 = 0.5 + 510/1000 = 1 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 3.9 \text{ mm} < \Delta f = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

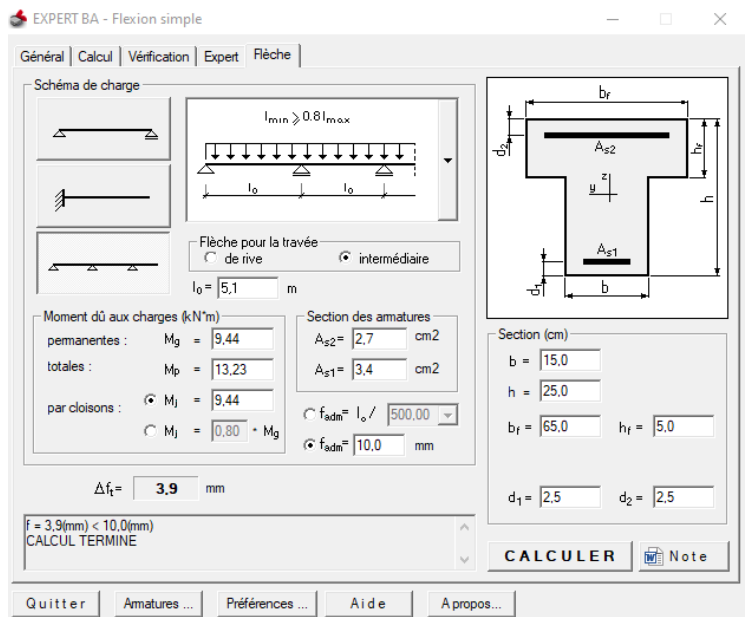


Figure III.4. Calcul de flèche

	Plancher	Terrasse	Étages Courants
travées		3HA12	3HA12
appuie		1HA12+1HA12	1HA14+1HA12

Tableau III.22. Choix de ferrailage

III.2.9. Schéma ferrailages des poutrelles

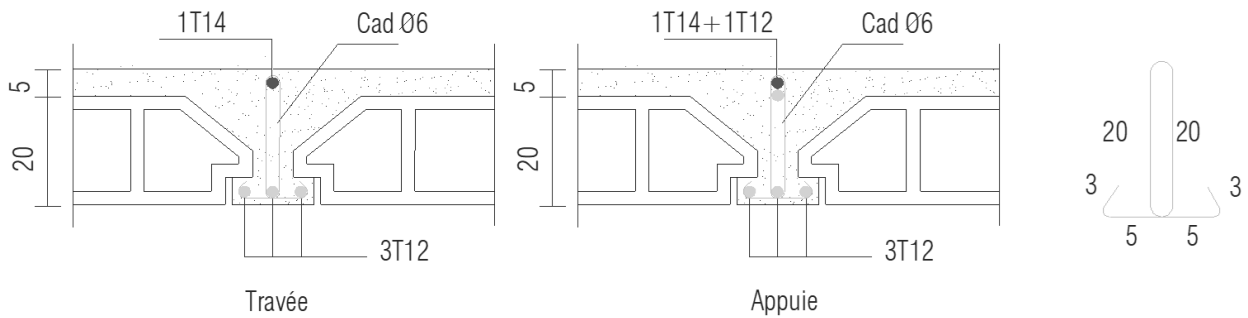


Figure III.5. Ferrailages des poutrelles étage courant

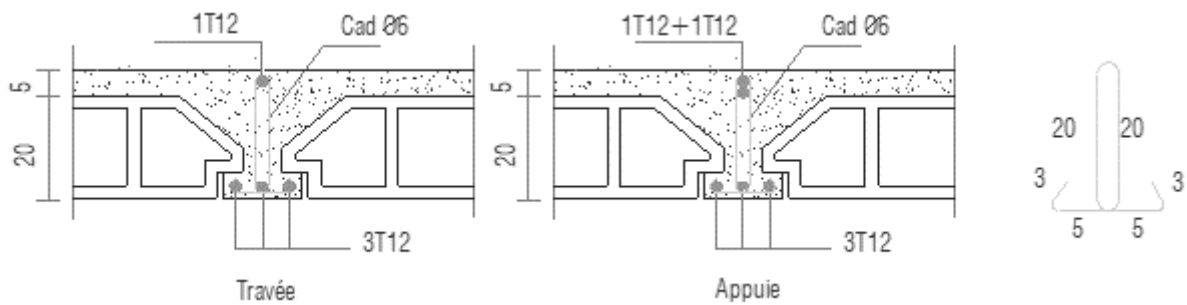


Figure III.6. Ferrailages terrasse

III.2.10. Dalle de compression

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treilles soudés(BAEL91B.6.8.4)

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68. BAEL91) comme suit :
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

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

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $(A/2)$.

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

Soit :

L : Ecartement entre nervures =65cm.

$F_{eE}=400\text{MPa}$ pour les treillis soudés de $\varnothing 6$.

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_1 = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit : 5 Ø6 = 1.41 cm²/ml avec : e=15 cm ≤ 20 cm.....vérifiée.

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{CBA93 (B. 6.8.4.2.3)}$$

On choisit : 5 Ø6 = 1.41 cm²/ml avec : e =20 cm ≤ 33 cm.....vérifiée.

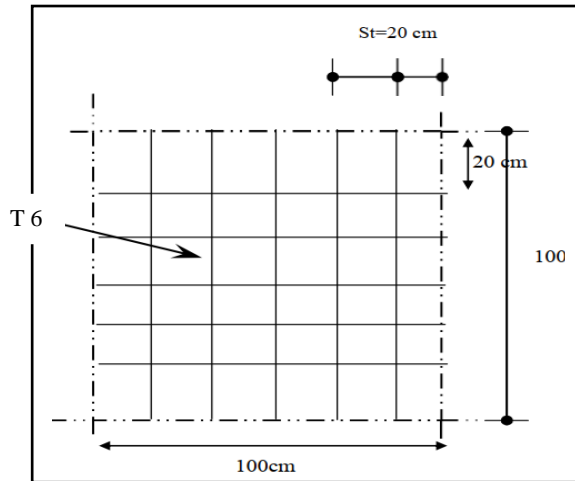


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etudes des balcons en dalles pleines

III.3.1: Introduction :

Les balcons seront généralement réalisés en dalles pleines encastree dans des poutreshorizontales. Ils seront ainsi sont soumis aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre de la dalle,
- ✓ Poids du revêtement (mortier de pose + revêtement),
- ✓ Charge concentrée à l'extrémité libre, représentant le garde-corps,
- ✓ Charge d'exploitation = 350kg/m² (selon le DTR BC-2.42).

Les balcons seront calculés comme des consoles horizontales encastrés aux niveaux despoutres.

III.3.2. Calcul des balcons dalles pleines

III.3.2.1 type 01 (balcon continue travail dans les deux sens) :



Figure III-8 : schéma statique balcon type 1

❖ Calcul de « α »

	Lx(m)	Ly(m)	α
1ere balcon	2	3.6	0.55
2eme balcon	2	2.75	0.72
3eme balcon	1.84	2	0.92

Tableau III.23. Valeur de α

❖ Combinaison de charges :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $q_s = G + Q$

	G(kn/m ²)	Q(kn/m ²)	qu(kn/m ²)	qs(kn/m ²)
1ere balcon	5.25	3.5	12.33	8.75
2eme balcon	5.25	3.5	12.33	8.75
3eme balcon	5.25	3.5	12.33	8.75

Tableau III.24. les charges des balcon

❖ Sens X :

$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2 = 0.089 \times 12.33 \times 2^2 = 4.38 \text{Kn.m}$

$$\alpha \geq 0,4 \rightarrow T_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{12.33 \times 2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.55}{2}} = 9.67 \text{kN}$$

❖ Sens Y :

Vérification des conditions d'application de la méthode de forfaitaire :

Les moments d'inerties est constant vérifiée

Fissuration peu nuisible vérifiée

$3.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.5 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ vérifiée

$2.75/3.60 < 0.8$ n'est pas vérifiée

Donc on va utiliser la méthode Caquot.

A l'état limite ultime (E.L.U) $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0.95(1 - \alpha)^2] \end{array} \right.$

❖ Calcul l'effort pour les bandes de largeur unité

$$\begin{cases} q_{ux} = \mu_x \times q_u \\ q_{uy} = \mu_y \times \mu_x \times q_u \end{cases}$$

	μ_x	μ_y	$q_u(\text{Kn/m}^2)$	$q_{ux}(\text{kn/m}^2)$	$q_{uy}(\text{kn/m}^2)$
1ere balcon	0.089	0.24	12.33	1.09	0.261
2eme balcon	0.065	0.47	12.33	0.8	0.37
3eme balcon	0.043	0.84	12.33	0.53	0.44

Tableau III.25. les charges des balcon dans les deux direction

➤ Longueur fictive

Travée	rive		
	1	2	3
	médiane		
l' (m)	3.6	2.2	1.84

➤ Tableau III.26. Longueur fictive

A l'ELU

➤ Moment sur appui M_a : $M_a = M_q = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + q_e \times (l'_e)^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}$

Appui	q_w (KN/ml)	l'_w (m)	q_e (KN/ml)	l'_e (m)	M_a (KN.m)
1	0	0	0,261	3,6	0
2	0,261	3,6	0,37	2,2	-0,326916349
3	0,37	2,2	0,53	1,84	-0,210873533
4	0,53	1,84	0	0	0

Tableau III.27. Moment sur appui

➤ Effort tranche V :

$$\text{Gauche} \rightarrow V_w = \frac{M_{aw} + M_{ae}}{l} - \frac{q \times l}{2} ; \quad \text{Droite} \rightarrow V_e = V_w + q \times l$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	M_{ae} (KN. m)	l' (m)	q (KN/ml)	V_w (KN)	V_e (KN)
1	0	-0,326916349	3,6	0,261	-0,560610097	0,378989903
2	-0,326916349	-0,210873533	2,2	0,37	-0,651449946	0,162550054
3	-0,210873533	0	1,84	0,53	-0,602205181	0,372994819

Tableau III.28. Effort tranche étage courant

➤ Moment sur travée M_t :

$$M_t = M_{aw} - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}; \text{ avec } x_0 = \frac{-V_w}{q}$$

Travée	M_{aw} (KN. m)	V_w (KN)	x_0 (m)	M_t (KN. m)
1	0	-0,560610097	2,147931406	0,602076017
2	-0,326916349	-0,651449946	1,76067553	0,246579641
3	-0,210873533	-0,602205181	1,13623619	0,131250127

Tableau III.29. Moment sur travée étage courant

$$T_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{12.33 \times 2}{3} = 8.22 \text{Kn.}$$

➤ Récapitulatif des résultats :

	$M_a(max)$ (KN. m)	$M_t(max)$ (KN. m)	$V(max)$ (KN)
Sens-Y	-0.3	0.6	8.22
Sens-X	-4.38	0	9.67

Tableau III.30. Les sollicitation

❖ Le ferrailage

La dalle est ferrillée dans les deux sens en fonction de M_x et M_y .

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{q_u}{q_s} = \frac{12.33}{8.75} = 1.41$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times f_{c28} \times \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1.41 + 49 \times 25 \times \frac{1}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0.3$$

❖ Selon X

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{4.38 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.01$$

$$\mu_{bc} = 0.01 < \mu_l = 0.3 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13.5 \times (1 - 0.6 \times 0.01) = 13.41 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{4.38 \times 10^6}{134.1 \times 348} = 93.30 \text{ mm}^2 = 0.93 \text{ cm}^2$$

❖ Selon Y

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{0.6 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_{bc} = 0.002 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13.5 \times (1 - 0.6 \times 0.002) = 13.48 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{0.6 \times 10^6}{134.8 \times 348} = 12.79 \text{ mm}^2 = 0.12 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{0.3 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.001$$

$$\mu_{bc} = 0.001 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13.5 \times (1 - 0.6 \times 0.001) = 13.49 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{0.3 \times 10^6}{134.9 \times 348} = 6.39 \text{ mm}^2 = 0.06 \text{ cm}^2$$

➤ Section minimales des armatures

❖ Selon Y

Pour l'acier feE400

$$A_{min} = 0.08\% \times h \times b = 8 \times 0.15 \times 1 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.12 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ty} = 1.22 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 0.06 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ay} = 1.22 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Selon X

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_y = \frac{3-0.55}{2} \times 1.2 = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{tx} = 1.47 \text{ cm}^2 \\ A_{ax} = 0.93 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ax} = 1.47 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Choix des diamètres

Il faut que $\emptyset < \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm}$

❖ Choix des aciers et espacement maximum des armatures St

➤ Sens Lx :

$$e \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Choix des barres : $A_s = 4HA10$ $A_s = 3.14$ avec $esp = 25 \text{ cm}$.

➤ Sens L_y :

$$e \leq \min(4 \cdot h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Choix des barres : $A_s = 4HA10$ $A_s = 3.14$ avec $esp = 25 \text{ cm}$.

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{9.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.07 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ vérifiée

III.3.2.2. type 02(dalle plein dans niveau couverture chambre ascenseur) :

❖ **Calcul de « α »**

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.20}{3.10} = 0.7 < 1 \quad \Leftrightarrow \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

A l'état limite ultime (E.L.U) $\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0.07 \\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0.95(1 - \alpha)^2] = 0.44 \end{cases}$

❖ **Combinaison de charges :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.5 + 1.5 \times 1 = 8.92 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_s = G + Q = 5.5 + 1 = 6.6 \text{ KN/m}^2$

❖ **Calcul des moments pour les bandes de largeur unité**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2 = 0.07 \times 8.92 \times 2.2^2 = 3.02 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = \mu_y \times M_{0x} = 0.44 \times 3.02 = 1.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments dans la dalle**

✓ Les moments en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0 \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 1.32 = 1.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments en appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = 3.02 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 1.32 = 0.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Valeurs minimales à respecter

$$\begin{cases} \text{travée : } M_{ty} = 1.13 \text{ KN.m} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 0 \dots \dots \dots \text{CNV} \\ \text{appuis : } \max(M_{ay}, M_{ax}) = 3.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Le ferrailage**

La dalle est ferrillée dans les deux sens en fonction de M_x et M_y .

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{q_u}{q_s} = \frac{8.92}{6.6} = 1.35$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times f_{c28} \times \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1.35 + 49 \times 25 \times \frac{1}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0.28$$

❖ **Selon X**

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{3.02 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.01$$

$$\mu_{bc} = 0.01 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.01) = 12.92 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{3.02 \times 10^6}{129.2 \times 348} = 67.16 \text{ mm}^2 = 0.67 \text{ cm}^2$$

❖ **Selon Y**

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{1.13 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\mu_{bc} = 0.004 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.004) = 12.96 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{1.13 \times 10^6}{129.6 \times 348} = 25.13 \text{ mm}^2 = 0.25 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{0.66 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_{bc} = 0.002 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.002) = 12.98 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{0.66 \times 10^6}{129.8 \times 348} = 14.67 \text{ mm}^2 = 0.14 \text{ cm}^2$$

❖ **Section minimales des armatures**

❖ **Selon Y**

Pour l'acier feE400

$$A_{min} = 0.08\% \times h \times b = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.25 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 0.14 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ay} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Selon X**

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_y = \frac{3-0.7}{2} \times 1.2 = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{tx} = 1.38 \text{ cm}^2 \\ A_{ax} = 0.67 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ax} = 1.38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Choix des diamètres**

Il faut que $\emptyset < \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 25 \text{ mm} \rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm}$

❖ **Choix des aciers et espacement maximum des armatures St**

➤ Sens Lx :

$$e \leq \min(3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Choix des barres : As= 4HA10 As=3.14 avec esp = 25 cm.

➤ Sens Ly :

$$e \leq \min(4 \cdot h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Choix des barres : As= 4HA10 As=3.14 avec esp = 25 cm.

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

Sollicitation ultimes : $\alpha \geq 0,4$

$$\alpha \geq 0,4 \rightarrow \begin{cases} T_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{8.92 \times 2.2}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.7}{2}} = 7.26 \text{ kN} \\ T_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{8.92 \times 2.2}{3} = 6.54 \text{ kN} \leq T_{ux} = 7.26 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{7.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.05 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.3.2.3. type 03 (dalle plein dans niveau couverture des escalier) :

❖ **Calcul de « α »**

$$0.4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.20}{2.3} = 0.95 < 1 \quad \Leftrightarrow \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\text{A l'état limite ultime (E.L.U)} \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0.04 \\ \mu_y = \alpha^2 [1 - 0.95(1 - \alpha)^2] = 0.9 \end{cases}$$

❖ **Combinaison de charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.5 + 1.5 \times 1 = 8.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5.5 + 1 = 6.6 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul des moments pour les bandes de largeur unité**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2 = 0.04 \times 8.92 \times 2.2^2 = 1.72 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = \mu_y \times M_{0x} = 0.9 \times 1.72 = 1.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments dans la dalle**

- ✓ Les moments en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0 \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 1.55 = 1.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ Les moments en appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = 1.72 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 1.55 = 0.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ Valeurs minimales à respecter

$$\begin{cases} \text{travée : } M_{ty} = 1.32 \text{ KN.m} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 0 \dots \dots \text{ CNV} \\ \text{appuis : } \max(M_{ay}, M_{ax}) = 1.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Le ferrailage**

La dalle est ferrillée dans les deux sens en fonction de M_x et M_y .

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{q_u}{q_s} = \frac{8.92}{6.6} = 1.35$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times f_{c28} \times \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1.35 + 49 \times 25 \times \frac{1}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0.28$$

❖ **Selon X**

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{1.72 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\mu_{bc} = 0.004 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.004) = 12.92 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{1.72 \times 10^6}{129.2 \times 348} = 38.25 \text{ mm}^2 = 0.38 \text{ cm}^2$$

❖ **Selon Y**

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{1.32 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\mu_{bc} = 0.004 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.004) = 12.96 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{1.32 \times 10^6}{129.6 \times 348} = 29.35 \text{ mm}^2 = 0.29 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{0.77 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_{bc} = 0.002 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.6 \times 0.002) = 12.98 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{0.77 \times 10^6}{129.8 \times 348} = 17.04 \text{ mm}^2 = 0.17 \text{ cm}^2$$

❖ **Section minimales des armatures**

❖ **Selon Y**

Pour l'acier feE400

$$A_{min} = 0.08\% \times h \times b = 8 \times 0.15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.29 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ty} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 0.17 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ay} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Selon X**

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_y = \frac{3-0.9}{2} \times 1.2 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{tx} = 1.26 \text{ cm}^2 \\ A_{ax} = 0.38 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ax} = 1.26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Choix des diamètres**

Il faut que $\phi < \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm}$

❖ **Choix des aciers et espacement maximum des armatures St**

➤ Sens Lx :

$$e \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Choix des barres : $A_s = 4\text{HA}10$ $A_s = 3.14$ avec $\text{esp} = 25 \text{ cm}$.

➤ Sens Ly :

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Choix des barres : $A_s = 4\text{HA}10$ $A_s = 3.14$ avec $\text{esp} = 25 \text{ cm}$.

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

Sollicitation ultimes : $\alpha \geq 0,4$

$$\alpha \geq 0,4 \rightarrow \begin{cases} T_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{8.92 \times 2.2}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.7}{2}} = 7.26 kN \\ T_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{8.92 \times 2.2}{3} = 6.54 kN \leq T_{ux} = 7.26 kN \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{7.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.05 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ **vérifiée**

III.3.3. Schéma de ferrailage

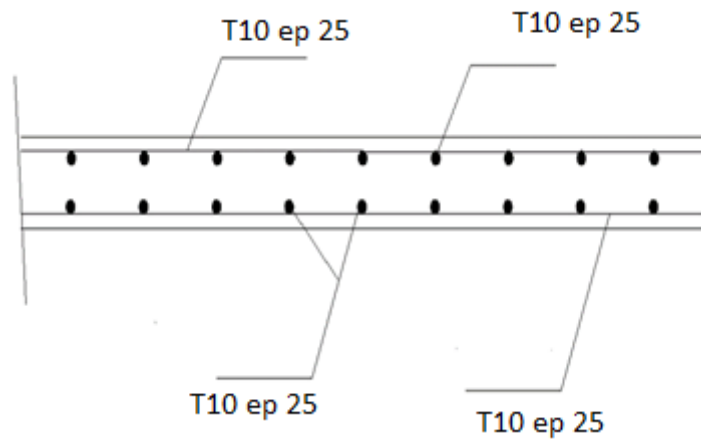


Figure III.10. Schéma de ferrailage de balcon type 1

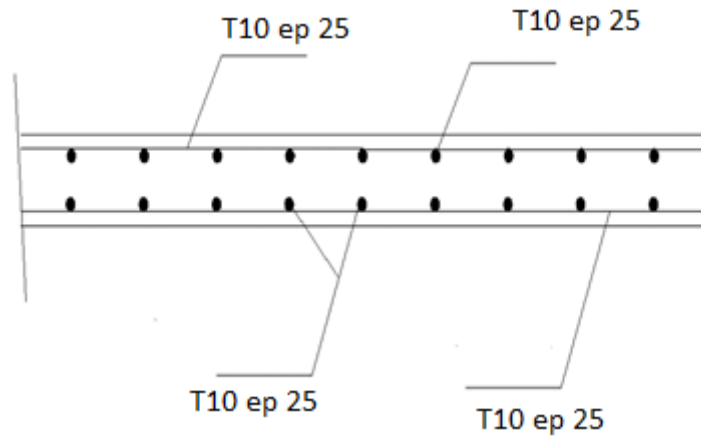


Figure III.11. Schéma de ferrailage de balcon type 2

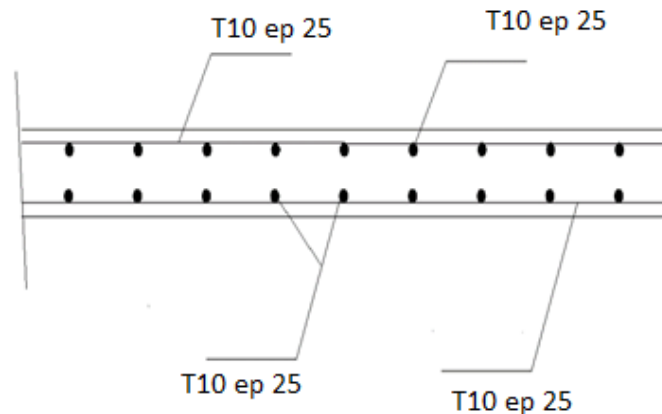


Figure III.12. Schéma de ferrailage de balcon type 3

III.4. Etude des escaliers

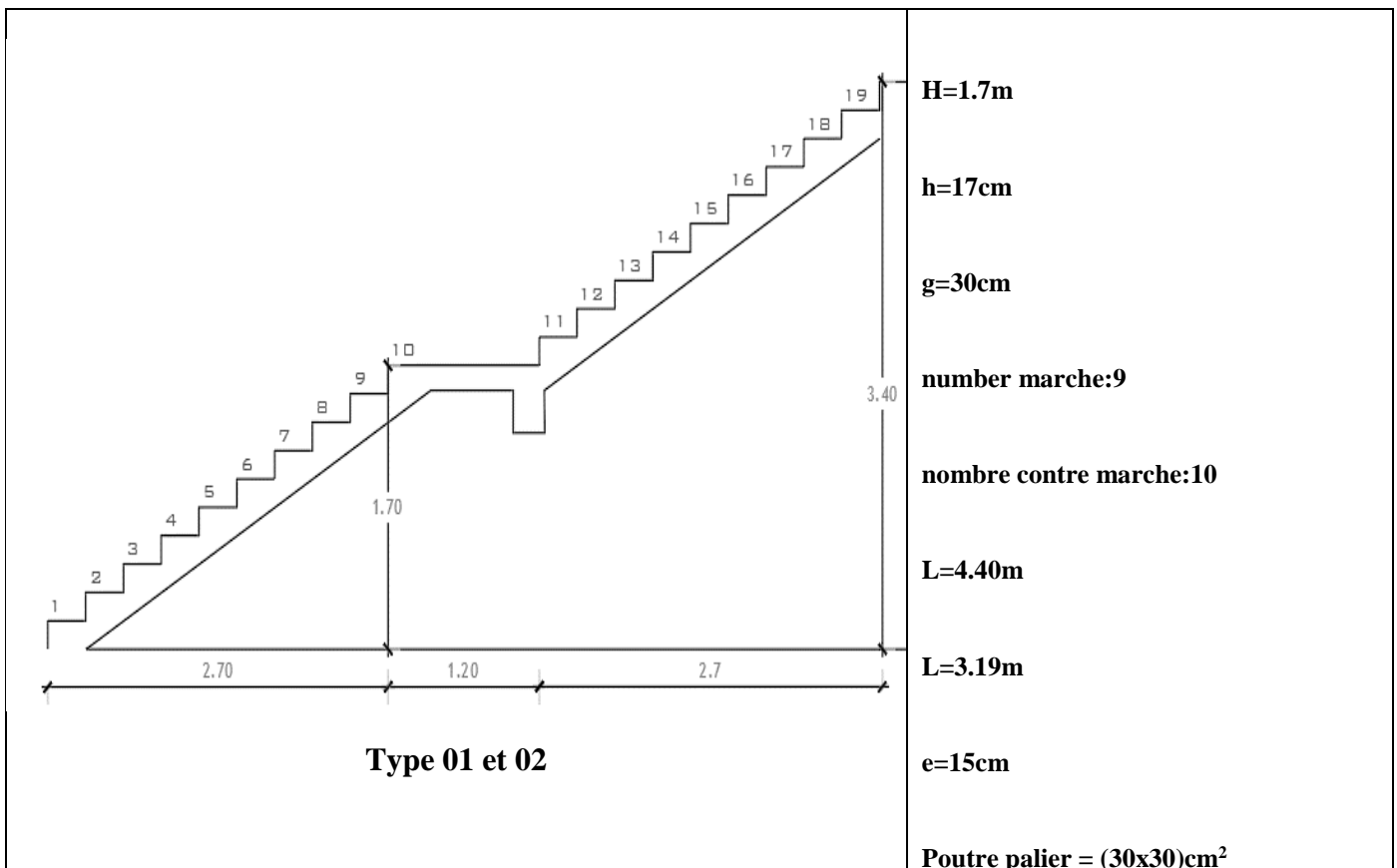
On fera l'étude de deux types d'escalier les plus sollicitées en termes de dimensions,

L'escalier type 01 RDC

L'escalier type 01 les autres étages

L'escalier de type 02

III.4.1. Escalier de type



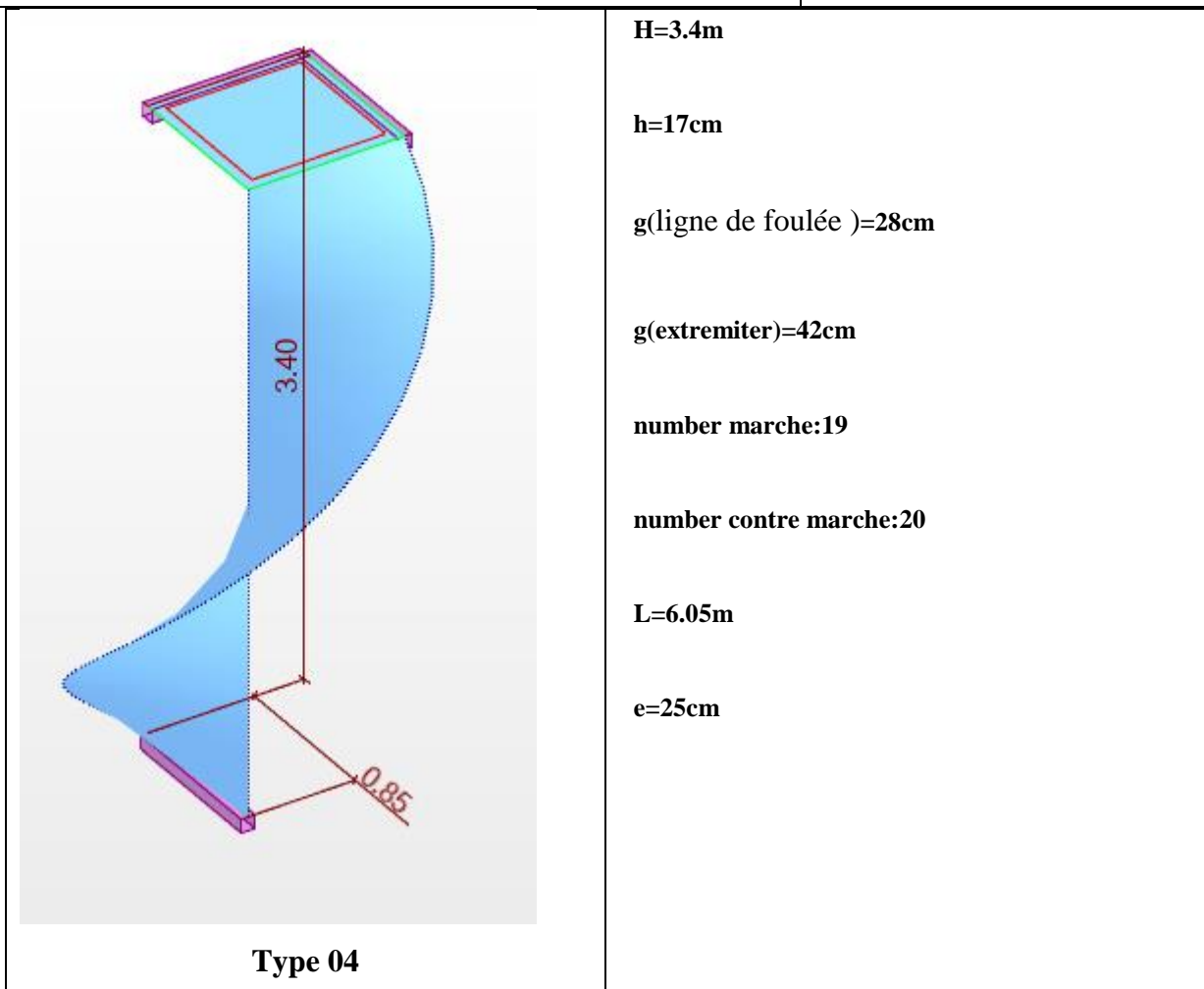
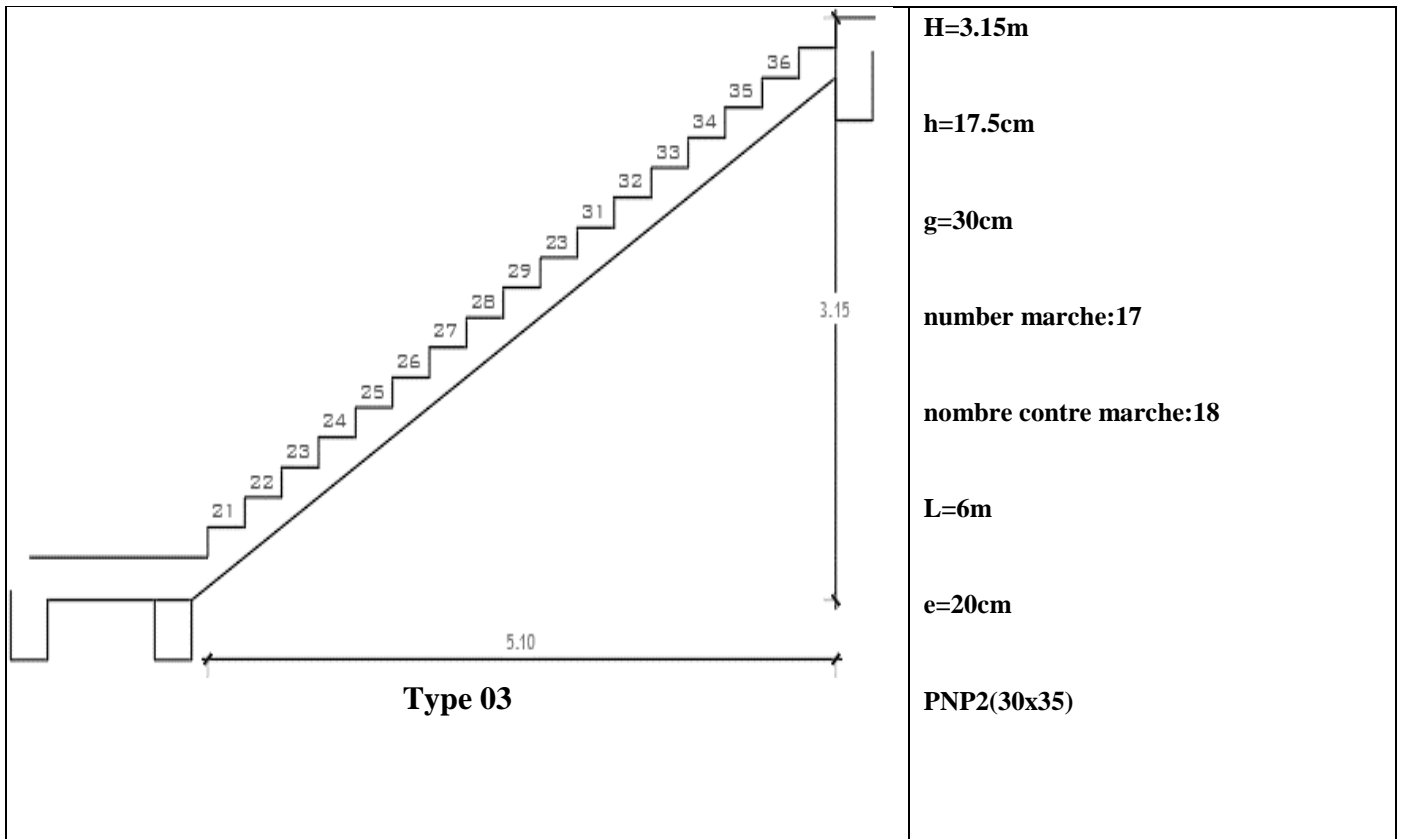


Figure III.13. Schéma de l'escalier les plus sollicitées

❖ Evaluation des charges de l'escalier

charge	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Le palier type 1 et 2	5.68	2.5
La paillasse type 1 et 2	8.71	
charge	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Le palier type 3	6.93	2.5
La paillasse type 3	10.21	
charge	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Le palier type 4	8.18	2.5
La paillasse type 4	10.71	

Tableau III.31. Evaluation des charges de l'escalier

❖ La charge équivalente

$$G(\text{moy}) = \frac{G_{\text{palier}} \times (L_{p1} + L_{p2}) + G_{\text{paillasse}} \times L_0}{L_0 + L_{p1} + L_{p2}}$$

l'escalier	La charge	Longueur (m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
type 01	Le palier	1.2	7.62	2.5
	La paillasse	3.19		
type 02	Le palier	0	8.71	2.5
	La paillasse	3.19		
type 03	Le palier	0	10.21	2.5
	La paillasse	6		
type 04	Le palier	0.85	10.35	2.5
	La paillasse	5.2		

Tableau III.32. Charge équivalente de l'escalier

❖ **Combinaisons des charges**

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \\ \text{ELS : } q_s = G + Q \end{cases}$$

l'escalier	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
type 01	7.62	2.5	14.04	10.12
type 02	8.71	2.5	15.51	11.21
type 03	10.21	2.5	17.53	12.71
type 04	10.35	2.5	17.72	12.85

Tableau III.33. Combinaisons des charges de l'escalier

❖ **Sollicitation dans l'escalier**

➤ L'ELU

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

$$M_a = 0.3 \times M_0$$

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

$$T = (q \times l)/2$$

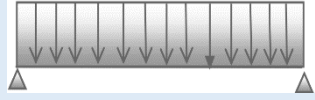
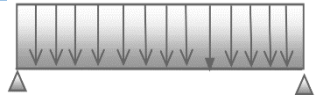
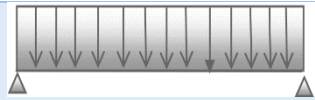
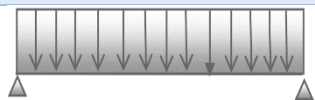
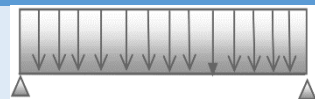
l'escalier	Schéma statique	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	T _{max} (KN)
type 01		4.4	33.97	10.91	28.87	30.88
type 02		3.19	19.72	5.91	16.76	24.74
type 03		6	78.88	23.66	67.05	52.59
type 04		6.05	81.07	24.32	68.91	53.60

Tableau III.34. Sollicitation L'ELU de l'escalier

l'escalier	Schéma statique	L(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
type 01		4.4	24.49	7.34	20.81

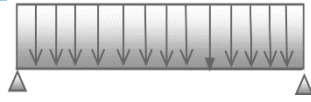
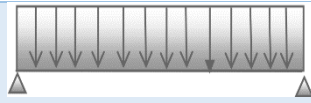
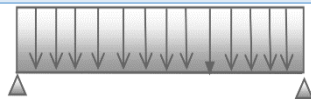
type 02		3.19	14.26	4.28	12.12
type 03		6	57.19	17.16	48.61
type 04		6.05	58.79	17.64	49.97

Tableau III.35. Sollicitation L'ELU de l'escalier

III.4.2. Calcul ferrailage :

- Type 01

- ❖ Ferrailage a l'ELU

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de Largeur $b = 1\text{m}$

On a : $b = 100\text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 13\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $f_{bu} = 14.2\text{ MPa}$

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{28.87 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.122$$

$$\mu_{bc} = 0.122 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.122}) = 0.163$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.4 \times 0.163) = 12.15\text{ cm}$$

$$A_t = \frac{28.87 \times 10^6}{121.5 \times 348} = 682.79\text{ mm}^2 = 6.83\text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{10.91 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu_{bc} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.06$$

$$Z = 13 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 12.69\text{ cm}$$

$$A_a = \frac{10.91 \times 10^6}{126.9 \times 348} = 247.04\text{ mm}^2 = 2.47\text{ cm}^2$$

- ❖ Choix des armatures

➤ En travée :

Sens principal : $A_p = 5\text{HA}14 = 7.70\text{ cm}^2$,

Sens secondaire : $A_s = \frac{A_p}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93$,donc : $4\text{HA}10 = 3.41\text{ cm}^2$,

Espacement des barres (Armatures principales) :

$St = \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow St = \min(45\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq 33\text{cm}$

➤ En Appuis :

Sens principal : $A_p = 4\text{HA}10 = 3.41\text{ cm}^2$

Sens secondaire : $\frac{A_p}{4} = \frac{3.41}{4} = 0.85$,donc : $4\text{HA}10 = 3.41\text{ cm}^2$,

$$St = \min (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow St = \min (45\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq 33\text{cm}$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée $\begin{cases} A_p = 5\text{HA}14 = 7.7 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_s = 4\text{HA}10 = 3.41 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

En Appuis $\begin{cases} A_p = 4\text{HA}10 = 3.41 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.237 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont Acier de Fe =400MPa.

si la condition suivante est vérifiée : $\alpha u < \alpha$.

$$\alpha = \frac{(\partial-1) + \frac{f_{c28}}{100}}{2} \text{ Avec } \partial = \frac{M_u}{M_s}$$

Section	$\partial = \frac{M_u}{M_s}$	αu	α	Comparaison
travée	1.40	0.122	0.44	0.122 < 0.44 . OK
Appui	1.48	0.052	0.49	0.052 < 0.49 . OK

Tableau III-36. Vérification à E.L.S type 1

Section	$A_p(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	Espacement (A_p)	Espacement (A_s)
travée	5HA14	4HA10	20cm	25cm
appui	5HA14	4HA10	20cm	25cm

Tableau III-37. Choit d'armature type 1

• **Type 02**

❖ **Ferraillage a l'ELU**

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de Largeur $b = 1\text{m}$

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 13\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

section	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)	At(cm ²)	As(cm ²)	Aa(cm ²)	As(cm ²)	Amin(cm ²)
travée	16.76	-----	3.90	0.97	-----	-----	1.75
appui	-----	5.91	-----	-----	1.70	0.425	1.75

Tableau III-38. Calcul les armateurs type 2

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{24.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.190 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont Acier de Fe =400MPa.

si la condition suivante est vérifiée : $\alpha u < \alpha$.

$$\alpha = \frac{(\partial-1) + \frac{f_{c28}}{100}}{2} \text{ Avec } \partial = \frac{M_u}{M_s}$$

Section	$\partial = \frac{M_u}{M_s}$	αu	α	Comparaison
travée	1.40	0.069	0.44	0.069 < 0.44.. OK
Appui	1.40	0.024	0.44	0.024 < 0.44.. OK

Tableau III-39. Vérification à E.L.S type 2

Section	Ap(cm ²)	As(cm ²)	Espacement (Ap)	Espacement (As)
travée	5HA10	4HA10	20cm	25cm
appui	4HA10	4HA10	25cm	25cm

Tableau III-40. Choit d'armature type 2

• Type 03

❖ Ferrailage a l'ELU

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de Largeur b = 1m

On a : b = 100 cm ; d = 0.9×h=18cm ; h = 20cm ; f_{bu}=14.2 MPa

section	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)	At(cm ²)	As(cm ²)	Aa(cm ²)	As(cm ²)	Amin(cm ²)
travée	67.05	-----	12	3	-----	-----	2.17
appui	-----	23.66	-----	-----	4	2	2.17

Tableau III-41. Calcul les armateurs type 3

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{52.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.292 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ **vérifiée**

❖ **Vérification à l'ELS :**

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont Acier de Fe =400MPa.

si la condition suivante est vérifiée : $\alpha u < \alpha$.

$\alpha = \frac{(\partial-1) + \frac{f_{c28}}{100}}{2}$ Avec $\partial = \frac{M_u}{M_s}$

Section	$\partial = \frac{M_u}{M_s}$	αu	α	Comparaison
travée	1.38	0.145	0.44	0.145 < 0.44.. OK
Appui	1.38	0.105	0.44	0.105 < 0.44.. OK

Tableau III-42. Vérification à E.L.S type 3

Section	Ap(cm ²)	As(cm ²)	Espacement (Ap)	Espacement (As)
travée	6HA16	4HA10	15cm	25cm
appui	6HA14	4HA10	25cm	25cm

Tableau III-43. Choit d'armature type 3

• **Type 04**

❖ **Ferraillage a l'ELU**

On considère une section rectangulaire soumise à la flexion simple, en prenant une bande de Largeur b = 1m

On a : b = 100 cm ; d = 0.9×h=22.5cm ; h = 25cm ; f_{bu}=14.2 MPa

section	Mt(kn.m)	Ma(kn.m)	At(cm ²)	As(cm ²)	Aa(cm ²)	As(cm ²)	Amin(cm ²)
travée	68.05	-----	9.2	2.3	-----	-----	3.01
appui	-----	24.32	-----	-----	3.2	0.8	3.01

Tableau III-44. Calcul les armateurs type 4

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{53.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.238 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$ **vérifiée**

❖ **Vérification à l'ELS :**

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont Acier de Fe =400MPa.

si la condition suivante est vérifiée : $\alpha u < \alpha$.

$$\alpha = \frac{(\rho-1) + \frac{f_{c28}}{100}}{2} \text{ Avec } \rho = \frac{M_u}{M_s}$$

Section	$\rho = \frac{M_u}{M_s}$	αu	α	Comparaison
travée	1.38	0.094	0.44	0.094 < 0.44..OK
Appui	1.38	0.033	0.44	0.033 < 0.44..OK

Tableau III-45. Vérification à E.L.S type 4

Section	Ap(cm ²)	As(cm ²)	Espacement (Ap)	Espacement (As)
travée	6HA14	4HA10	15cm	25cm
appui	6HA14	4HA10	15cm	25cm

Tableau III-46. Choit d'armature type 4

III.4.3. Schéma de ferrailage de l'escalier

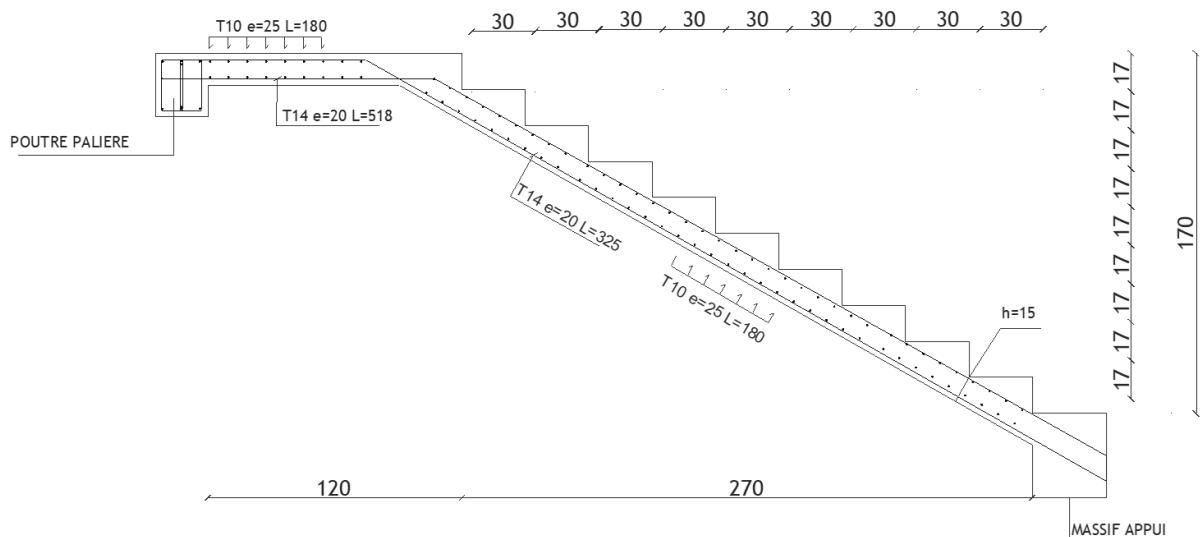


Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

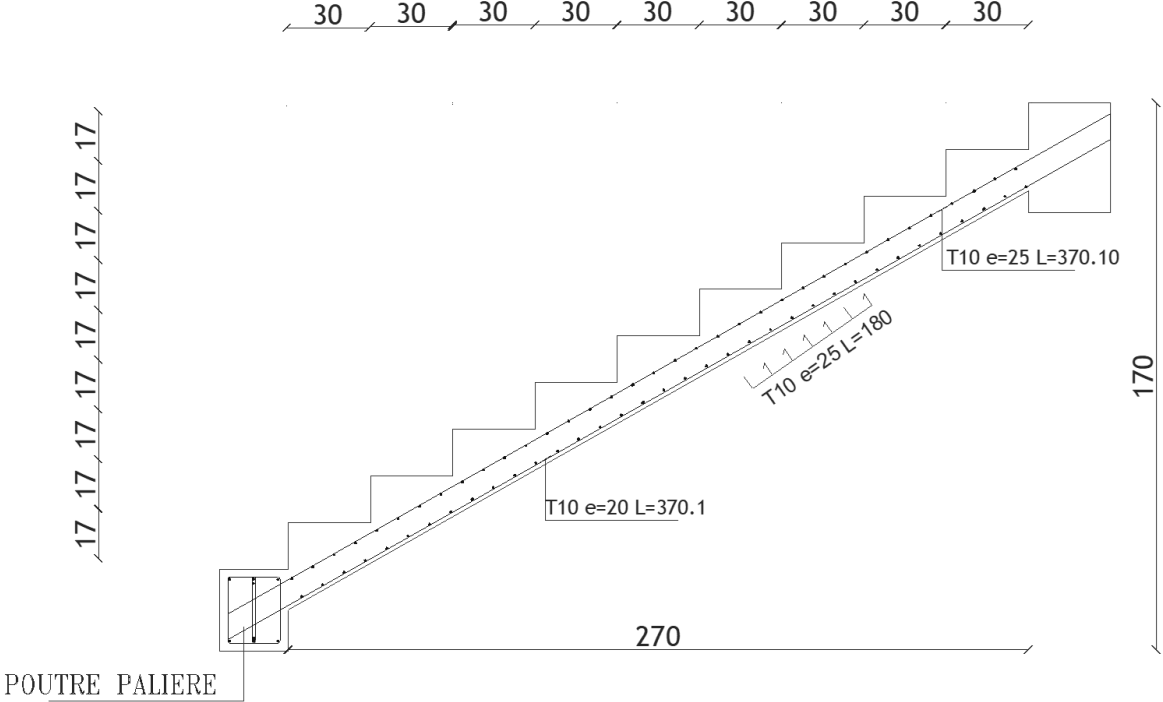


Figure III.15. Schéma de ferrailage de l'escalier type 2

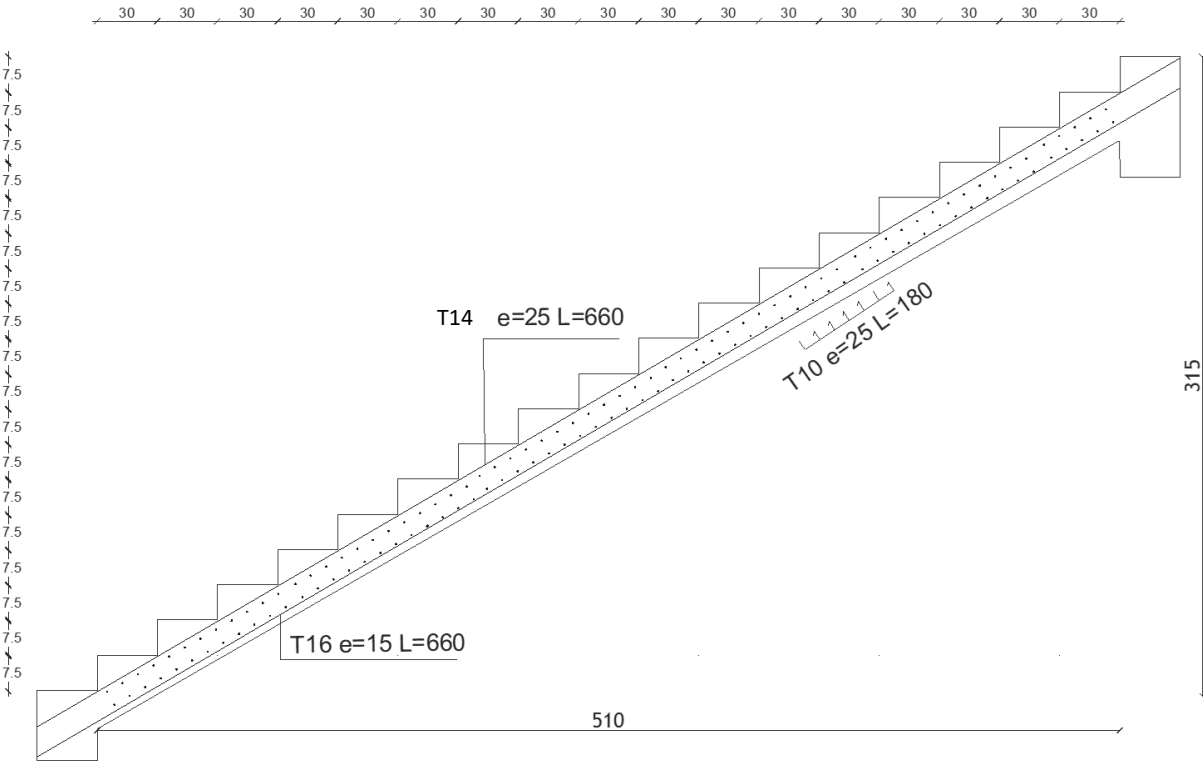


Figure III.16. Schéma de ferrailage de l'escalier type 3

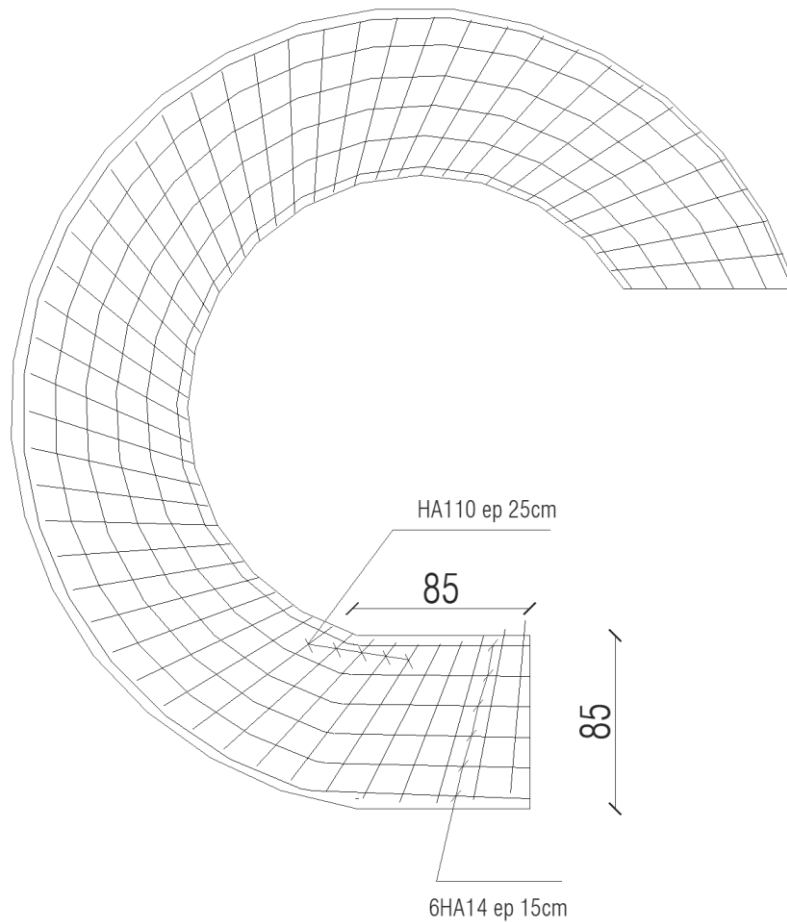


Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'escalier type 4

III.4.4. Etude de la poutre palière :

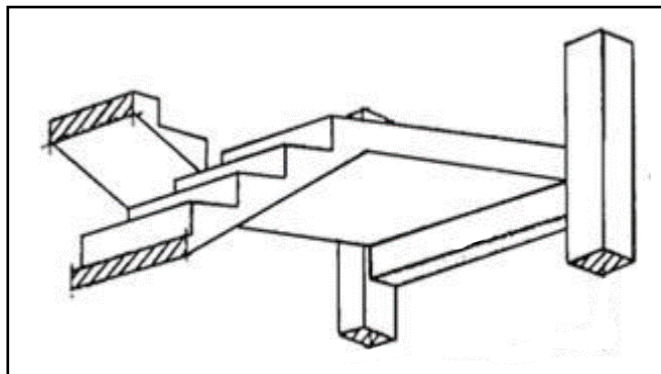


Figure III.18 : Vue 3D pour la poutre palière

❖ Dimensionnement

➤ Pour : $L = 1.8\text{m}$

Selon le BAEL 91 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée de la poutre : } L = 1.8 \text{ m} \\ \text{Hauteur : } \frac{180}{15} \leq h \leq \frac{180}{10} \rightarrow 12 \leq h \leq 18 \rightarrow h = 30 \text{ cm} \\ \text{Largeur : } 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 20 \rightarrow b = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA2024[article7.5.1 P113] :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

Donc les dimensions de la poutre de palier sont de (30x30) cm²

❖ **Définition des charges**

Poids propre de la poutre : $G_0 = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1.88 \text{KN/ml}$

Le poids de palier : $G_p = 5.68 \times 1.2 = 6.81 \text{KN/ml}$.

Donc : $G = 1.88 + 10.22 = 8.69 \text{ KN/ml}$.

$$Q = 2,5 \times 1.2 = 3.75 \text{KN/ml}$$

❖ **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1.5 Q) \\ \text{ELS : } q_s = G + Q \end{cases} ; \begin{cases} \text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \\ \text{Effort tranchant : } V_u = q \times \frac{l}{2} \end{cases} ; \begin{cases} M_a = 0.3M_0 \\ M_t = 0.85M_0 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 8.69 + 1.5 \times 3.75 = 17.35 \text{KN}$$

$$q_s = 8.69 + 3.75 = 12.44 \text{KN}$$

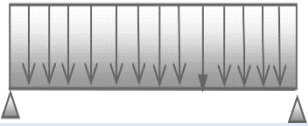
Schéma statique		q	L	M ₀	M _a	M _t	V _{max}
		(KN/m)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN)
ELU		17.35	1.8	7.02	2.1	5.97	15.61
ELS		12.44		5.04	1.51	4.28	11.19

Tableau III.47. Sollicitation la poutre palière

III.4.4.1. Calcul à l'ELU en flexion

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 27 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

- En travée
- | ➤ Sur appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{5.97 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu_{bc} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.025$$

$$Z = 27 \times (1 - 0.4 \times 0.025) = 26.73 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{5.97 \times 10^6}{267.3 \times 348} = 74.28 \text{ mm}^2 = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{2.1 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14.2} = 0.009$$

$$\mu_{bc} = 0.009 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bc}})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.011$$

$$Z = 27 \times (1 - 0.4 \times 0.011) = 26.88 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{2.1 \times 10^6}{268.8 \times 348} = 26.08 \text{ mm}^2 = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité**

En plus de la condition de non fragilité on ajoute pour les poutres la section d'acier minimale recommandée par les règles (RPA2024 .7.5.2.2 P113)

$$A_{\min} = \max\left(0.005bh ; 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}\right) = (3.75 \text{ cm}^2 ; 0.81 \text{ cm}^2) = 3.75 \text{ cm}^2$$

{ En travée : $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3.75 \text{ cm}^2$
 { En Appuis: $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 3.75 \text{ cm}^2$ vérifiée

❖ **Armatures transversales**

Suivant l'article A.5.1, 22 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t \times F_e}{b \times s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

Suivant l'article 7.5.2 des règles RPA 2024 :

$$A_t = 0.003 \times b \times s_t$$

s_t : est l'espacement des cours s'armatures transversales, qui est donné par l'article 7.5.2 des règles RPA2024 comme suit :

➤ Dans les zones critiques:

$$s = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l) \text{ avec:}$$

– h : hauteur de la poutre

– ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

– ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

$$s = \min(30/4 ; 24 \times 0.6; 17.5 ; 6 \times 1.2) = 7.2 \text{ cm}$$

➤ En dehors de la zone critique:

$$s' \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} A_t \geq 0.4 \times \frac{b \times s_t}{F_e} = 0.4 \times \frac{250 \times 150}{235} = 63.83 \text{ mm}^2 = 0.64 \text{ cm}^2 \\ A_t = 0.003 \times b \times s_t = 0.003 \times 25 \times 15 = 1.13 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.4.4.2. Vérification à nécessaire

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{15.61 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 0.231 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ vérifiée

❖ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée

❖ **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_s = k \times \eta \times (d - y) \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times F_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times F_{t28}}\right) \end{cases}$$

$$\sigma_s = 1.3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \times 400}{3}, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.6 \text{ MPa}$$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ vérifiée

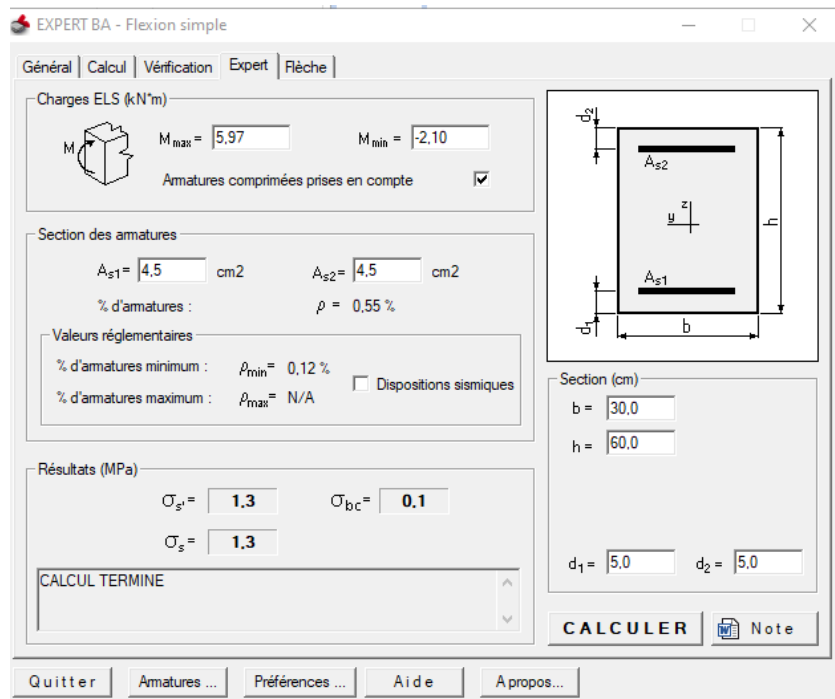


Figure III.19: Vérification des contraintes

❖ **Vérifications de la flèche**

si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{e}{l} \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

$$\frac{e}{l} = \frac{0.3}{1.8} = 0.166 > \frac{1}{16} = 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.52}{25 \times 27} = 0.006 \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{e}{l} = 0.166 \geq \frac{1 \times 5.97}{25 \times 7.02} = 0.03 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.4.4.3. Calcul des armatures à la torsion

❖ **Calcul de la contrainte tangentielle de torsion**

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section :

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \times b_0 \times \Omega} \text{ avec } b_0 = \frac{a}{6} ; M_t = qu \times \frac{l}{2} \quad T_{\max} = M_t \times L/2$$

$$a = 0.25 \text{ m} \rightarrow b_0 = 0.042 \text{ m}$$

$$M_t = 1.35 \times 6.81 \times 0.6 + 1.5 \times 3.75 \times 0.6 = 8.89 \text{ kn.m}$$

$$\Omega = (a - b_0)(b - b_0) = 0.054 \text{ m}^2$$

$$T_{\max} = 8.89 \times 1.8/2 = 8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.89 \times 10^{-3}}{2 \times 0.042 \times 0.054} = 1.95 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification de contraintes tangentielles**

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uf}^2} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\rightarrow \sqrt{0.498^2 + 1.95^2} = 2.01 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Détermination des armatures de torsion**

➤ Les armatures longitudinales

Suivant la règle BAEL91 on a :

$$A_l = \frac{T_{u\max}}{2 \times \Omega \times \sigma_{st}} \times u$$

$$A_l = \frac{8 \times 10^3}{2 \times 53819.44 \times 348} \times (25 - 4.2 + 30 - 4.2) \times 2 = 0.019 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales

$$A_t = \frac{M_T \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times F_e}$$

$e = 15 \text{ cm} \rightarrow A_t = 0.50 \text{ cm}^2$

❖ **Ferraillage totale**

La poutre palier, on doit superposer les deux ferrailages de flexion et de torsion

- Armatures longitudinales

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_s = A_{sT} + A_{sf} = 3.75 + 0.019 = 3.76 \rightarrow 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \\ \text{En Appuis : } A_s = A_{sT} + A_{sf} = 3.75 + 0.019 = 3.76 \Rightarrow 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures transversales

$A_t = A_{tT} + A_{tF} = 0.50 + 1.13 = 1.63 \text{ cm}^2$ les armatures transversales $A_t = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification au ferraillage minimal (Torsion-flexion)**

- Armatures longitudinales

$$\begin{cases} \text{en travée: } \frac{A_s \times F_e}{b_0 \times \mu} = \frac{4.52 \times 400 \times 10^{-4}}{0.042 \times 0.932} = 4.62 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \\ \text{en appui: } \frac{A_s \times F_e}{b_0 \times \mu} = \frac{4.52 \times 400 \times 10^{-4}}{0.042 \times 0.932} = 4.62 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \end{cases} \dots\dots \text{vérifiée}$$

- Armatures transversales

$$\frac{A_t \times F_e}{b_0 \times s_t} = \frac{2.01 \times 235 \times 10^{-4}}{0.042 \times 0.15} = 7.50 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

III.4.4.4. Schéma de ferraillage :

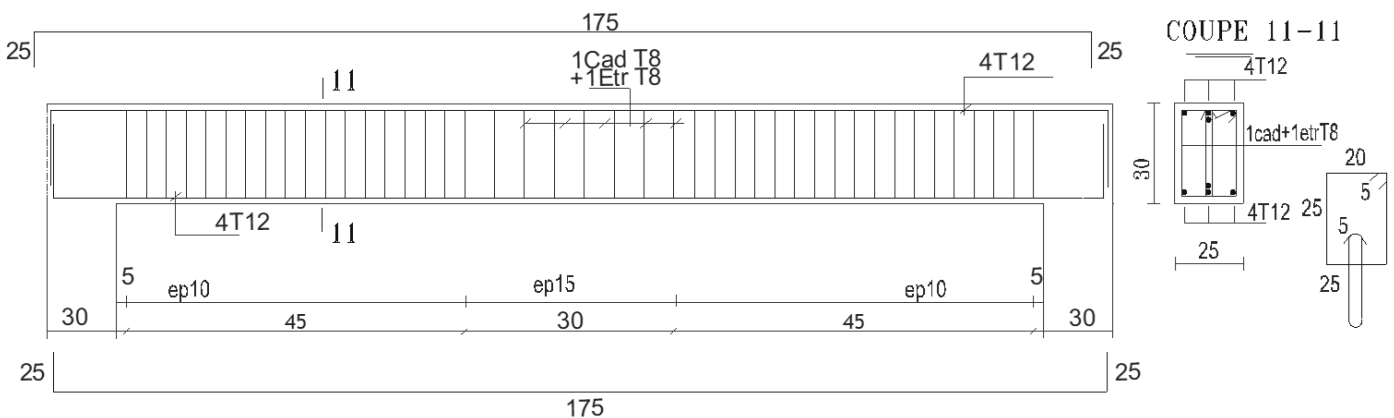


Figure III.20. Schéma de ferraillage de la poutre palier.

III.5. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastree à sa base, soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique (Fp) et une surcharge horizontale (Q) due à la main

courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égale 60 cm.

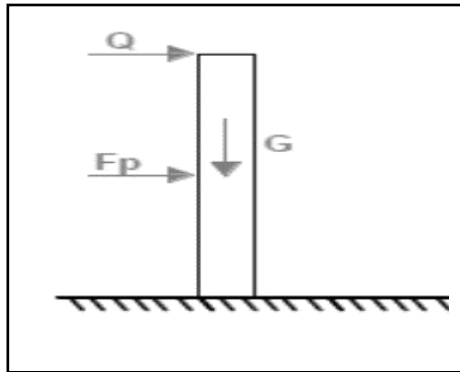


Figure III.21. Modèle de calcul d'acrotère

❖ **Evaluation des charges et surcharges**

Poids propre : $G = 0.1085 \times 25 = 2.71 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN}$

Selon le **RPA 2024 (art 6-2-3)** l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale due au séisme calculée comme suit :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{3.h_z}{H}).W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone
- I : Coefficient d'importance
- S : Coefficient de site
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8
- W_p : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

La force horizontale de calcul, F_{pk} , s'applique au centre de gravité de l'élément.

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,20 \text{ (zone IV)} \\ I = 1.20 \text{ (groupe 1B)} \\ S = 1.3 \text{ (Site 3)} \\ C_p = 0.8 \text{ (Elements en console)} \\ W_p = 2.71 \text{ KN} \\ H = 23.05 \text{ m} \\ h_z = 1 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow F_{pk} = 0.76 \text{ KN}$$

❖ **Sollicitations**

G : Créé un effort normal : $N_G = G = 2.71 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_G = 0$

Q : Crée un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$

F_p : Crée un effort normal : $N_{Fp} = 0 \text{ KN}$

Crée un Moment : $M_{Fp} = F_p \times h = 0.76 \times 1 = 0.76 \text{ KN.m}$

$Q = \max \{F_q, F_p\}$ $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

❖ **Combinaison des sollicitations**

➤ **ELU**

L'effort normal : $N_U = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.71 = 3.66 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

➤ **ELS**

L'effort normal : $N_U = G = 2.71 \text{ KN}$

L'effort tranchant : $T_u = Q = 1 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = Q \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée pour une bande de 1m

Cas	Combinaisons	M (K N.m)	N(KN)	T(KN)
ELU	1.35G + 1.5Q	1.5	3.66	1.5
ELS	G+Q	1	2.71	1

Tableau III.48. Combinaisons d'actions de l'acrotère.

III.5.1. Calcul à l'ELU

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$h = 10 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 8 \text{ cm}$, $d' = 2 \text{ cm}$

❖ **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

On a : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.5}{3.66} = 0.41 \text{ m} \rightarrow e_u = 41 \text{ cm}$; $\frac{h}{2} - d' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$

$e_u > \frac{h}{2} - d'$: D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

❖ **Calcul en flexion simple**

$$e_a = e_u + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 0.41 + 0.03 = 0.44$$

$$M_f = N_u \times e_a = 3.66 \times 0.44 = 1.61 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du Moment réduit**

$$\mu_{bc} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

avec $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ donc : $\mu_{bc} = \frac{1.61 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.017$

❖ **Calcul des moments réduit limite**

$$\mu_{lu} = (3440 \times \gamma + 49 \times F_{c28} - 3050) \times 10^{-4} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_f}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{1.61}{1} = 1.61 \rightarrow \mu_{lu} = (3440 \times 1.61 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0.37$$

$$\mu_{bc} < \mu_{lu} \rightarrow A' = 0$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \mu_{bc}) = 8 \times (1 - 0.4 \times 0.017) = 7.968 \text{ cm}$$

❖ **Armatures fictive**

$$A_u = \frac{M_f}{Z \times f_s} \quad \text{avec : } f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{1.61 \times 10^6}{79.68 \times 348} = 58.06 \text{ mm}^2 = 0.58 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_u < A_{\min}$ Donc le ferrailage se fera avec A_{\min} .

Soit $A_s = 4\text{HA}8$ avec un espacement $e = 100/4 = 25\text{cm}$

❖ **Choix des armatures**

Sens principal : $A_p = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec espacement de 25cm

Sens secondaire : $A_s = A_p / 4 = 0.5\text{cm}^2$ soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$, avec espacement de 25cm

III.5.2. Vérification nécessaire

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0186 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (43)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \quad \text{avec } k = \frac{M_s}{I}, \frac{b \times y^2}{2} + \eta(A + A')y - \eta(A \times d + d' \times A') = 0 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A' = 0 ; \eta = 15 \rightarrow 50 \times y^2 + 15(2.01)y - 15(2.01 \times 8) = 0 \rightarrow y = 1.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + \eta \times A_s(d - y)^2 + \eta \times A'_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 1.92^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 1.92)^2 = 1237.42 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{1 \times 10^{-3}}{1237.42 \times 10^{-8}} = 80.81 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 80.81 \times 0.0192 = 1.55 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \begin{cases} \sigma_{bc} = k \times \eta \times (d + y) \\ \overline{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{2 \times F_e}{3}, 110 \sqrt{\eta \times F_{t28}} \right) \end{cases} \quad (45)$$

$$\sigma_{bc} = 80.81 \times 15 \times (0.08 + 0.0192) = 120.24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{2 \times 400}{3}, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.5.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

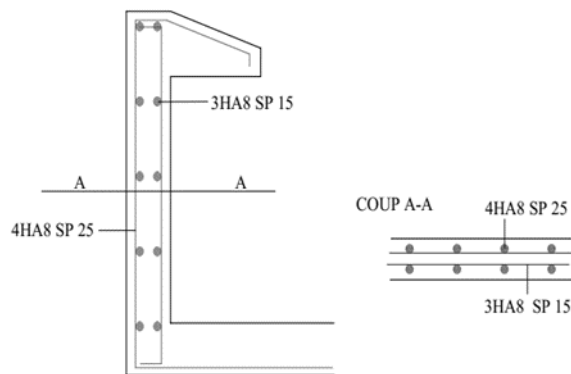


Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6. Etude d'ascenseur

L'ascenseur est un dispositif assurant dans les bâtiments le transport vertical des personnes aux différents niveaux.

Les différents types d'ascenseur :

- Ascenseur classique (avec un local machines)
- Ascenseur Hydraulique
- Ascenseur à câbles de traction (électrique)

Le meilleur choix pour notre structure est l'ascenseur à câbles de Traction (électrique).

III.6.1. Définition :

un ascenseur à câble de traction (électrique) est un nouveau modèle qui se constitue d'un couplage mécanique d'un moteur électrique avec (sa commande et sa régulation) et d'un système d'entraînement mécanique de la cabine.

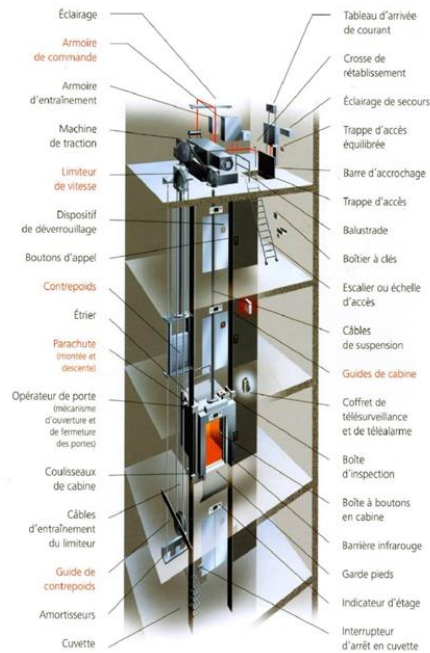


Figure III.23. Ascenseur a câbles de traction.

Les valeurs normalisées de charges et de vitesses sont définies par la norme INTERNATIONAL STANDARD ISO 8100-30, Pour la vitesse 1m/s et pour la charge elle est en fonction de Class III lifts (Health-care lifts):

Parameter	Rated speed v_n m/s		Rated load (mass)			
			1 275 kg	1 600 kg	2 000 kg	2 500 kg
Car		Height, h_4 (mm)	2 300			
Car door and landing doors		Height, h_3 (mm)	2 100			
Pit depth, d_3	0,63		1 600		1 800	
	1,00		1 700		1 900	
	1,60		1 900		2 100	
	2,00		2 100		2 300	
	2,50		2 500			
Headroom, h_1	0,63		4 400		4 600	
	1,00		4 400		4 600	
	1,60		4 400		4 600	
	2,00		4 600		4 800	
	2,50		5 400		5 600	
Machine room ^a	0,63 to	Surface, A (m ²)	25	27	29	
		Width ^b , b_4 (mm)	3 200		3 500	
	2,50	Depth ^b , d_4 (mm)	5 500		5 800	

^a Site conditions and national regulations may require different machine room dimensions (b_4 , d_4 , h_2).
^b b_4 and d_4 are minimum values. The actual dimensions shall provide a floor area at least equal to A .

Figure III.24. tableau Class III lifts (Health-care lifts) selon iso8100-30

III.6.2. Caractéristiques de l'ascenseur

L_y : Longueur de l'ascenseur = 280cm.

L_x : Largeur de l'ascenseur = 150cm.

H : Hauteur de l'ascenseur= 240cm.

La charge nominale est de 1275kg.

V : La vitesse =1m/ s.

III.6.3. Pré-dimensionnement

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

On a :

- Epaisseur de la dalle : $l_x = 2.2 \text{ m}$, $l_y = 3.30 \text{ m}$
- La surface de dalle : $S = 2.2 \times 3.30 = 7.26 \text{ m}^2$

Nous avons des conditions à vérifier :

❖ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{Lx}{50} \leq e_x \leq \frac{Lx}{40} \Rightarrow \frac{220}{50} \leq e_x \leq \frac{220}{40} \Rightarrow 4.4 \leq e_x \leq 5.5$$

❖ **Condition de l'E.N. A :**

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

❖ **Condition de la flèche :**

$$\frac{e}{Lx} > \frac{Mt}{20Mx} \quad \text{Avec } Mt = 0.85Mx$$

$$e > 0.85 \times \frac{Lx}{20} = 9.35 \text{ cm}$$

Finalement On prend : $e = 25 \text{ cm}$

III.6.4. Détermination des charges et surcharges

❖ **Charges permanentes :**

Poids de la dalle en béton armé :

$$G_1 = e \times \rho \Rightarrow 25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/ m}^2$$

Poids du revêtement en béton :

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/ m}^2$$

Poids de la machine :

Calcul du poids mort d'un ascenseur électrique

1. Poids mort de la cabine

La cabine est construite en acier avec les dimensions suivantes :

- Longueur (L) = 2,8 m
- Largeur (l) = 1,5 m
- Hauteur (H) = 2,4 m
- Épaisseur de l'acier (e) = 0,005 m (5 mm)

Surface totale de la cabine :

$$S_{\text{totale}} = 2 \times (L \times H + l \times H + L \times l)$$

$$Stotale=2 \times (2,8 \times 2,4 + 1,5 \times 2,4 + 2,8 \times 1,5) = 2 \times (6,72 + 3,6 + 4,2) = 29,04 \text{ m}^2$$

Volume d'acier :

$$V_{acier} = Stotale \times e = 29,04 \times 0,005 = 0,1452 \text{ m}^3$$

$$V_{acier} = Stotale \times e = 29,04 \times 0,005 = 0,1452 \text{ m}^3$$

Poids de la cabine :

La densité de l'acier est $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

$$P_{cabine} = V_{acier} \times \rho = 0,1452 \times 7850 = 1139,82 \text{ kg}$$

2. Poids des portes et cadres

Les portes et cadres sont en acier. Poids estimé : 150 kg.

3. Poids du contreponds

Le contreponds est calculé pour équilibrer la cabine et une partie de la charge utile maximale supposée : 1275 kg.

Formule du contreponds :

$$\text{Contreponds} = 1140 \text{ kg} + (0,5 \times 1275) + 150 = 1927,5 \text{ Kg}$$

4. Poids des câbles et poulies

Les câbles en acier et les poulies ont un poids estimé de 200 kg.

5. Poids du système de guidage

Les rails et supports en acier pèsent environ 100 kg.

6. Poids des équipements électriques

Le moteur, l'armoire de contrôle et les autres équipements électriques pèsent environ 300 kg.

$$\text{Donc : } G_3 = 1140 + 150 + 1927,5 + 200 + 100 + 300 = 3817,5 \text{ Kg}$$

$$G_t = 7,35 + 38,17 / 7,26 = 12,60 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \frac{Q}{S} = \frac{12,75}{7,26} = 1,75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 + 1,75 = 2,75 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Combinaison de charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 12,60 + 1,5 \times 2,75 = 21,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 12,60 + 2,75 = 15,35 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul de « α »**

$$0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,66 < 1 \quad \Rightarrow \text{ dalle porte dans les deux sens.}$$

A l'état limite ultime (E.L.U) $\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)} = 0.074 \\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0.95(1 - \alpha)^2] = 0.39 \end{cases}$

❖ **Calcul des moments pour les bandes de largeur unité**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l^2 = 0.074 \times 21.14 \times 2.2^2 = 7.57 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = \mu_y \times M_{0x} = 0.39 \times 7.57 = 2.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments dans la dalle**

✓ Les moments en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0 \\ M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 2.95 = 2.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments en appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = 7.57 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 2.95 = 1.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Valeurs minimales à respecter

$$\begin{cases} \text{travée : } M_{ty} = 2.5 \text{ KN.m} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 0 \dots \dots \text{CNV} \\ \text{appuis : } \max(M_{ay}, M_{ax}) = 7.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.5. Le ferrailage

La dalle est ferrillée dans les deux sens en fonction de M_x et M_y .

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{q_u}{q_s} = \frac{21.14}{15.35} = 1.36$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times \theta \times \gamma + 49 \times f_{c28} \times \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \times 10^{-4}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1.36 + 49 \times 25 \times \frac{1}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0.28$$

❖ **Selon X**

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{7.57 \times 10^6}{1000 \times 22.5^2 \times 14.2} = 0.01$$

$$\mu_{bc} = 0.01 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.01) = 22.36 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{7.57 \times 10^6}{223.6 \times 348} = 97.28 \text{ mm}^2 = 0.97 \text{ cm}^2$$

❖ Selon Y

➤ En travée

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{2.5 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14.2} = 0.003$$

$$\mu_{bc} = 0.003 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.003) = 22.46 \text{ cm}$$

$$A_{ty} = \frac{2.5 \times 10^6}{224.6 \times 348} = 29.68 \text{ mm}^2 = 0.29 \text{ cm}^2$$

➤ En appui

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bc} = \frac{1.48 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_{bc} = 0.002 < \mu_l = 0.299 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_s} \text{ avec } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

$$Z = 22.5 \times (1 - 0.6 \times 0.002) = 22.47 \text{ cm}$$

$$A_{ay} = \frac{1.48 \times 10^6}{224.7 \times 348} = 18.93 \text{ mm}^2 = 0.19 \text{ cm}^2$$

Section minimales des armatures

❖ Selon Y

Pour l'acier feE400

$$A_{min} = 0.08\% \times h \times b = 8 \times 0.25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0.29 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ty} = 2 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 0.19 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ay} = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Selon X

$$A_{min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_y = \frac{3-0.66}{2} \times 2 = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2.34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{tx} = 2.34 \text{ cm}^2 \\ A_{ax} = 0.97 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 2.34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } A_{ax} = 2.34 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Choix des diamètres

Il faut que $\phi < \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm}$

❖ Choix des aciers et espacement maximum des armatures St

➤ Sens Lx : $A_{tx} = 2 \text{ cm}^2$

$$e \leq \min(2.h ; 22 \text{ cm}) = \min(50 ; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Choix des barres : $A_s = 5\text{HA}10 \quad A_s = 3.93 \quad \text{avec} \quad \text{esp} = 20 \text{ cm.}$

➤ Sens Ly : $A_{ty} = 2 \text{ cm}^2$

$$e \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) = \min(75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Choix des barres : $A_s = 4\text{HA}10 \quad A_s = 3.14 \quad \text{avec} \quad \text{esp} = 25 \text{ cm.}$

❖ Vérification de l'effort tranchant

Sollicitation ultimes : $\alpha \geq 0,4$

$$\alpha \geq 0,4 \rightarrow \begin{cases} T_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{21.14 \times 2.2}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.66}{2}} = 17.48 \text{ kN} \\ T_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{21.14 \times 2.2}{3} = 15.50 \text{ kN} \leq T_{ux} = 17.48 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17.48 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 0.07 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times F_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification de poinçonnement :**

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (supposé à 3 appuis), chaque appui prend un quart (1/3) de la charge totale

$$q_{ua} < \frac{0.045 U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour chacun des quatre appuis :

$$q_{ua} = \frac{q_u}{3} = \frac{155.65}{3} = 51.88 \text{ KN}$$

La charge qu s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.
La surface impact (axb) est de (10 x10) cm²

$$U = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{25}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$V = b + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{25}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$51880 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1400 \times 250 \times 25}{1.5} = 262500 \text{ N}$$

Condition vérifiée La dalle résiste au poinçonnement

III.6.6.Schéma de ferrailage de la dalle machine :

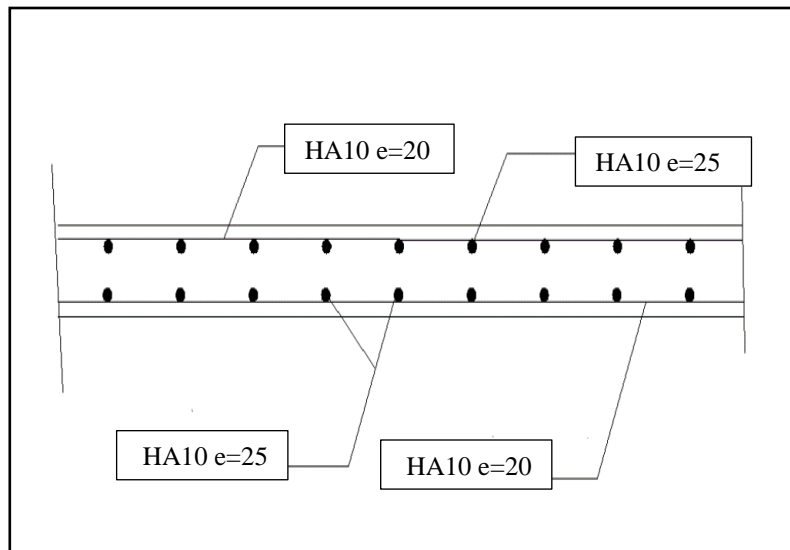


Figure III.25. Ferrailage de la dalle machine

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Pour les ingénieurs et les architectes, construire en zone sismique demande avant tout une évaluation précise et quantifiable de l'action sismique. Cette évaluation, basée sur des grandeurs faciles à manipuler, est essentielle pour dimensionner et vérifier la stabilité des ouvrages. Dans le cadre de la méthode aux états limites, l'action sismique est considérée comme une charge accidentelle, aux côtés des charges permanentes, des surcharges d'exploitation et des charges climatiques.

En général, le calcul des forces sismiques sur une structure suit les étapes suivantes :

- Déterminer l'accélération sismique en fonction de la zone d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.
- Analyser les caractéristiques dynamiques de la structure, comme ses périodes de vibration et son amortissement.
- Évaluer l'action sismique selon les normes en vigueur, par exemple les règles RPA en Algérie.
- Répartir la charge sismique entre les éléments de contreventement en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux.
- Vérifier la résistance et la stabilité de chaque élément de la structure.

Pour les bâtiments, les forces sismiques sont appliquées au niveau des planchers, et les calculs sont effectués simultanément dans les directions longitudinale et transversale pour assurer une analyse complète.

IV.2.Méthode De Calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes (Art 4.1.1) :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.Méthode statique équivalente :

IV.3.1.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 équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant

deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner, toutefois, que les forces et les déformations obtenues pour l'élément, à partir des méthodes d'analyse statiques, pour les charges de conception recommandées, sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure, sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.3.2. Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes (Art 4.1.2) :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau :

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m

Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur

Table IV.1: Conditions d'application de la méthode statique équivalente

IV.4.Méthodes dynamiques :

IV.4.1.Principe :

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

IV.4.2. Conditions d'application :

a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier,

dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

c) Pour les bâtiments de plus de 70 mètres de hauteur ou dont la période fondamentale T_0 dépasse 2 secondes, il convient de compléter les analyses, réalisées par la méthode modale spectrale, par des analyses dynamiques temporelles non linéaires, en utilisant des accélérogrammes réels, synthétiques ou Simules.

IV.5. Vérification des conditions d'application :

la zone sismique IV, groupe d'usage 1B.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre Tour ne répond pas aux critères (Art 4.1.2.a) exigés par le RPA version 2024, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure : $H = 23.65 \text{ m} > 17 \text{ m}$

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2020.

IV.6. Modélisation :

III.6.1.Présentation sommaire du logiciel utilisé :

Robot Srtuctural Analysis Professional est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- Modéliser des structures,
- Les calculer,
- Vérifier les résultats obtenus,
- Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

III.6.2.Préparation des données de ROBOT :

- Des axes (ligne de construction) Plan YZ, plan XY, plan XZ.
- Les poteaux et les poutres poutre palière : élément barre type BA.

- De l'épaisseur des panneaux (Dalle pleine, plancher, escalier, Voile).
- Le diaphragme est considéré comme diaphragme souple.
- Les charges permanentes et d'exploitations sont fixées par le DTR-BC 2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- L'action sismique sera évaluée à partir du DTR B.C.2.48 (RPA 2024).
- Condition d'appui : encastrement à la base.
- Combinaison selon CBA 93 et RPA 2024 :
 - ELU
 - ELS
 - $G+\psi Q+Ex+0.3Ey$
 - $G+\psi Q+0.3Ex+Ey$
 - $G+\psi Q+Ex-0.3Ey$
 - $G+\psi Q+0.3Ex-Ey$
 - $G+\psi Q-Ex+0.3Ey$
 - $G+\psi Q-0.3Ex+Ey$
 - $G+\psi Q-Ex-0.3Ey$
 - $G+\psi Q-0.3Ex-Ey$

IV.7. Vérifications selon les exigences du RPA:

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions afin de protéger les vies humaines et leurs biens matériels vis-à-vis des actions sismiques.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de Nombre de modes à considérer.
- Vérification système 6 et choisir coefficient de comportement globale de structure(R) et facteur de qualité.
- Vérification les efforts normaux.
- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.
- Vérification des déplacements.
- Vérification l'effet P-Delta.
- Vérification de renversement.

IV.7.1. Vérification de Nombre de modes à considérer :

Selon l'RPA version 2024 (Art 4.3.3) : 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 d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

b)

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

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
1	0,47	0,14	72,83	0,14	72,83	3094844	3094844
2	0,36	8,61	73,55	8,47	0,71	3094844	3094844
3	0,28	73,98	73,55	65,38	0	3094844	3094844
4	0,13	73,98	87,9	0	14,36	3094844	3094844
5	0,1	75,29	87,91	1,3	0,01	3094844	3094844
6	0,08	91,07	87,95	15,79	0,04	3094844	3094844
7	0,08	91,07	87,95	0	0	3094844	3094844
8	0,08	91,07	87,95	0	0	3094844	3094844
9	0,08	91,08	87,95	0	0	3094844	3094844
10	0,08	91,08	87,95	0	0	3094844	3094844
11	0,08	91,08	87,96	0	0	3094844	3094844
12	0,07	91,1	93,1	0,02	5,15	3094844	3094844
13	0,06	91,1	93,11	0	0	3094844	3094844
14	0,05	91,1	93,38	0	0,27	3094844	3094844

Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modale

Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode **6** ($91.07 \geq 90\%$).

Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode **12** ($93.10 \geq 90\%$).

IV.7.1.1. Présentation des différents modes :

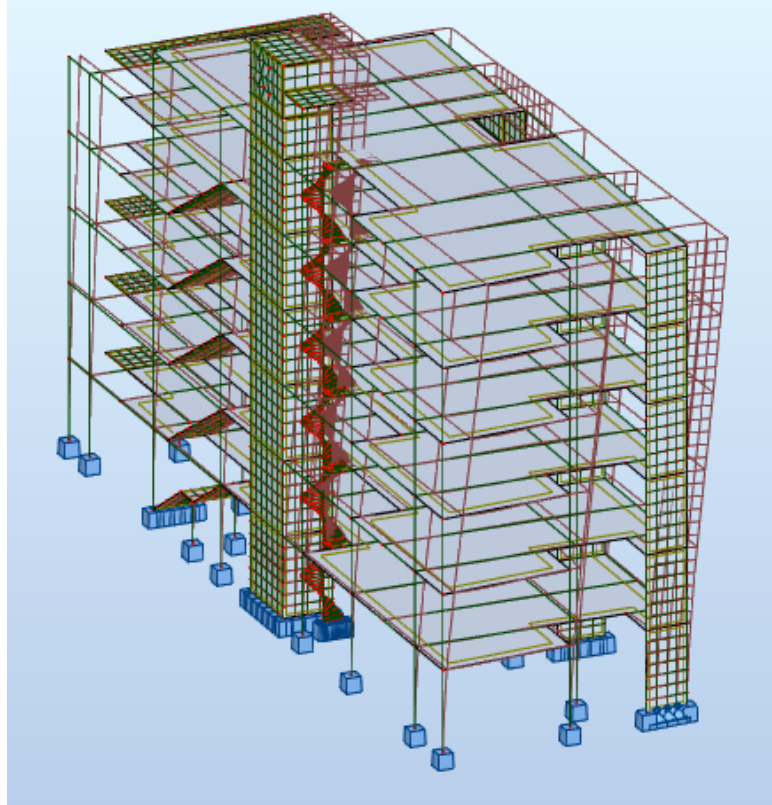


Figure IV-1 : 1^{er} mode translation selon Y-Y

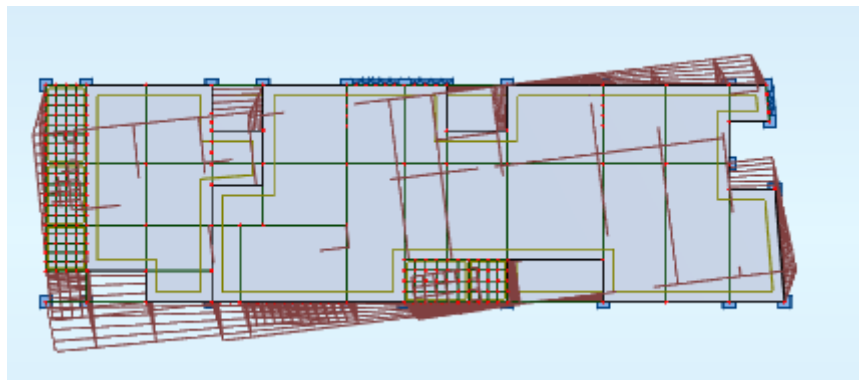


Figure IV-2 : 2^{eme} mode torsion.

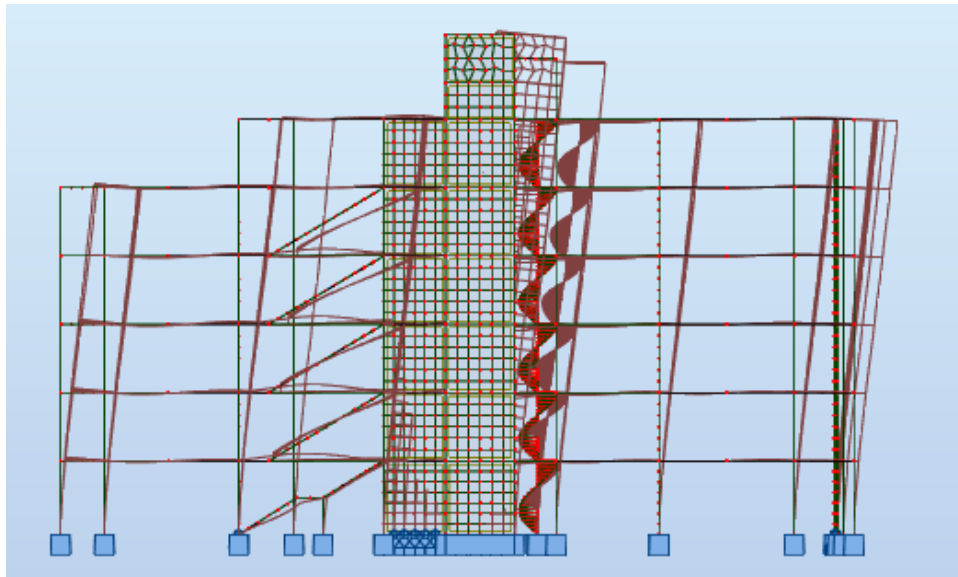


Figure IV-3 : 3^{eme} mode translation selon X-X

IV.7.2. Vérification système 6 et choisir coefficient de comportement globale de structure(R) et facteur de qualité:

IV.7.2.1. Vérification système 6 :

Système à contreventement mixte ou système de voiles, dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur seuil minimale et dont les rayons de torsion, r_x et r_y , sont inférieurs au rayon de giration, I_s , du plancher (Art 3.5) :

$$\left\{ \begin{array}{l} r_x \leq I_s \\ \text{et} \\ r_y \leq I_s \end{array} \right.$$

Raideur de translation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum I_{xi} \\ \text{et} \\ \sum I_{yi} \end{array} \right.$$

Raideur de torsion

$$\sum [x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi}]$$

Rayons de torsion, r_x et r_y : racines carrées de la rigidité à la torsion, i.e.

:

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{\sum [x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi}]}{\sum I_{xi}}} \\ \text{et} \\ r_y = \sqrt{\frac{\sum [x_i^2 \cdot I_{xi} + y_i^2 \cdot I_{yi}]}{\sum I_{yi}}} \end{cases}$$

G : Centre de gravité des masses m_j du/ou associées au plancher

T : Centre de torsion

Moment d'inertie polaire:

$$\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2)$$

l_s : Rayon de giration massique en plan, qui est la racine carrée du moment d'inertie polaire du plancher en plan, mesuré par rapport au centre de gravité de ce plancher, divisé par la masse de ce plancher.

$$l_s = \sqrt{\left[\frac{\sum m_j \cdot (x_j^2 + y_j^2)}{\sum m_j} \right]}$$

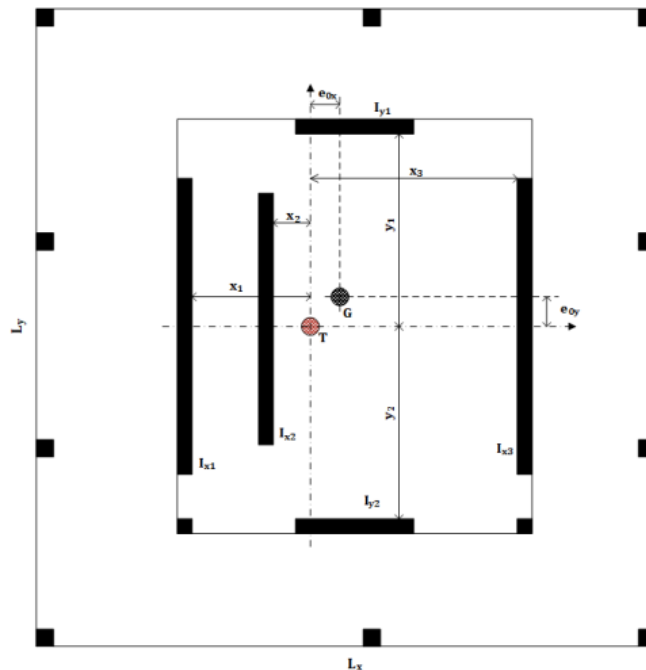


Figure IV-4 : Définition des différents paramètres

❖ Rayons de torsion :

voile													
niveau 1													
lx _i	b(m)	h(m)	Inertier(m ⁴)	I(raidure)	Xi	x ² *lx	ly _i	b(m)	h(m)	Inertier	I(raidure)	Yi	y ² *lx
lx1	0,2	1,5	0,05625	137390,5964	16,75	38546649	ly1	0,2	5,85	3,33669375	8149872,786	5,6	255580010,6
lx2	0,2	1,75	0,089322917	218171,1785	10,55	24282998	ly2	0,2	6,05	3,690752083	9014660,085	5,14	238163713,6
lx3	0,2	1,75	0,089322917	218171,1785	3,85	3233842	ly3			0	0		0
lx4	0,2	2,1	0,15435	376999,7965	1	376999,8	ly4			0	0		0
lx5	0,2	2,1	0,15435	376999,7965	2,2	1824679	ly5			0	0		0
lx6	0,2	1,81	0,098829017	241389,8229	16,93	69188334	ly6			0	0		0
lx7	0,2	1,5	0,05625	137390,5964	17,85	43775735	ly7			0	0		0

voile													
niveau 2 3 4 5													
lx _i	b(m)	h(m)	Inertier(m ⁴)	I(raidure)	Xi	x ² *lx	ly _i	b(m)	h(m)	Inertier	I(raidure)	Yi	y ² *lx
lx1	0,2	1,5	0,05625	172767,5197	16,75	48472087,25	ly1	0,2	5,85	3,33669375	10248396,5	5,6	321389714,3
lx2	0,2	1,75	0,089323	274348,4225	10,55	30535665,29	ly2	0,2	6,05	3,690752083	11335859,26	5,14	299488867,3
lx3	0,2	1,75	0,089323	274348,4225	3,85	4066529,492	ly3			0	0		0
lx4	0,2	2,1	0,15435	474074,0741	1	474074,0741	ly4			0	0		0
lx5	0,2	2,1	0,15435	474074,0741	2,2	2294518,519	ly5			0	0		0
lx6	0,2	1,81	0,098829	303545,6726	16,93	87003748,06	ly6			0	0		0
lx7	0,2	1,5	0,05625	172767,5197	17,85	55047619,05	ly7			0	0		0

voile													
niveau 6													
lx _i	b(m)	h(m)	Inertier(m ⁴)	I(raidure)	Xi	x ² *lx	ly _i	b(m)	h(m)	Inertier	I(raidure)	Yi	y ² *lx
lx1	0,2	1,75	0,089322917	274348,4225	8,18	18357311	ly1	0,2	5,85	3,33669375	10248396,5	5,6	321389714,3
lx2	0,2	2,1	0,15435	474074,0741	5,33	13467923	ly2	0,2	6,05	3,690752083	11335859,26	5,14	299488867,3
lx3	0,2	2,1	0,15435	474074,0741	2,13	2150827	ly3			0	0		0
lx4	0,2	1,81	0,098829017	303545,6726	12,77	49500073	ly4			0	0		0
lx5	0,2	1,5	0,05625	172767,5197	13,52	31580244	ly5			0	0		0

potaux axe y niveau 1								
axe y	nombre poteaux rive (carre)		nombre poteaux int (carre)	nombre poteaux int (cercle)	Inertie	I raidure	xi	x ² *lx
1	2		0	0	0,015251042	149002,6	18,77	52495554
2	2		0	1	0,021609542	211125,2	16,75	59233808
3	2		1	0	0,035259375	344484	10,55	38341933
4	1		0	0	0,007625521	74501,32	8	4768084,7
5	0		1	0	0,020008333	195481,4	3,85	2897522,7
6	0		1	0	0,020008333	195481,4	1	195481,38
7	2		1	0	0,035259375	344484	4,1	5790776,4
8	2		1	0	0,035259375	344484	8,85	26980850
9	2		1	0	0,035259375	344484	15,1	78545802
10	1		0	0	0,007625521	74501,32	17,85	23737798

potaux axe y niveau 2345								
axe y	nombre poteaux rive (carre)		nombre poteaux int (carre)	nombre poteaux int (cercle)	Inertie	I raidure	xi	x ² *lx
1	2		0	0	0,015251042	187369,6	18,77	66012718
2	2		0	1	0,021609542	265488,1	16,75	74486015
3	2		1	0	0,035259375	433185,8	10,55	48214658
4	1		0	0	0,007625521	93684,79	8	5995826,4
5	0		1	0	0,020008333	245816,2	3,85	3643610,4
6	0		1	0	0,020008333	245816,2	1	245816,19
7	2		1	0	0,035259375	433185,8	4,1	7281852,6
8	2		1	0	0,035259375	433185,8	8,85	33928192
9	2		1	0	0,035259375	433185,8	15,1	98770685
10	1		0	0	0,007625521	93684,79	17,85	29850081

potaux axe y niveau 6								
axe y	nombre poteaux rive (carre)		nombre poteaux int (carre)	nombre poteaux int (cercle)	Inertie	I raidure	xi	x ² *lx
1	1		1	0	0,027633854	339501	14,82	74565414
2	1		0	0	0,007625521	93684,79	12,27	14104516
3	0		1	0	0,020008333	245816,2	8,12	16207743
4	0		1	0	0,020008333	245816,2	5,27	6827028,4
5	2		1	0	0,035259375	433185,8	0,17	12519,068
6	2		1	0	0,035259375	433185,8	4,69	9528397,3
7	2		1	0	0,035259375	433185,8	10,94	51845231
8	0		1	0	0,020008333	245816,2	13,21	42895932

poteaux axe x niveau 1								
axe x	nombre poteaux rive (carre)		nombre poteaux int (carre)	nombre poteaux int (cercle)	Inertie	raideure	yi	y2*ly
1	6		0	0	0,045753125	447007,9	5,6	14018169
2	0		2	1	0,046375167	453085,3	1,8	1467996,3
3	1		0	0	0,007625521	74501,32	0,1	745,01323
4	0		4	0	0,080033333	781925,5	1,7	2259764,7
5	7		0	0	0,053378646	521509,3	5,14	13778066
poteaux axe x niveau 2345								
axe x	nombre poteaux rive (carre)		nombre poteaux int (carre)	nombre poteaux int (cercle)	Inertie	raideure	yi	y2*ly
1	6		0	0	0,045753125	562108,7	5,6	17627730
2	0		2	1	0,046375167	569750,9	1,8	1845993
3	1		0	0	0,007625521	93684,79	0,1	936,84787
4	0		4	0	0,080033333	983264,7	1,7	2841635,1
5	7		0	0	0,053378646	655793,5	5,14	17325802
poteaux axe x niveau 6								
axe x	nombre poteaux rive (carre)		nombre poteaux int (carre)	nombre poteaux int (cercle)	Inertie	raideure	yi	y2*ly
1	4		0	0	0,030502083	374739,1	5,6	11751820
2	0		2	0	0,040016667	491632,4	1,8	1592888,9
3	1		0	0	0,007625521	93684,79	0,1	936,84787
4	0		4	0	0,080033333	983264,7	1,7	2841635,1
5	4		0	0	0,030502083	374739,1	5,14	9900458,4

Tableau IV-3 : Rayons de torsion

❖ Rayon de giration

plancher	masse(KN)	Xj(m)	Yj(m)	∑m(x2+y2)
1	5953,91	18,55	5,35	2219171,105
2	5364,18	18,55	5,35	1999363,991
3	5364,18	18,55	5,35	1999363,991
4	5202,73	18,15	5,36	1863368,675
5	5160,81	18,03	5,32	1823744,068
6	2958,48	14,16	5,32	676923,8918
∑	30004,29			10581935,72
Is(m2)				18,77979652

Tableau IV-4 : Rayons de giration

❖ Vérification de système :

rx	ry	Is	rx<Is	CV
15,67464	6,907136	18,7798	ry<Is	CV
Système 6				

Tableau IV-5 : Résultat pour vérification système 6

IV.7.2.2. Coefficient de comportement global de structure (R):

Comme en savoir la structure ne présentent pas une rigidité à la torsion minimale définie par l'expression, dans les deux directions horizontales orthogonales, sont classés comme système à noyau ou à effet noyau.

Donc la coefficient de comportement est **R=3^(b)**.

IV.7.2.3. Facteur de qualité:

Le facteur de qualité, QF, tient compte de (Art 3.7 ; Art 3.8):

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure
- la régularité en plan et en élévation

La valeur de QF est déterminée par Eqn.(Art 3.8):

$$QF = 1 + \sum q = 1 + Pq$$

où:

- Pq est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Tableau IV-6 : Valeurs des Pondérations Pq

❖ Régularité en plan :

a1) Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses **Observe**.

a2) A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, les excentricités structurales e_{ox} et e_{oy} doivent vérifier les deux conditions suivantes:

$$\begin{cases} e_{ox} \leq 0.30r_x \\ r_x \geq l_s \end{cases}$$

et

$$\begin{cases} e_{oy} \leq 0.30r_y \\ r_y \geq l_s \end{cases}$$

Niveau	e_{0x}	e_{0y}	r_x	r_y	l_s	$0,3r_x$	$0,3r_y$	$e_{0x}<0,3r_x$	$e_{0y}<0,3r_y$	$r_x>l_s$	$r_y>l_s$
1	1,18	0,2	15,67464	6,907136	18,7798	4,702393	2,072141	CV	CV	CNV	CNV
2	0,64	0,22	15,67464	6,907136	18,7798	4,702393	2,072141	CV	CV	CNV	CNV
3	1	0,24	15,67464	6,907136	18,7798	4,702393	2,072141	CV	CV	CNV	CNV

4	0,35	0,23	15,67464	6,907136	18,7798	4,702393	2,072141	CV	CV	CNV	CNV
5	1	0,24	15,67464	6,907136	18,7798	4,702393	2,072141	CV	CV	CNV	CNV
6	0,45	0,19	15,67464	6,907136	18,7798	4,702393	2,072141	CV	CV	CNV	CNV

Tableau IV-7 : Valeurs des vérifications de régularité en plan a2

No observe et $Pq=0.05$

❖ **Régularité en élévation :**

b1) Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation. **observe**

b2) Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

niveau	W(KN)
1	5953,91
2	5364,18
3	5364,18
4	5202,73
5	5160,81
6	2958,48

Tableau IV-8 : Les masses de chaque niveau

No observe et $Pq=0.2$

❖ **Redondance en plan:**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et(5).

comme nous dans le système 6 donc **observe et $Pq=0$**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

$$Q=1+0.05+0.2+0=1.25.$$

Facteur de qualité dans les deux directions x-x et y-y est **$Q=1.25$** .

NB : On va utiliser spectre de réponse horizontale sens x-x et y-y, en négligeant le spectre vertical dans le sens z-z car il y a aucune condition valider pour prendre cela.

IV.7.3. Vérification les efforts normaux:

IV.7.3.1. Aux niveaux des poteaux :

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 (Art 7.4.3) suivante :

$$v = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.35$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Nu(N)	3375300	Combinaison
B(mm)	490000	ELU
fc28(Mpa)	25	
v	0,275534694	cv

Tableau IV-9 : Effort normaux d'un poteau de section carre 70 × 70

Nu(N)	2246440	Combinaison
B(mm)	302500	G+psiQ-0.3Ex-Ey
fc28(Mpa)	25	
v	0,297049917	cv

Tableau IV-10 : Effort normaux d'un poteau de section carre 55 × 55

Nu(N)	1380230	Combinaison
B(mm)	282600	ELU
fc28(Mpa)	25	
v	0,195361642	cv

Tableau IV-11 : Effort normaux d'un poteau de section circulaire $d = 60$

IV.7.3.2. Aux niveaux des voiles:

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 (Art 7.7.2) suivante :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.4$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Nu(N)	5642820	Combinaison
B(mm)	600000	G+psiQ-Ex+0.3Ey
fc28(Mpa)	25	
v	0,376188	cv

Tableau IV-12 : Effort normaux d'un voile de section 20 × 300

IV.7.4. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure:

❖ La force sismique totale :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule (Art 4.2.3):

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

avec:

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n étant le nombre de niveaux}$$

où:

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau

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

Tableau IV-13 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i

• **La valeur de la période fondamentale T_0 :**

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{empirique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

avec:

- $T_{empirique}$ [unité en s]: période fondamentale
- h_N [unité en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table.

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

Tableau IV-14 : Valeurs du coefficient C_T

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

Tableau IV-15 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

• **SPECTRERE DE CALCUL :**

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R , ainsi que d'un facteur de pénalité dénommé facteur de qualité, QF L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

où:

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g;
 - R : coefficient de comportement de la structure
 - Q_F : facteur de qualité
- A : Actions sismiques : Le territoire national est divisé en sept (07) zones sismiques. Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération moyen, servant de valeur de référence au niveau d'un sol de classe S1, pour une période de retour, $Tr = 475$ ans, appelé coefficient d'accélération de référence de zone

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Tableau IV-16 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $Tr = 475$ ans.

- I : coefficient d'importance :

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1.00	0.80

Tableau IV-17 : Valeurs des coefficients d'importance

- Les formes des spectres de type 1 et de type 2 :

Spectre type 1 S (Zones IV, V et VI)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Tableau IV-18 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)

Spectre type 2 S (Zones I, II et III)	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.05	0.25
site: S_2	1.30	0.05	0.30
site: S_3	1.55	0.10	0.40
site: S_4	1.80	0.10	0.50

Tableau IV-19 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2 (Zones I, II et III)

- Calcul la force sismique total :
 - sens x-x :

CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE SELON RPAV2024				
ZONE	IV	A	I	S
SITE	S3	0,20	1,20	1,30
TYPE SPECTRE	Type I	T1	T2	T3
GROUPE	1B	0,15	0,60	2,00
Coefficient C_t	0,05	T0	Sad/g (T0)	
Coefficient λ	0,85	0,280	0,325	
Hauteur h_N (m)		FORCE SISMIQUE TOTALE		
23,65		8549,507 kN		
Poids Tot W (kN)				
30948,44				
Coefficient Q_F				
1,25				
Coefficient R				
3,00				
Tcal (Sec)	0,280			
Temp (Sec)	0,536			

NOTA Pour le calcul de la force sismique totale suivi les etapes suivante
01. Définie la { zone, site, type de spectre, groupe, C_t , λ }
02. Définie les valeurs de { h_N , W , Q_F , R }
03. Lire la valeur de la force sismique totale dans notre direction en { kN }

Tableau IV-20 : la force sismique total sens x-x

- sens y-y :

CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE SELON RPAV2024				
ZONE	IV	A	I	S
SITE	S3	0,20	1,20	1,30
TYPE SPECTRE	Type I	T1	T2	T3
GROUPE	1B	0,15	0,60	2,00
Coefficient C_t	0,05	T0	Sad/g (T0)	
Coefficient λ	0,85	0,470	0,325	
Hauteur h_N (m)		FORCE SISMIQUE TOTALE		
23,65		8549,507 kN		
Poids Tot W (kN)				
30948,44				
Coefficient Q_F				
1,25				
Coefficient R				
3,00				
Tcal (Sec)	0,470			
Temp (Sec)	0,536			

NOTA Pour le calcul de la force sismique totale suivi les etapes suivante
01. Définie la { zone, site, type de spectre, groupe, C_t , λ }
02. Définie les valeurs de { h_N , W , Q_F , R }
03. Lire la valeur de la force sismique totale dans notre direction en { kN }

Tableau IV-21 : la force sismique total sens y-y

• **Vérification de la résultante :**

Selon version 2024 (Art 4.3.5) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

V dynamique		V statique		Coefficient	
EX	6945,93	VX	8549,50655	$E_x > 80\% V_x$	CV
EY	7326,54	VY	8549,50655	$E_y > 80\% V_y$	CV

Tableau IV-22 : Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.7.5. Vérification des déplacements:

IV.7.5.1. Justification de non-effondrement:

Les déplacements relatifs latéraux (Art 4.5.2), d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites, $\overline{\Delta}_k$, données dans le Tableau (Art 5.10.1)

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

où:

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1", est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »

Tableau IV-23 : Valeurs limites des déplacements inter-étages

	Niveau	δ_{kx} (cm)	Δ_{kx} (cm)	δ_{ky} (cm)	Δ_{ky} (cm)	hauteur(cm)	vérification	vérification	
<u>R=</u>	<u>3</u>	RDC	0,103	0,2472	0,258	0,6192	340	TRUE	TRUE
<u>Q=</u>	<u>1,25</u>	1	0,148	0,3552	0,451	1,0824	315	TRUE	TRUE
<u>R/Q</u>	<u>2,4</u>	2	0,168	0,4032	0,509	1,2216	315	TRUE	TRUE

		3	0,171	0,4104	0,504	1,2096	315	TRUE	TRUE
		4	0,153	0,3672	0,406	0,9744	315	TRUE	TRUE
		5	0,149	0,3576	0,432	1,0368	315	TRUE	TRUE
		6	0,205	0,492	0,434	1,0416	390	TRUE	TRUE

Tableau IV-24 : Vérification des déplacements non-effondrement

IV.7.5.2. Justification de limitation des dommages :

Les déplacements relatif latéraux, d'un étage par rapport l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites suivantes (Art 5.10.2):

1) Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragile les fixes a la structure :

$$V_A \times \Delta_k \leq 0.005h_k$$

2) Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$V_A \times \Delta_k \leq 0.0075h_k$$

Le coefficient réducteur V_A est données dans le tableau (Annexes I.2) :

Paramètres	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
Coefficient d'importance, I	1.4	1.2	1	0.8
Période de retour, T_r^* (ans)	1178	777	475	260
Coefficient réducteur, v_A	0.39	0.46	0.55	0.69

Tableau IV-25 : Coefficients d'importance et coefficient réducteurs selon les groupes d'importance

	V_a	Niveau	δk_x (cm)	Δk_x (cm)	δk_y (cm)	Δk_y (cm)	hauteur(cm)	virificaton	virificaton
	0,46	RDC	0,103	0,113712	0,258	0,284832	340	TRUE	TRUE
		1	0,148	0,163392	0,451	0,497904	315	TRUE	TRUE
		2	0,168	0,185472	0,509	0,561936	315	TRUE	TRUE
		3	0,171	0,188784	0,504	0,556416	315	TRUE	TRUE
		4	0,153	0,168912	0,406	0,448224	315	TRUE	TRUE
		5	0,149	0,164496	0,432	0,476928	315	TRUE	TRUE
		6	0,205	0,22632	0,434	0,479136	390	TRUE	TRUE

Tableau IV-26 : Vérification des déplacements de limitation des dommages

IV.7.6. Vérification l'effet P-Delta:

Selon l'RPA version 2024 (Art 5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}) \leq 0.10$$

avec :

- Δ_k défini comme:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k », (cf. § 4.2.3):

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

- h_k : hauteur du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

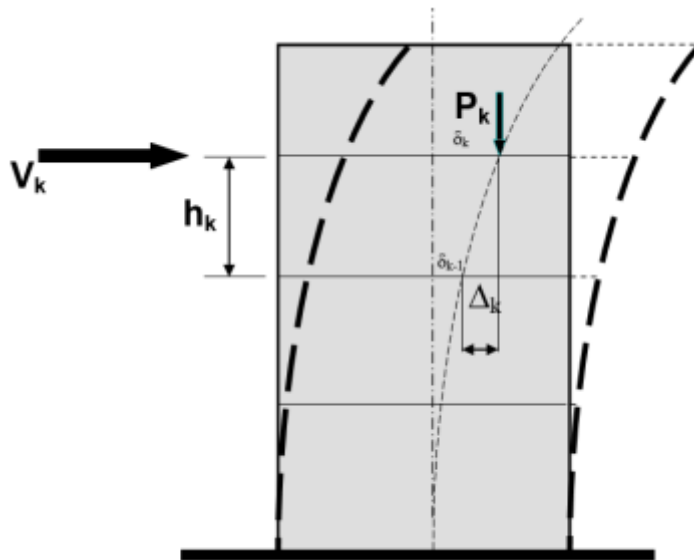


Figure IV-5 : Effet P-Δ

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-30350,05	0,2472	6945,98	3,4	0,003176841	OK
2	-24396,14	0,3552	6640,9	3,15	0,004142443	OK
3	-19031,96	0,4032	5960,99	3,15	0,004086722	OK
4	-13667,78	0,4104	4873,54	3,15	0,003653846	OK
5	-8465,05	0,3672	3408,02	3,15	0,002895473	OK
6	-3304,24	0,3576	1524,9	3,15	0,002459898	OK
7	-345,76	0,492	199,68	3,9	0,002184443	OK

Tableau IV-27 : Vérification Effet P-Δ sens x-x

Etage	P(KN)	Δ (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-30350,05	0,6192	7326,55	3,4	0,007544178	OK
2	-24396,14	1,0824	7030,7	3,15	0,011923391	OK
3	-19031,96	1,2216	6303,87	3,15	0,011708324	OK
4	-13667,78	1,2096	5150,85	3,15	0,01018944	OK
5	-8465,05	0,9744	3619,22	3,15	0,007235045	OK
6	-3304,24	1,0368	1642,96	3,15	0,006619559	OK
7	-345,76	1,0416	208,08	3,9	0,004437933	OK

Tableau IV-28 : Vérification Effet P- Δ sens y-y

IV.7.7. Vérification de renversement:

Selon RPA version 2024 (Art 5.5) Cette condition d'équilibre se réfère a la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis a des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal a la somme des forces latérales, a chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3.

ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	6945,98	3,4	-30350,05	18,55	1037,272	539511,7439
2	6640,9	6,55	-24396,14	18,55	4453,4105	
3	5960,99	9,7	-19031,96	18,55	10548,265	
4	4873,54	12,85	-13667,78	18,15	18831,932	
5	3408,02	16	-8465,05	18,03	30129,92	
6	1524,9	19,15	-3304,24	14,16	25377,963	
7	199,68	23,05	-345,76	1,98	4602,624	
				SOMME	94981,3865	<u>OK</u>

Tableau IV-29 : Vérification au renversement sens x-x

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	7326,55	3,4	-30350,05	5,35	1005,89	160556,1441
2	7030,7	6,55	-24396,14	5,35	4760,7365	
3	6303,87	9,7	-19031,96	5,35	11184,294	
4	5150,85	12,85	-13667,78	5,36	19681,4455	
5	3619,22	16	-8465,05	5,32	31620,16	
6	1642,96	19,15	-3304,24	5,32	27477,952	
7	208,08	23,05	-345,76	0,65	4796,244	
				SOMME	100526,722	<u>OK</u>

Tableau IV-30 : Vérification au renversement sens y-y

IV.8. Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées comme suivant :

➤ Epaisseur des voiles :

Ascenseur : $e = 20$ cm

Contreventement : $e = 20$ cm

➤ Dimensions finales des poteaux

Carre inter médiale: (70×70) cm² la section du poteau

Cercle (60) cm la section du poteau

Carre de rive: (55×55) cm² la section du poteau

Raidisseur de voile (50×50) cm² la section du poteau

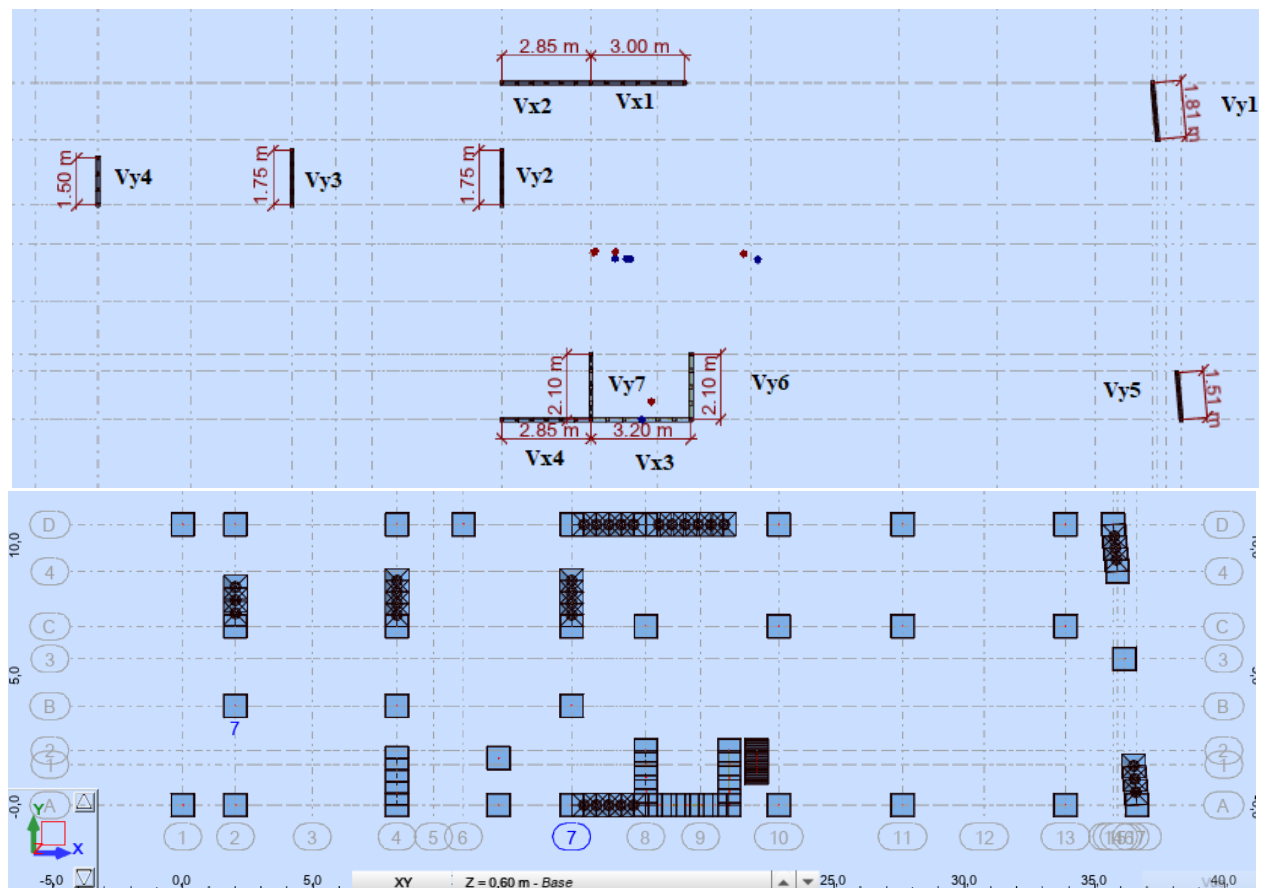


Figure IV-6 : Position des voiles avec sa longueur

Chapitre V

Etude des éléments
structuraux

V.1. Introduction

Cette partie de notre travail sera consacrée à la détermination des sollicitations (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) dans les trois éléments porteurs qui sont les **poteaux**, les **poutres** et les **voiles**. Le calcul de ces sollicitations, nous le ferons sous les différentes combinaisons préconisées par le CBA/93 et le RPA 2024.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2020), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2. Etude des poteaux

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système planchers - poutres par points d'appuis isolés. Ils ont pour rôles de :

- ❖ Supporté la totalité des charges verticales ;
- ❖ participé à la stabilité transversale par le système poteaux - poutres pour combattre les efforts horizontaux notamment :
 - les effets du séisme ;
 - les effets du vent ;
 - les effets de la température ;
 - les effets de la dissymétrie des charges.

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par le RPA 2024 comme suit :

Selon BAEL : ELU : $1.35G + 1.5Q$

Selon RPA 2024 (situation accidentelle) :Acc :

- $G + \psi Q + Ex + 0.3Ey$
- $G + \psi Q + 0.3Ex + Ey$
- $G + \psi Q + Ex - 0.3Ey$
- $G + \psi Q + 0.3Ex - Ey$
- $G + \psi Q - Ex + 0.3Ey$
- $G + \psi Q - 0.3Ex + Ey$
- $G + \psi Q - Ex - 0.3Ey$
- $G + \psi Q - 0.3Ex - Ey$

La section d'acier sera calculée pour les différentes combinaisons des efforts internes à

$$\text{savoir : } \begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.2.1. Recommandations

❖ Armatures longitudinales

D'après le RPA version 2024 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IV est limité par

- $A_{min} = 1\%$ de la section de béton zone IV
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 8\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de 60Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 15cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par :

$$l_{cr} = \max(1.5h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 60\text{cm})$$

Avec :

- h_c (unités : cm) : la plus grande dimension de la section transversale du poteau.
- l_{cl} (unités : cm) : la longueur libre du poteau.

NB : Si $l_{cl} / h_c < 3$: la hauteur totale du poteau doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

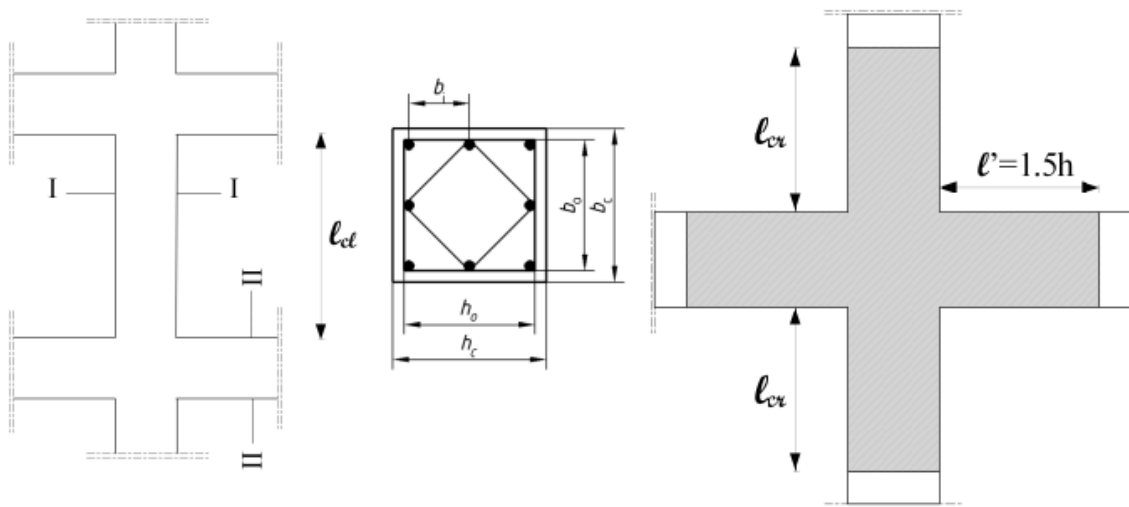


Figure V.1. Zone nodale.

Selon les règles CBA 93 (Art A 7.1.2.1), la section des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \max(0.2\% \times B ; 4 \times \mu)$$

B : section de poteaux

μ : Périmètre de poteaux

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 2024 concernant notre projet

Niveaux	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{min} CBA (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
				Zone Courante	Zone de Recouvrement
Inter médiale	70×70	49	11.2	196	392
De rive	55×55	30.25	8.8	121	242
Circulaire	$\pi \times 30^2$	28.27	7.53	113.09	226.19

Tableau V.1. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.

La valeur de zone nodale et courante

	Section du Poteau (cm ²)	1.5×hc (cm)	l _{cl} /6 (cm)	60cm	l _{cl} /hc (cm)	zone nodale	zone courante
RDC	70×70	105	46.66	60	4	105	130
	55×55	82.5	46.66	60	5.6	82.5	175
	$\pi \times 30^2$	90	46.66	60	4.66	90	160
Autre niveau	70×70	105	42.5	60	3.64	105	105
	55×55	82.5	42.5	60	5.1	82.5	150
	$\pi \times 30^2$	90	42.5	60	4.25	90	135

Tableau V.2. Longueur des zones nodale et courante dans les poteaux.

❖ Armatures transversales

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après RPA 2024 (Art 7.4.2):

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_{\max}}{h_c \times f_e}$$

V_{max} : l'effort tranchant de calcul.

h_c : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases} \text{ avec } \lambda g = \frac{l_f}{h_c} \text{ ou } \frac{l_f}{b_c} ; \lambda g : \text{l'élançement géométrique}$$

Sachant que a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de At, il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes : En zone nodale : $t \leq \min(10 \varnothing l_{min} ; 12.5 \text{ cm})$zone I,II et III

$$t \leq \min(b_0/3 ; 10 \text{ cm} ; 6 \varnothing l_{min}) \text{zone IV,V et VI}$$

avec b_0 : dimension minimale du noyau béton (a l'intérieur des armatures de confinement)

En zone courante : $t' \leq 15 \varnothing l_{min}$ zone I,II et III

$$t' \leq \min(b_c/3 ; h_c/2 ; 10 \varnothing l_{min}) \text{zone IV,V et VI}$$

$$\varnothing l_{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_c \times t) & \text{o si } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% (b_c \times t) & \text{si } \lambda g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites precedentes} & \text{si } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$



Figure V.2. Dispositions des cadres dans les poteaux.

V.2.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Combinaisons	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	3375,26	48,64	79,82
ACC	58,98	-68,53	-194,48
ACC	895,60	-231,02	-569,39
ACC	895,60	-231,02	-569,39

Tableau V.3. Sollicitations de poteaux 70X70

Combinaisons	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	1849,66	24,01	53,45
ACC	-911,01	-104,68	-226,92
ACC	1763,40	243,71	128,20
ACC	-182,12	-85,34	-283,52

Tableau V.4. Sollicitations de poteaux 55X55

Combinaisons	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU	1382,84	11,77	7,20
ACC	89,73	-90,34	-197,64
ACC	89,73	-90,34	-197,64
ACC	89,73	-90,34	-197,64

Tableau V.5. Sollicitations de poteaux circulaires 60 cm

V.2.3. Calcul du ferrailage des poteaux

❖ Ferrailage longitudinal

Fissuration peu préjudiciable

Calcul en flexion déviée composée.

Calcul suivant BAEL 91 mode. 99 par logicielle robot expert.

➤ Poteaux 70×70:

Charges (kN, kN*m)

Type de sollicitation	N	My	Mz
1 ELU	3375,26	48,64	79,82
2 ELA	58,98	-68,53	-194,48
3 ELA	895,60	-231,02	-569,39
4 ELA	895,60	-231,02	-569,39
5			

Résultats

$A_{s1} = 5,6 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 8,2 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0,56 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,11 \%$ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5,00 \%$

Section (cm)

b = 70,0 Bloquée

h = 70,0 Bloquée

d = 2,5

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure V.3 : As cal de poteaux 70×70 niveaux 1 2 3

➤ Poteaux 55×55:

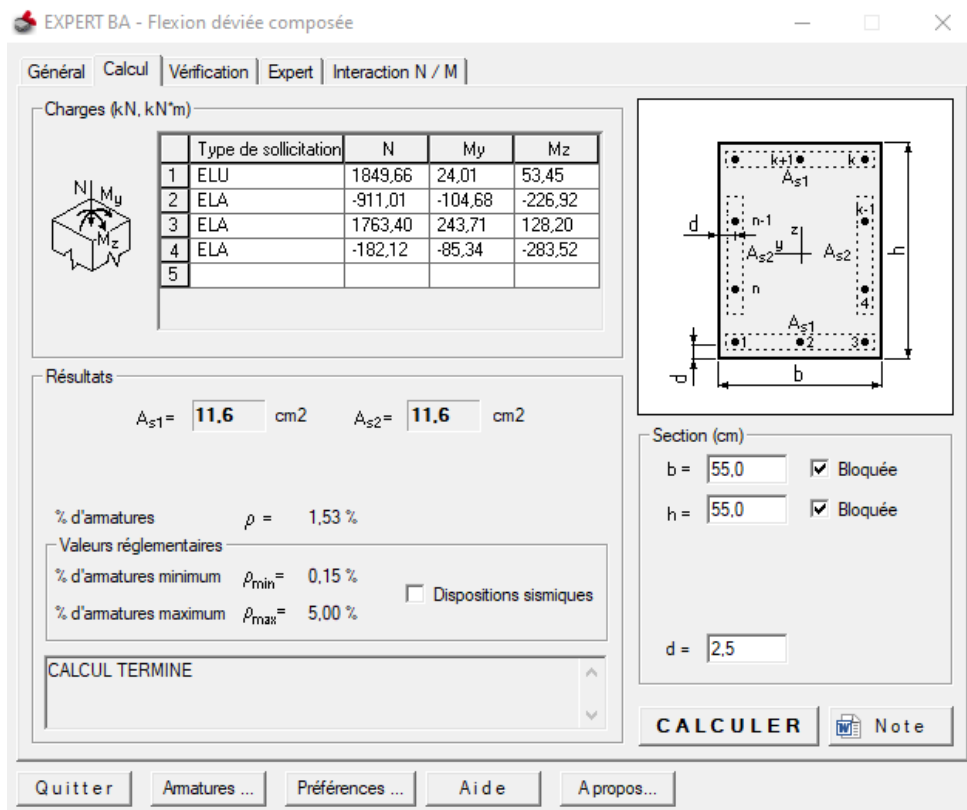


Figure V.4 : As cal de poteaux 55×55 niveaux 1 2 3

➤ Poteaux circulaires 60 cm :

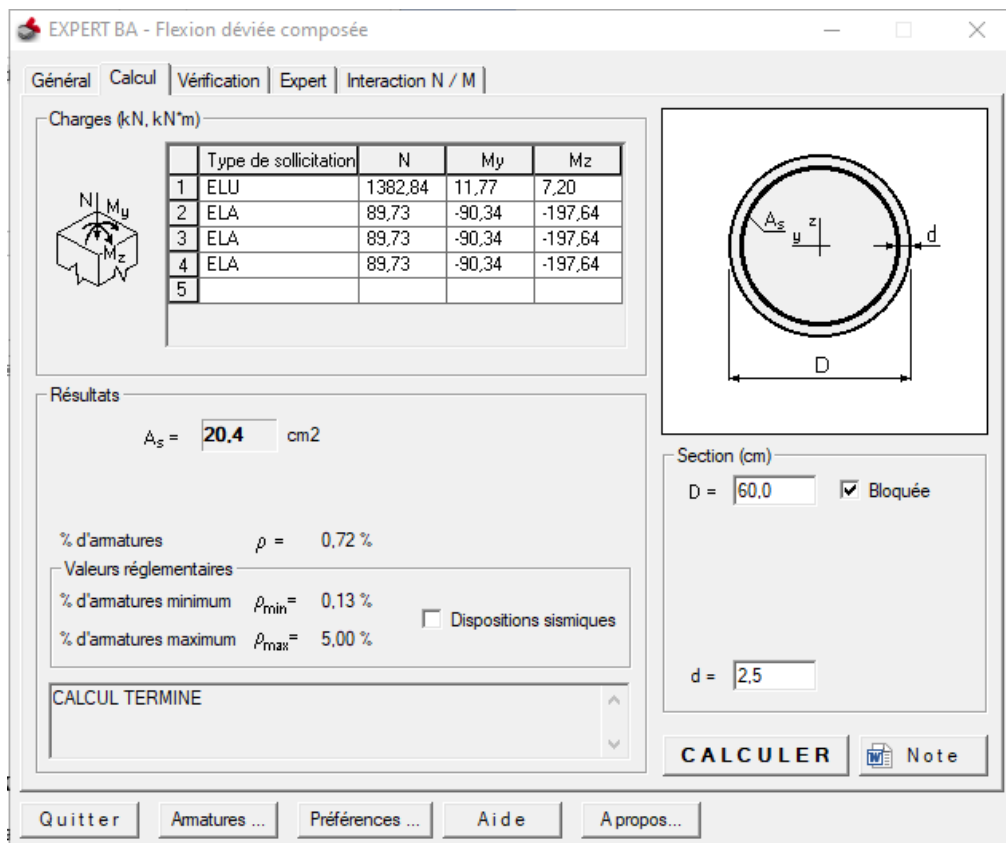


Figure V.5 : As cal de poteaux circulaires 60 cm

Section (cm ²)	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	Choit de ferrailage (cm ²)
70×70	27.6	49	49	16HA20=50.27cm ²
55×55	46.4	30,25	46.4	16HA20=50.27cm ²
60	20.4	28,26	28.26	10HA20= 31.42 cm ²

Tableau V.6. Ferrailage longitudinal des poteaux

❖ Ferrailage transversale

Section (cm ²)	70×70	55×55	60
Øl _{max} (cm)	2	2	2
Øl _{min} (cm)	2	2	2
L ₀ (m)	3.15	3.4	3.15
L _f (m)	2.205	2.38	2.205
λg	3.15	4.32	3.96
ρ	3.75	3.75	3.75
t _{zone nodal} (cm)	10	10	10
t _{zone courante} (cm)	15	15	15
V _u (kN)	117,23	91,05	37,71
At (mm ²)	157,0044643	155,1988636	50,50446429
At _{min} (mm ²)	385	302,5	385
Choix A _t	6HA10=4.71cm ²	6HA10=4.71cm ²	5HA10=3.93cm ²

Tableau V.7. Ferrailage transversaux des poteaux.

Longueur de recouvrement : $lr \geq 60 \times \emptyset$:

Pour $\emptyset = 25$ mm $\rightarrow lr = 60 \times 2.5 = 150$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 150$ cm.

Pour $\emptyset = 20$ mm $\rightarrow lr = 60 \times 2 = 120$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 120$ cm.

Pour $\emptyset = 16$ mm $\rightarrow lr = 60 \times 1.6 = 96$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 100$ cm.

V.2.4. Vérifications nécessaires

❖ Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \geq B_{r.calcl} = \frac{N_u}{\beta} \times \frac{1}{\frac{F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{0.01 \times F_e}{\gamma_s}}$$

section rectangulaire $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} \times l_f$; $l_f = 0,7 \times L_0$; $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

Section	Nu (KN)	lf (m)	λ	β	Br \geq B _{r_{calc}}		Observation
					Br (m ²)	B _{r_{calc}} (m ²)	
70×70	3375.26	2.38	11.77	1.02	0.4624	0.1229	C.V
55×55	1849.66	2.38	14.99	1.04	0.2809	0.0768	C.V
60	1382.84	2.38	15.86	1.04	0.2463	0.0585	C.V

Tableau V.8. Vérification au flambement des différents poteaux.

❖ Vérification des contraintes

la contrainte de compression dans le béton du poteau

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

σ_{bc} : d'après logiciel ROBOT 2020

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Sections (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
70×70	7.35	15	C.V
55×55	9.45	15	C.V
60	4.23	15	C.V

Tableau V.9. Vérification des contraintes dans le béton.

❖ Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA 2024 (Art 7.4.3), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement selon combinaison sismique :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \bar{\tau}_u = \rho_d \times F_{c28} \text{ avec } : \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

$\bar{\tau}_u$: d'après logiciel ROBOT 2020

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Sections (cm)	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
70x70	0.04	0.91	1	C.V
55x55	0.04	0.87	1	C.V
60	0.04	0.62	1	C.V

Tableau V.10. Vérification des contraintes de cisaillement

V.2.5. Schémas de ferrailage

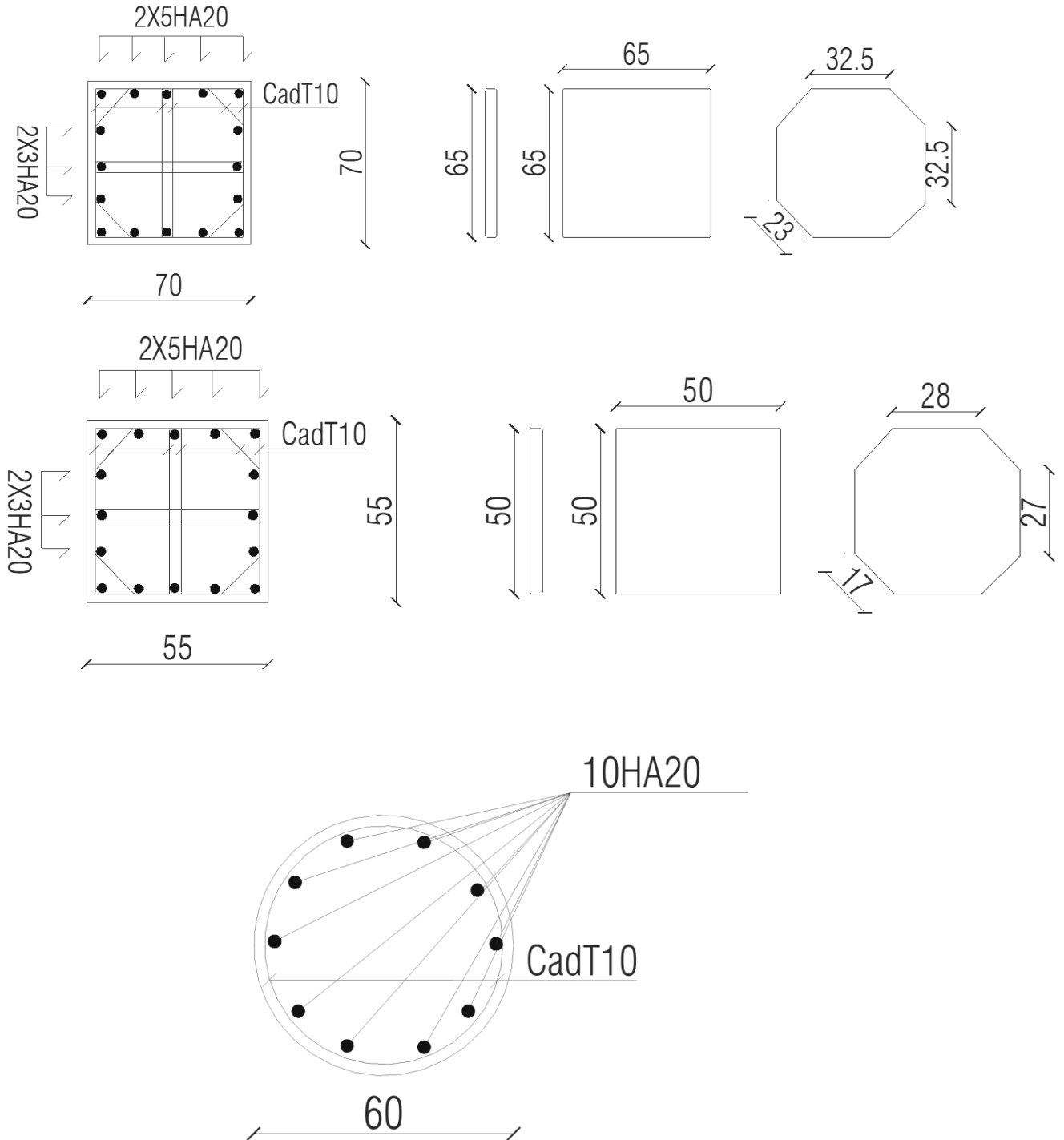


Figure V.6. Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant) résultant des combinaisons suivantes :

- BAEL (1.35G+1.5Q)
- RPA 2024 :G+psiQ+Ex+0.3Ey
 - G+psiQ+0.3Ex+Ey
 - G+psiQ+Ex-0.3Ey
 - G+psiQ+0.3Ex-Ey
 - G+psiQ-Ex+0.3Ey
 - G+psiQ-0.3Ex+Ey
 - G+psiQ-Ex-0.3Ey
 - G+psiQ-0.3Ex-Ey

V.3.1. Recommandations

❖ Armatures longitudinales

D'après RPA 2024 (Art 7.5.2) le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de 50Φ en zone I, II, III

60Φ en zone IV, V, VI

- Les poutres supportent 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.

-Condition de non fragilité selon BAEL : $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$

❖ Armatures transversales

D'après RPA 2024 (Art 7.5.2) la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- Avec S_t : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 24\Phi_t ; 17.5 ; 6 \Phi_l) \text{ en zone nodale.}$$

$$S' \leq h/2 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

Φ_l : diamètre minimal des barres longitudinales.

Φ_t : diamètre des armatures de confinement.

Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées :

$$S' = \min(h/4 ; 12 \varnothing l)$$

NB : L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U avec un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de 3 cadres par nœud.

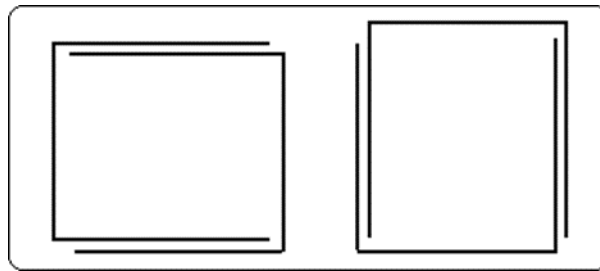


Figure V.7. Détail d'un cours d'armatures transversales dans la zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 2024 et BAEL concernant notre projet :

Type	Section du Poutre (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
				Zone Courante	Zone de Recouvrement
PP1	30×40	6	1.34	48	72
PP2	40×60	12	2.06	96	144
PS	40 × 50	10	1.70	80	120
Pporteuse1	40 × 50	10	1.70	80	120
Pporteuse2	30 × 35	5.25	1.16	42	63
PNP	30 × 45	6.75	1.52	54	81

Tableau V.11. Armatures longitudinales maximales et minimales dans les poteaux.

V.3.2. Sollicitation des poutres

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirées directement du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

❖ Poutre principale 1 (30X40) :

Combinaisons	le moment maximum (KN.m)		Efforts tranchant V(KN)
	En travée	En appuis	

ELU	35.53	-84.30	216.87
ELS	25.53	-60.26	154.92
ACC	236.99	-281.99	641.24

Tableau V.12. Sollicitations des poutres principale 1

❖ Poutre principale 2 (40X60) :

Combinaisons	le moment maximum (KN.m)		Efforts tranchant V(KN)
	En travée	En appuis	
ELU	146.75	-270.65	256.89
ELS	103.89	-191.63	181.74
ACC	475.64	-569.70	636.69

Tableau V.13. Sollicitations des poutres principale 2

❖ Poutre secondaire (40X50) :

Combinaisons	le moment maximum (KN.m)		Efforts tranchant V(KN)
	En travée	En appuis	
ELU	272.06	-279.05	185.82
ELS	193.03	-198.34	132.27
ACC	328.72	-462.13	442.25

Tableau V.14. Sollicitations des poutres secondaires

❖ Poutre Noyée porteuse 1(40×50):

Combinaisons	le moment maximum (KN.m)		Efforts tranchant V(KN)
	En travée	En appuis	
ELU	172.72	-184.85	195.56
ELS	122.30	-130.91	138.49
ACC	111.83	-230.22	129.92

Tableau V.15. Sollicitations des poutres noyée porteuse 1

❖ Poutre Noyée porteuse 2 (30×35):

Combinaisons	le moment maximum (KN.m)	Efforts tranchant
--------------	--------------------------	-------------------

	En travée	En appuis	V(KN)
ELU	44.35	-54.71	102.94
ELS	31.31	-38.65	72.69
ACC	97.02	-105.62	153.19

Tableau V.16. Sollicitations des poutres noyée porteuse 2

❖ **Poutre Noyée non porteuse:**

Combinaisons	le moment maximum (KN.m)		Efforts tranchant V(KN)
	En travée	En appuis	
ELU	52.97	-62.27	99.50
ELS	37.51	-49.47	71.23
ACC	88.66	-120.81	155.96

Tableau V.17. Sollicitations des poutres noyées non porteuse

V.3.3. Calcul du ferrailage des poutres

❖ **Ferrailage longitudinal**

Fissuration peu préjudiciable

Calcul en flexion simple.

Calcul suivant BAEL 91 mode. 99 par logiciel robot expert.

❖ **Poutre principale 1 (30X40) :**

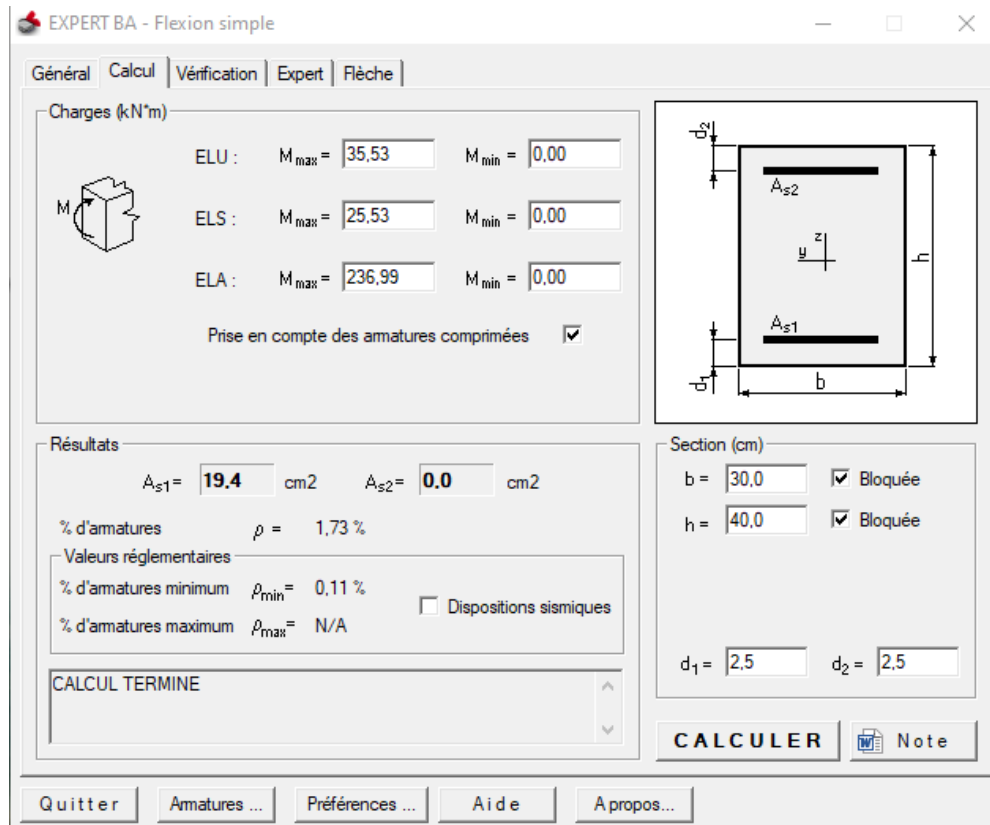


Figure V.8. As travée cal des poutres principales 1.

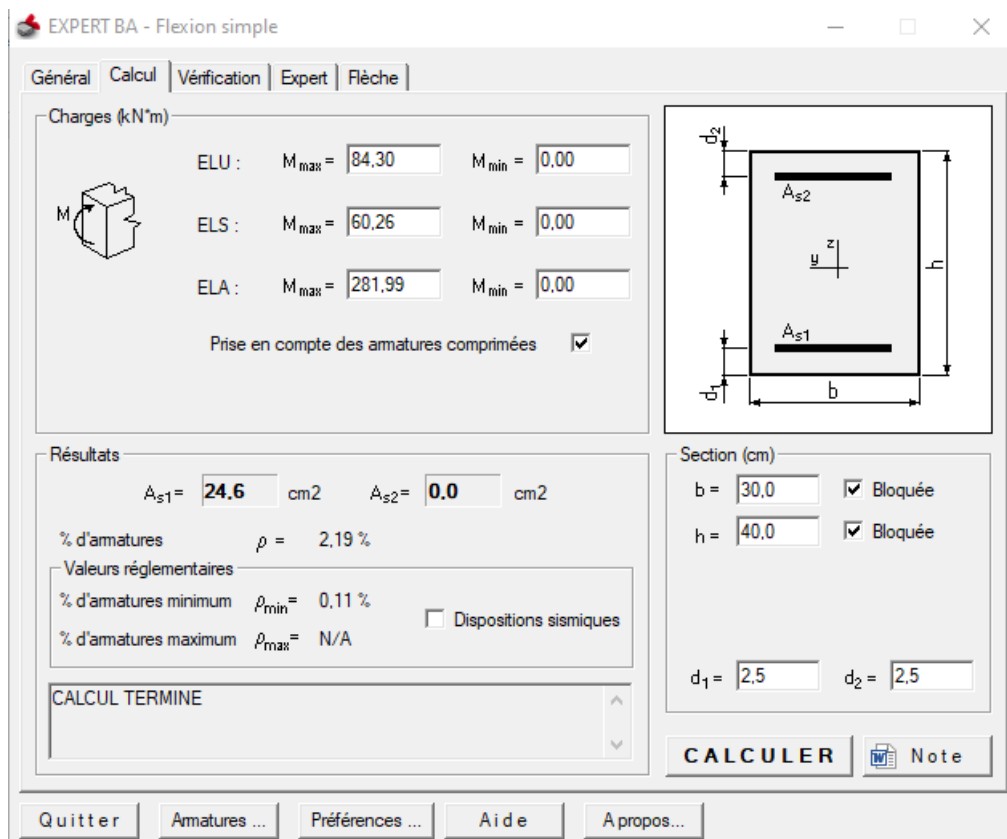


Figure V.9. As appuie cal des poutres principales 1.

❖ **Poutre principale 2 (40X60) :**

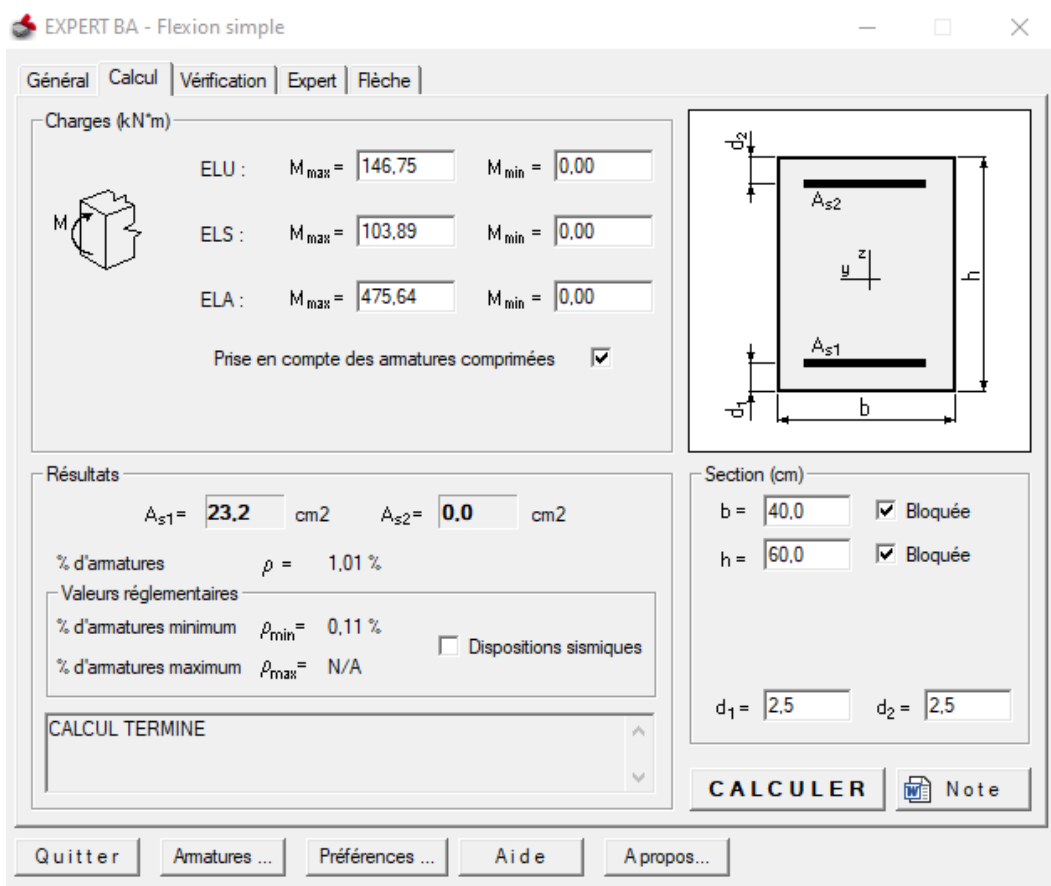


Figure V.10. As travée cal des poutres principales 2.

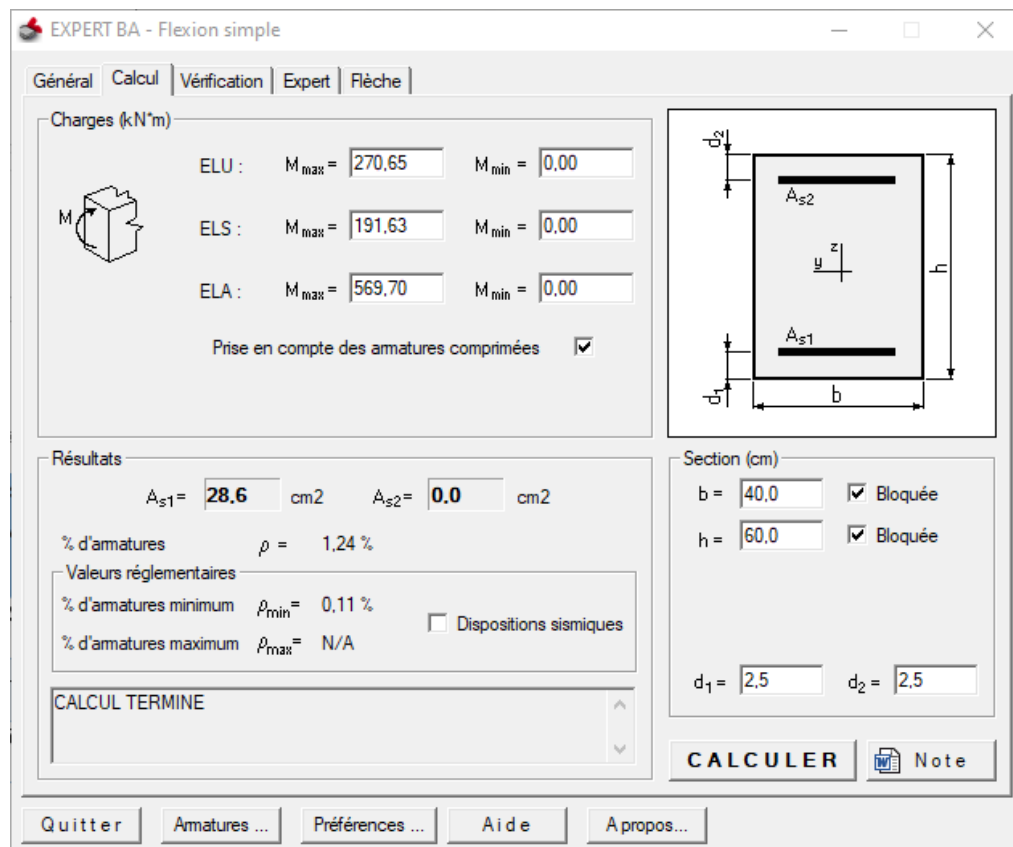


Figure V.11. As appuie cal des poutres principales 2.

❖ **Poutre secondaire (40X50) :**

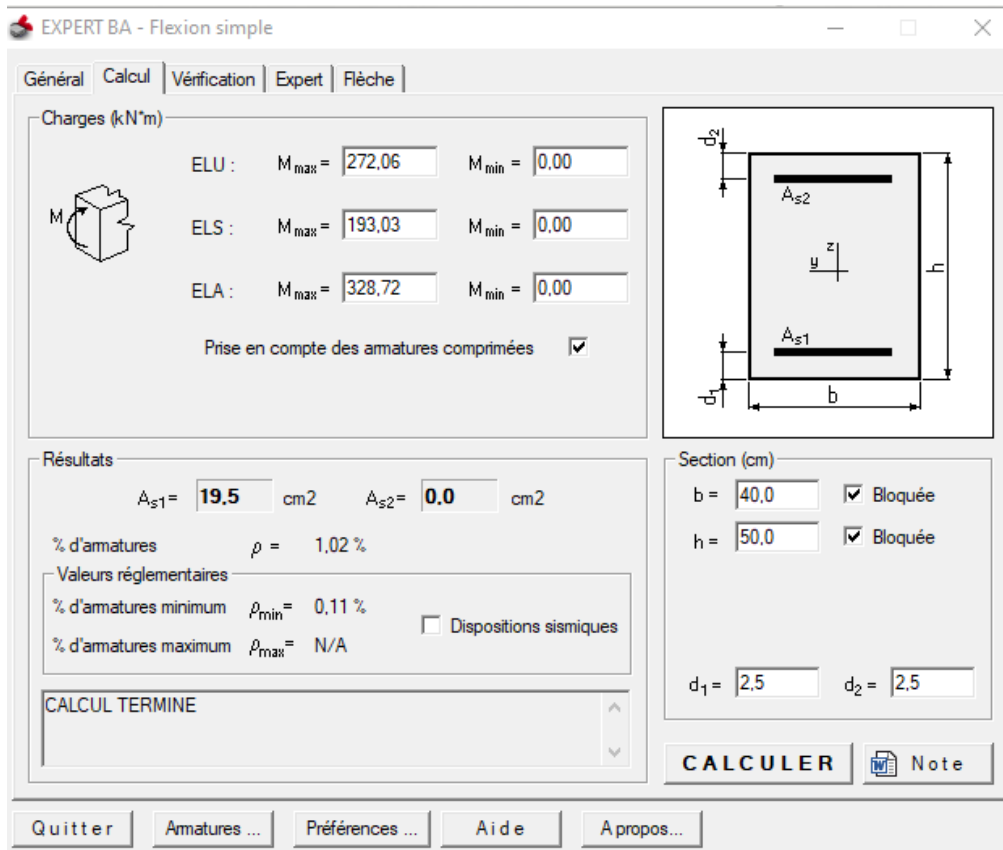


Figure V.12. As travée cal des poutres secondaires.

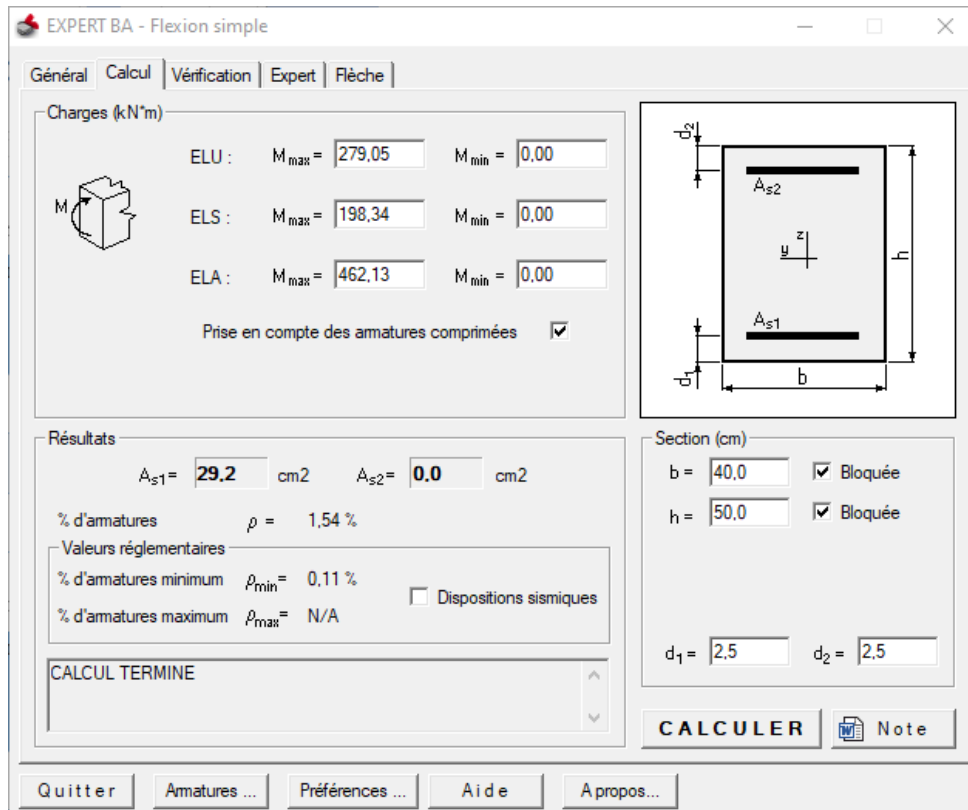


Figure V.13. As appuie cal des poutres secondaires.

❖ Poutre porteuse 1(40×50):

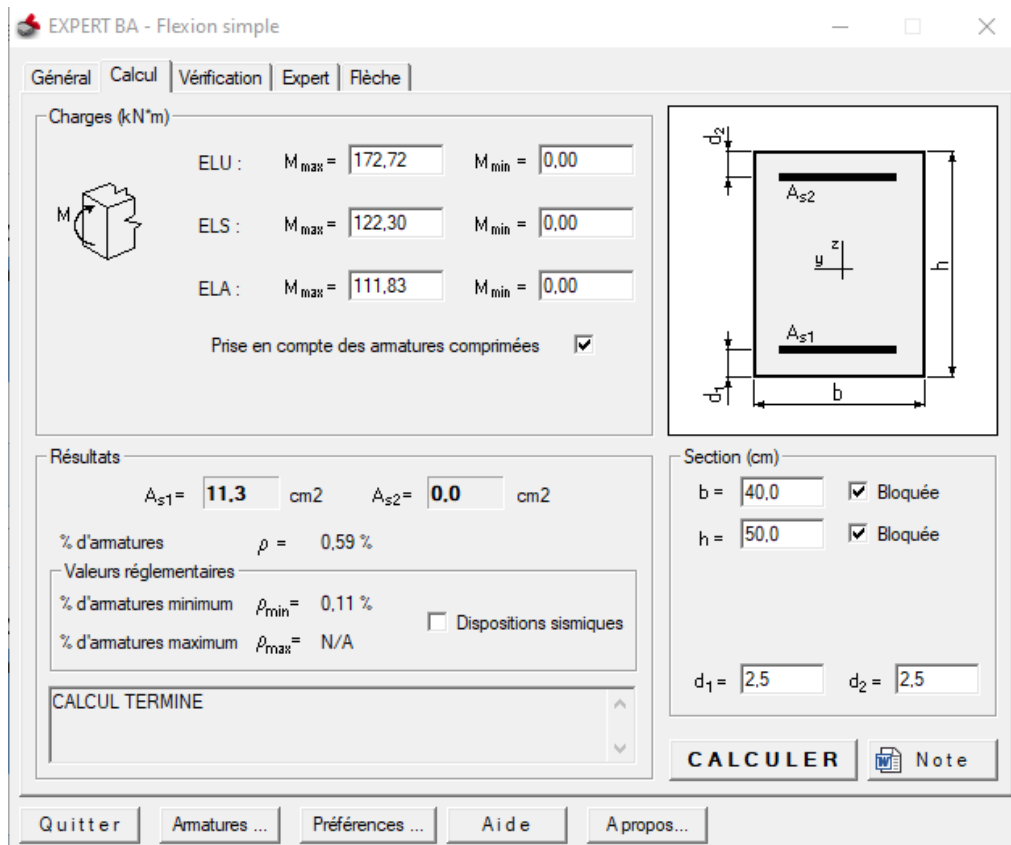


Figure V.14. As travée cal des poutres porteuse 1.

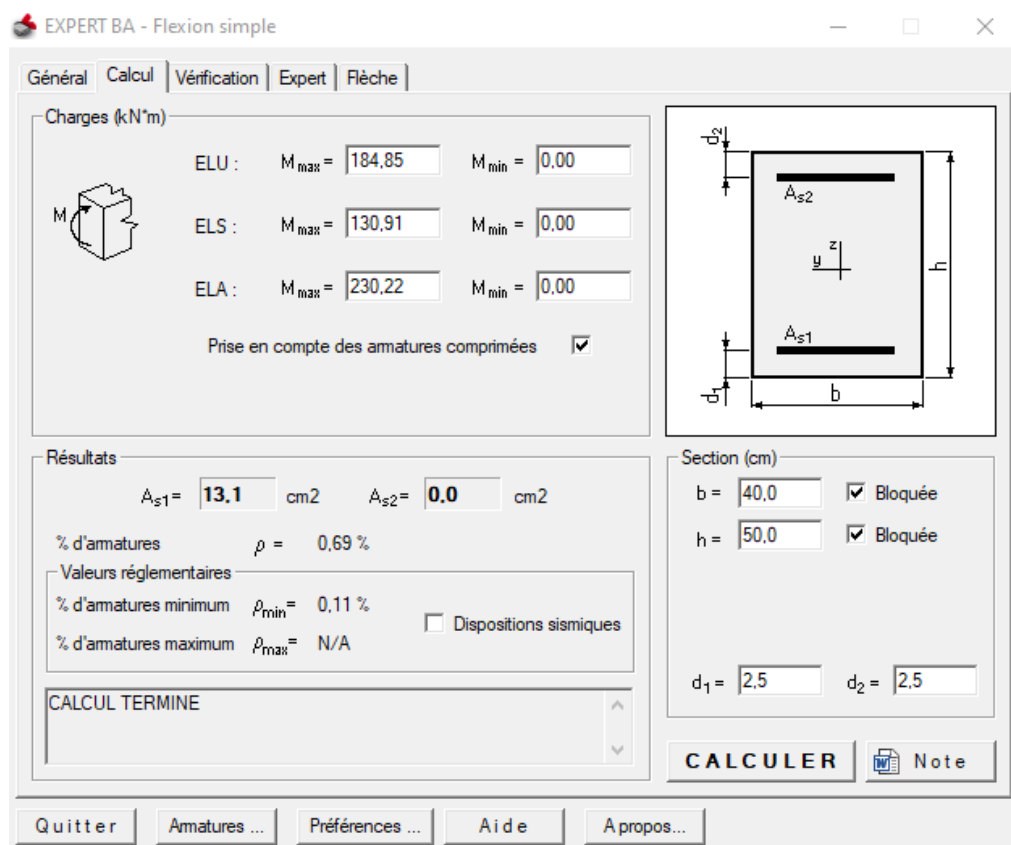


Figure V.15. As appuie cal des poutres porteuse 1.

❖ Poutre porteuse 2 (30×35):

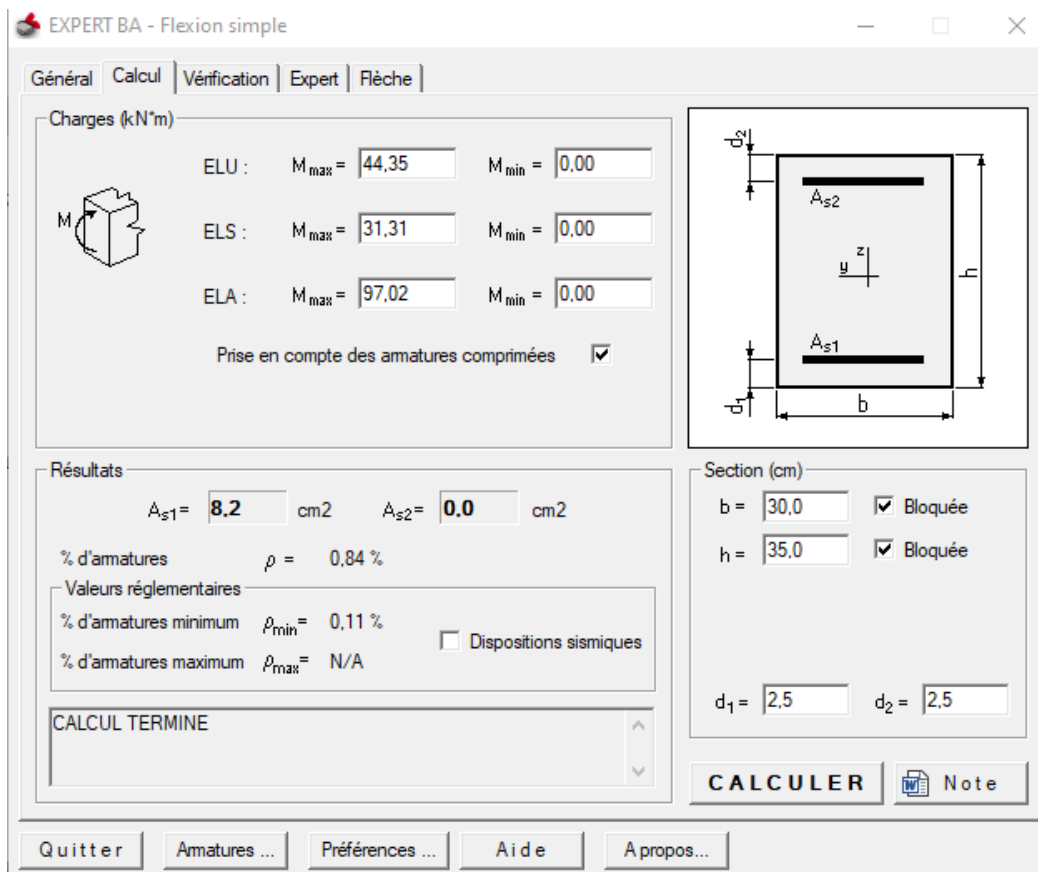


Figure V.16. As travée cal des poutres porteuse 2.

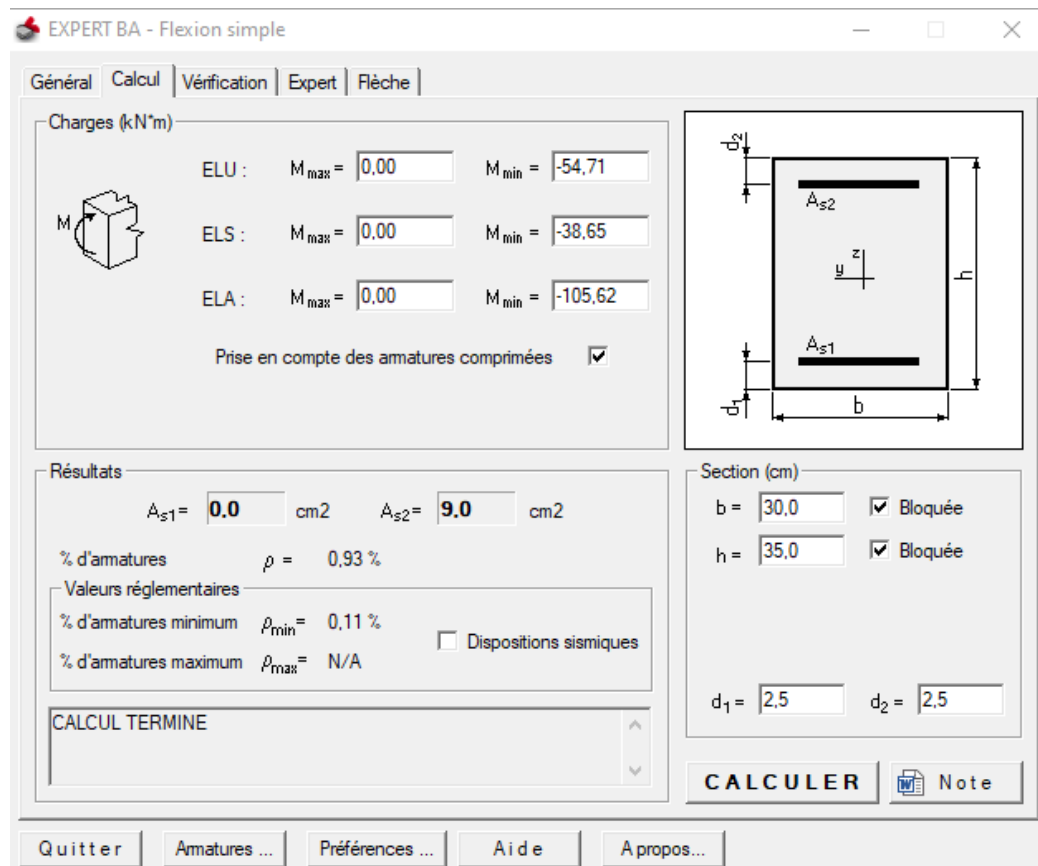


Figure V.17. As appuie cal des poutres porteuse 2.

❖ Poutre non porteuse:

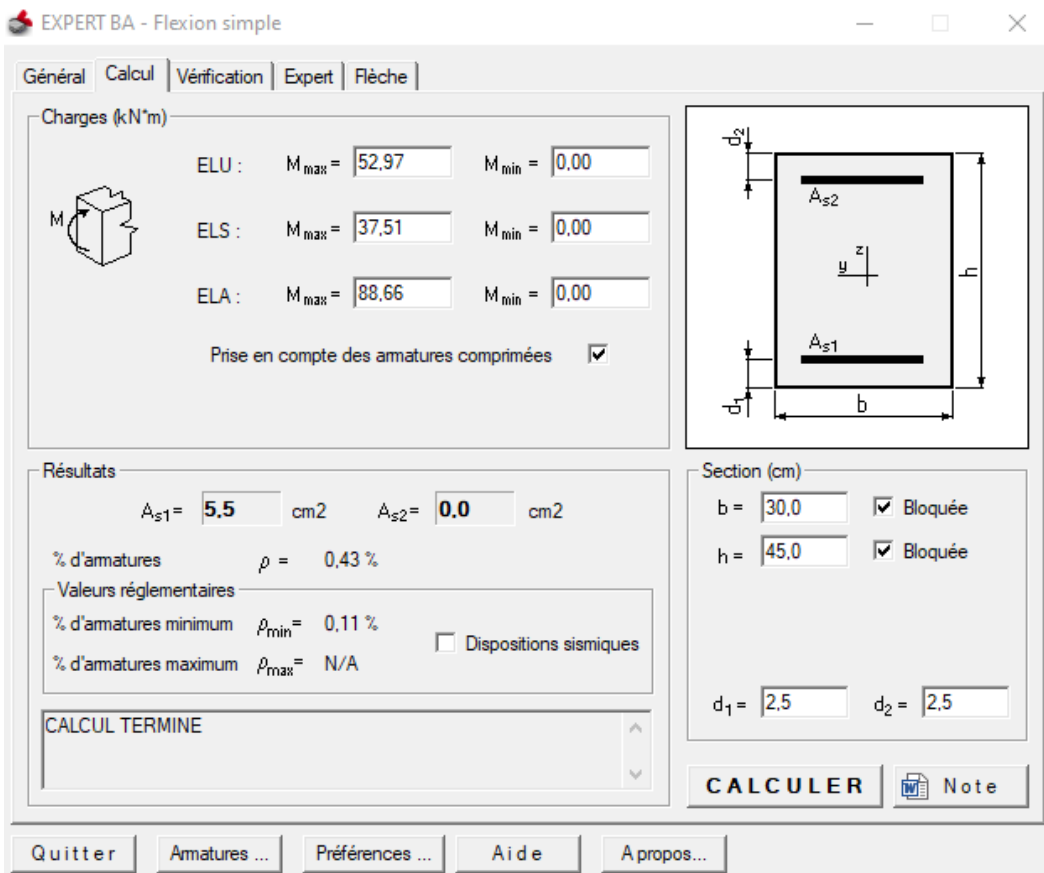


Figure V.18. As travée cal des poutres non porteuse.

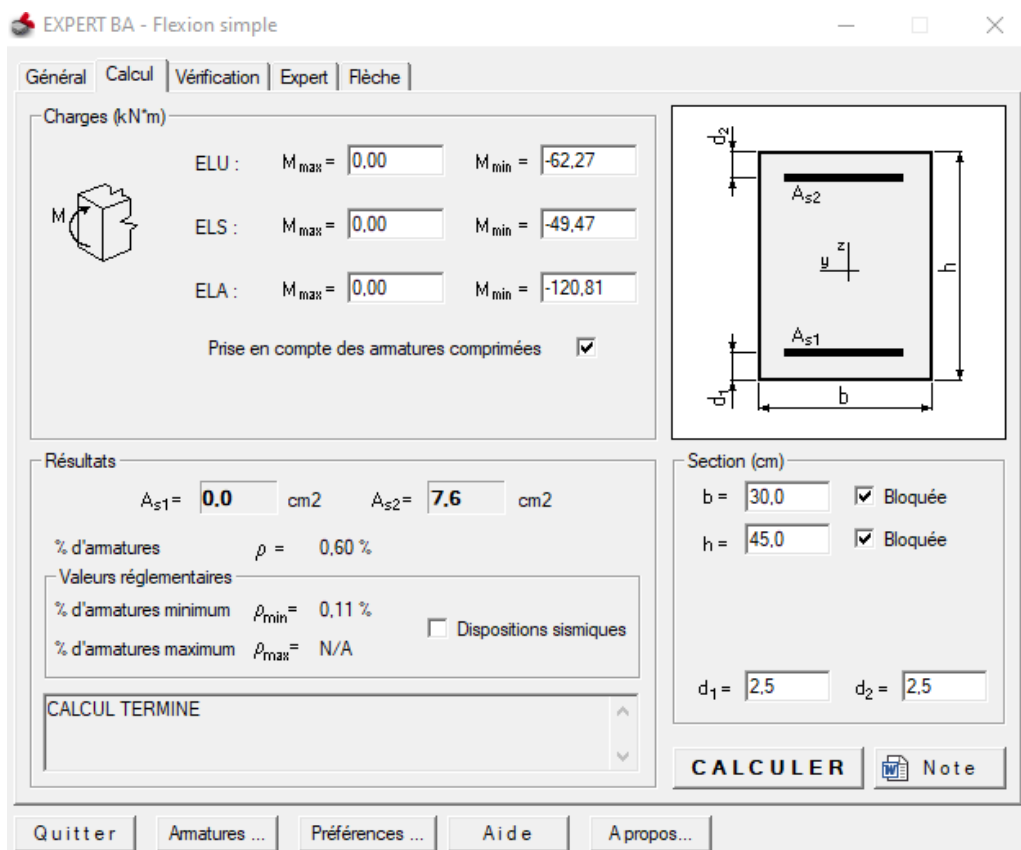


Figure V.19. As appuie cal des poutres non porteuse.

Type	section	At(c m ²)	Aa(cm ²)	Amin(cm ²)	Atmax (cm ²)	Aamax (cm ²)	Choix des armatures traviers	Choix des armatures appuie
PP1	(30X40)	19.4	24.6	6	19.4	24.6	3HA25+2HA20= 21.01cm ²	5HA25=25.54cm ²
PP2	(40X60)	23.2	28.6	12	23.2	28.6	8HA20= 25.13cm ²	2HA25+6HA 20 =28.67cm ²
PS	(40X50)	19.5	29.2	10	19.5	29.2	4HA20+4HA16 = 20.61cm ²	4HA25 +4HA20 = 32.20cm ²
Pporteuse1	(40X50)	11.3	13.1	10	11.3	13.1	6HA16+2HA12 = 11.5cm ²	4HA16+2HA14+2 HA12 =13.38cm ²
Pporteuse2	(30X35)	8.2	9	5.25	8.2	9	4HA14+2HA12= 8.42cm ²	6HA14=9.24cm ²
PNP	(30X45)	5.5	7.6	6.75	6.75	7.6	3HA12+3HA12 = 6.79cm ²	5HA14=7.70cm ²

Tableau V.18. Ferrailage longitudinal des poutres

❖ Ferrailage transversale

➤ L'espacement maximum

$$St \leq \min (h/4 ; 24\varnothing t ; 17.5 ; 6 \varnothing l) \text{ en zone nodale.}$$

$$S' \leq h/2 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

$$\Phi \leq \min (\Phi l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10})$$

$$At = 0.003 \times St \times b$$

Type	Øt (cm)	h/4 (cm)	24 Øt (cm)	17.5 (cm)	6 Øl (cm)	h/2(cm)	St(cm)	s '(cm)	At (cm ²)	choit
PP1	0.8	10	19.2	17.5	15	20	10	15	1.35	4HA8 =2.01cm ²
PP2	0.8	17.5	19.2	17.5	12	35	10	15	1.80	4HA8 =2.01cm ²
PS	0.8	12.5	19.2	17.5	12	25	10	15	1.80	4HA8 =2.01cm ²
Pp1	0.8	12.5	19.2	17.5	7.2	25	7	15	1.80	4HA8 =2.01cm ²
Pp2	0.8	8.75	19.2	17.5	8.4	17.5	7	15	1.35	4HA8 =2.01cm ²
PNP	0.8	11.25	19.2	17.5	8.4	22.5	7	15	1.35	4HA8 =2.01cm ²

Tableau V.19. Choit et espacement de ferrailage transversale des poutres

➤ Les longueurs de recouvrement

$$Lr \geq 60 \times \varnothing \text{ en zone de recouvrement}$$

Ø : diamètre max des barres longitudinales dans les poutres

Pour $\varnothing = 25 \text{ mm} \rightarrow lr = 60 \times 2.5 = 150 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 150 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 60 \times 2 = 120 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 120 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 85 \text{ cm}$.

Pour $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 60 \times 1.2 = 72 \text{ cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 75 \text{ cm}$.

V.3.4. Vérifications nécessaires (Annexe 8):

V_u : Effort tranchant maximal à l'ELU

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

a : largeur du poteau

c : enrobage

f_{c28} : Résistance à la compression à 28 jours

A_s (Inférieure): Armature inférieure en appuis

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

❖ Poutre principale 1 :

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
V_u (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	f_{c28} (Mpa)	Fissuration	A_s (inférieure) (cm ²)	f_e (Mpa)
216,87	30	40	55	2,5	25	Fissuration peu nuisible	6,28	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
Vérification de la contrainte tangente limite ultime								
τ_u (Mpa)		τ_u adm (Mpa)		Vérification				
2,008		3,333		OK				
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
Vérification de la contrainte de compression (bielle)								
V_u (N)		$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)		Vérification				
216870,000		1011262,500		OK				
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
Vérification des armatures inférieures d'appuis								
A_s (cm ²)		$V_u / (f_e / \gamma_s)$ [cm ²]		Vérification				
6,280		6,235		OK				
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
Vérification de la contrainte moyenne de compression								
R_u (N)		σ_{mb} (MPa)		$1,3 f_{c28} / \gamma_b$		Vérification		
433740,000		2,863		21,667		OK		

Figure V.20. Vérification poutre principale 1 à l'effort tranchant

❖ Poutre principale 2:

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
256,89	40	60	55	2,5	25	Fissuration peu nuisible	12,57	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
Vérification de la contrainte tangente limite ultime								
τu (Mpa)		τu adm(Mpa)		Vérification				
1,189		3,333		OK				
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
Vérification de la contrainte de compression (bielle)								
Vu (N)		0,267.b.a.fc28 (N)		Vérification				
256890,000		1348350,000		OK				
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
Vérification des armatures inférieures d'appuis								
As (cm ²)		Vu/(fe/γs) [cm ²]		Vérification				
12,570		7,386		OK				
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
Vérification de la contrainte moyenne de compression								
Ru (N)		σmb (MPa)		1,3 Fc28 /γb		Vérification		
513780,000		2,543		21,667		OK		

Figure V.21. Vérification poutre principale 2 à l'effort tranchant

❖ Poutre secondaire:

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
185,82	40	50	55	2,5	25	Fissuration peu nuisible	10,3	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
Vérification de la contrainte tangente limite ultime								
τu (Mpa)		τu adm(Mpa)		Vérification				
1,032		3,333		OK				
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
Vérification de la contrainte de compression (bielle)								
Vu (N)		0,267.b.a.fc28 (N)		Vérification				
185820,000		1348350,000		OK				
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
Vérification des armatures inférieures d'appuis								
As (cm ²)		Vu/(fe/γs) [cm ²]		Vérification				
10,300		5,342		OK				
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
Vérification de la contrainte moyenne de compression								
Ru (N)		σmb (MPa)		1,3 Fc28 /γb		Vérification		
371640,000		1,840		21,667		OK		

Figure V.22. Vérification poutre secondaire à l'effort tranchant

❖ Poutre porteuse 1:

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
195,56	40	50	40	2,5	25	Fissuration peu nuisible	6,28	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
Vérification de la contrainte tangente limite ultime								
τu (Mpa)		τu adm(Mpa)		Vérification				
1,086		3,333		OK				
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
Vérification de la contrainte de compression (bielle)								
Vu (N)		0,267.b.a.fc28 (N)		Vérification				
195560,000		947850,000		OK				
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
Vérification des armatures inférieures d'appuis								
As (cm ²)		Vu/(fe/γs) [cm ²]		Vérification				
6,280		5,622		OK				
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
Vérification de la contrainte moyenne de compression								
Ru (N)		σmb (MPa)		1,3 Fc28 /γb		Vérification		
391120,000		2,754		21,667		OK		

Figure V.23. Vérification poutre porteuse 1 à l'effort tranchant

❖ Poutre porteuse 2:

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
102,94	30	35	30	2,5	25	Fissuration peu nuisible	4,62	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
Vérification de la contrainte tangente limite ultime								
τu (Mpa)		τu adm(Mpa)		Vérification				
1,089		3,333		OK				
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
Vérification de la contrainte de compression (bielle)								
Vu (N)		0,267.b.a.fc28 (N)		Vérification				
102940,000		510637,500		OK				
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
Vérification des armatures inférieures d'appuis								
As (cm ²)		Vu/(fe/γs) [cm ²]		Vérification				
4,620		2,960		OK				
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
Vérification de la contrainte moyenne de compression								
Ru (N)		σmb (MPa)		1,3 Fc28 /γb		Vérification		
205880,000		2,691		21,667		OK		

Figure V.24. Vérification poutre porteuse 2 à l'effort tranchant

❖ Poutre non porteuse:

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
99,5	30	45	30	2,5	25	Fissuration peu nuisible	3,39	400
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
Vérification de la contrainte tangente limite ultime								
τu (Mpa)		τu adm(Mpa)		Vérification				
0,819		3,333		OK				
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
Vérification de la contrainte de compression (bielle)								
Vu (N)		0,267.b.a.fc28 (N)		Vérification				
99500,000		510637,500		OK				
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
Vérification des armatures inférieures d'appuis								
As (cm ²)		Vu/(fe/Ys) [cm ²]		Vérification				
3,390		2,861		OK				
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
Vérification de la contrainte moyenne de compression								
Ru (N)		σmb (MPa)		1,3 Fc28 /γb		Vérification		
199000,000		2,601		21,667		OK		

Figure V.25. Vérification poutre non porteuse à l'effort tranchant

❖ Contrainte de béton et acier

❖ Poutre principale 1 :

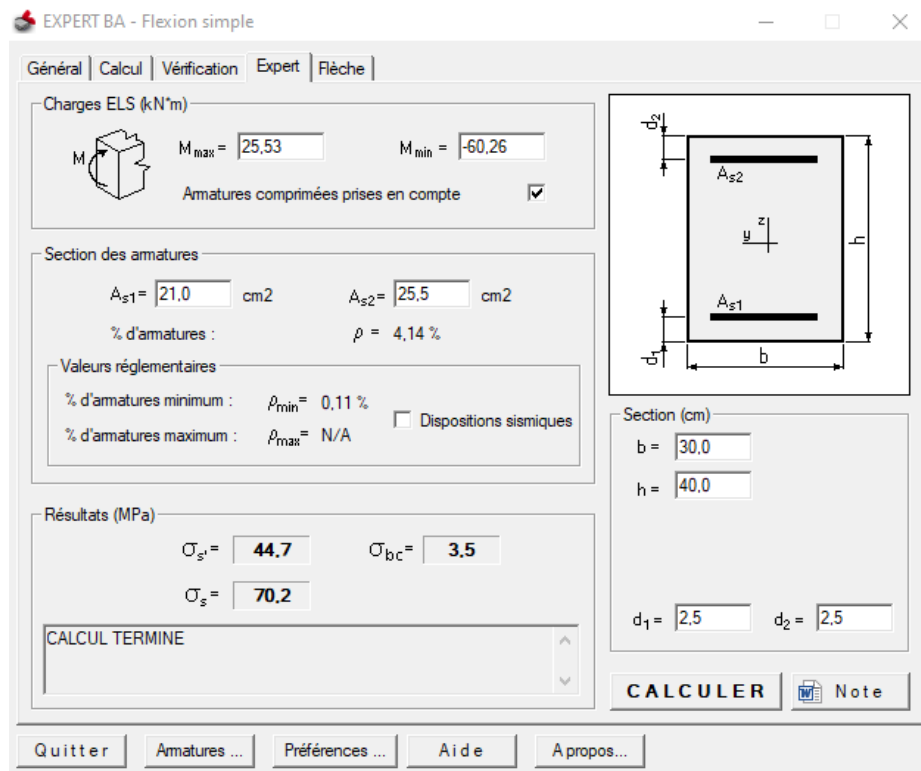


Figure V.26. Vérification Contrainte de béton et acier poutre principale 1

❖ **Poutre principale 2:**

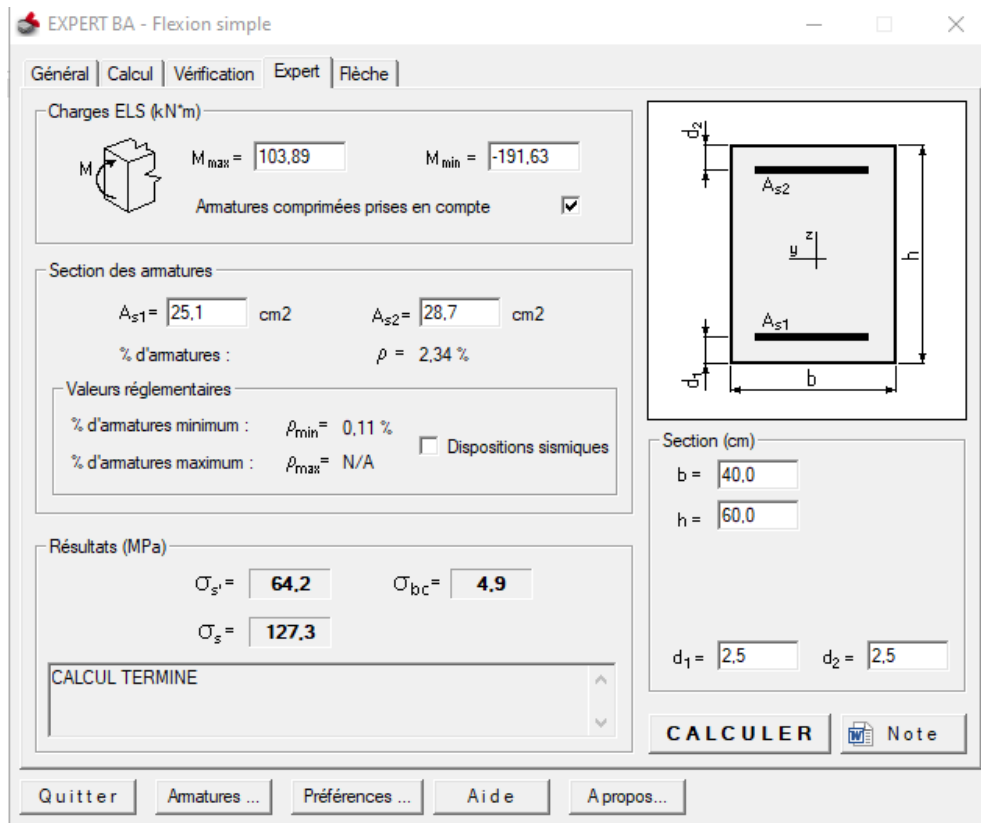


Figure V.27. Vérification Contrainte de béton et acier poutre principale 2

❖ **Poutre secondaire:**

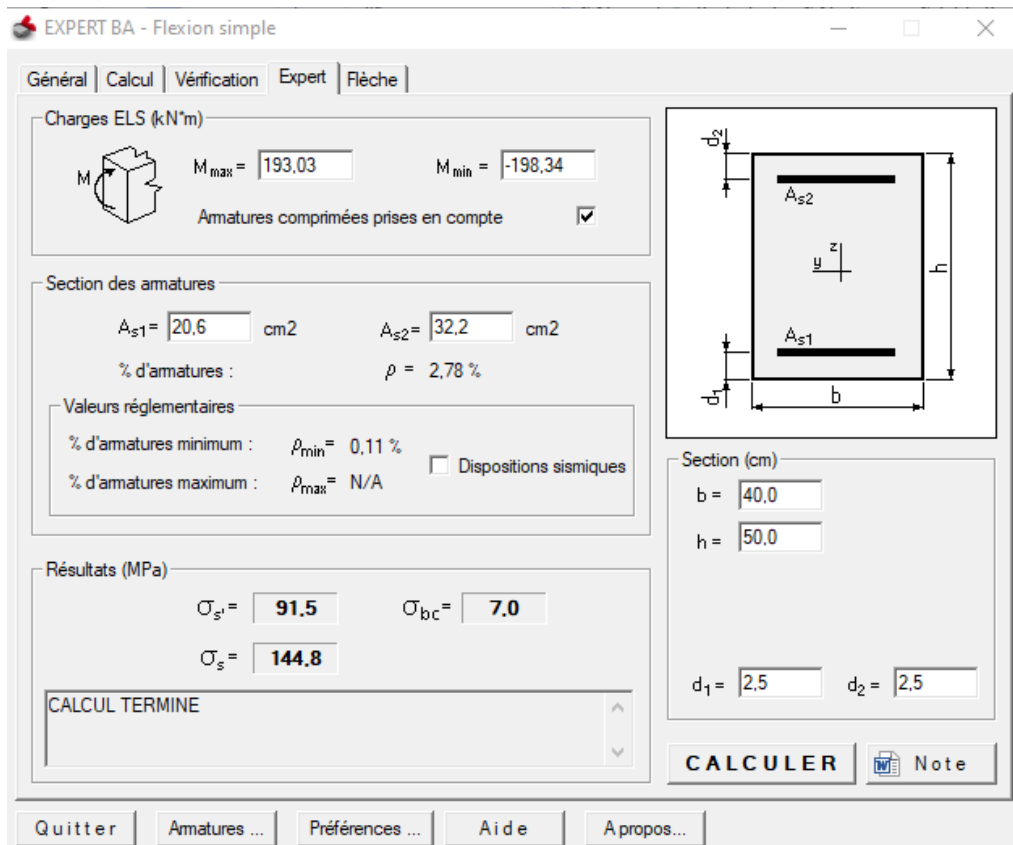


Figure V.28. Vérification Contrainte de béton et acier poutre secondaire

❖ Poutre porteuse 1:

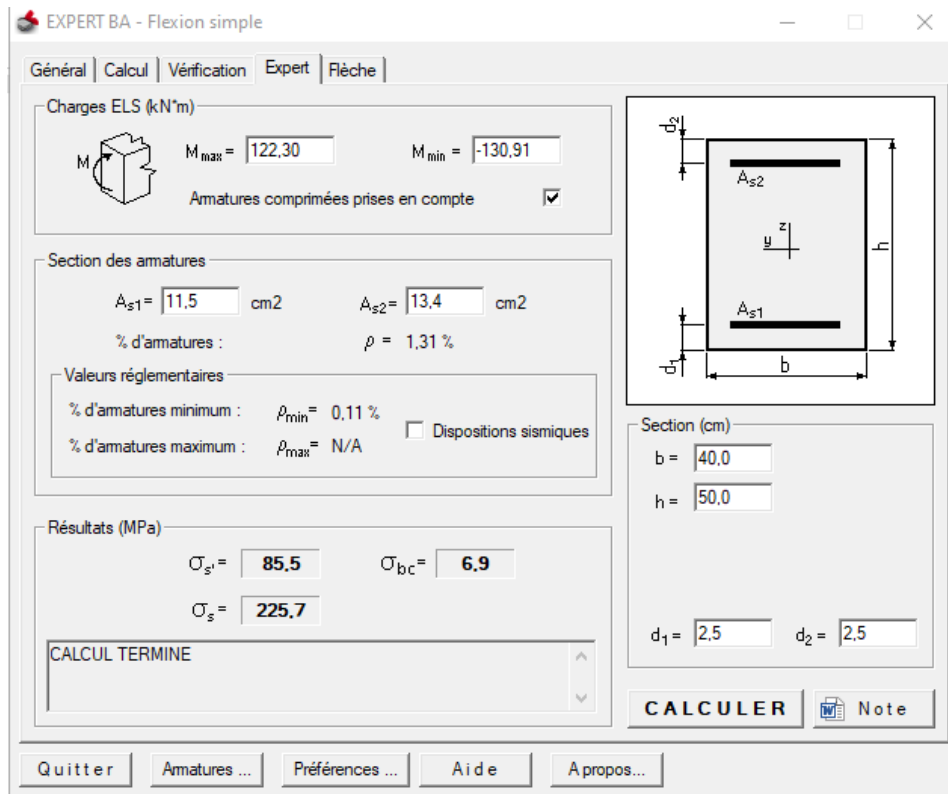


Figure V.29. Vérification Contrainte de béton et acier poutre porteuse 1

❖ Poutre porteuse 2:

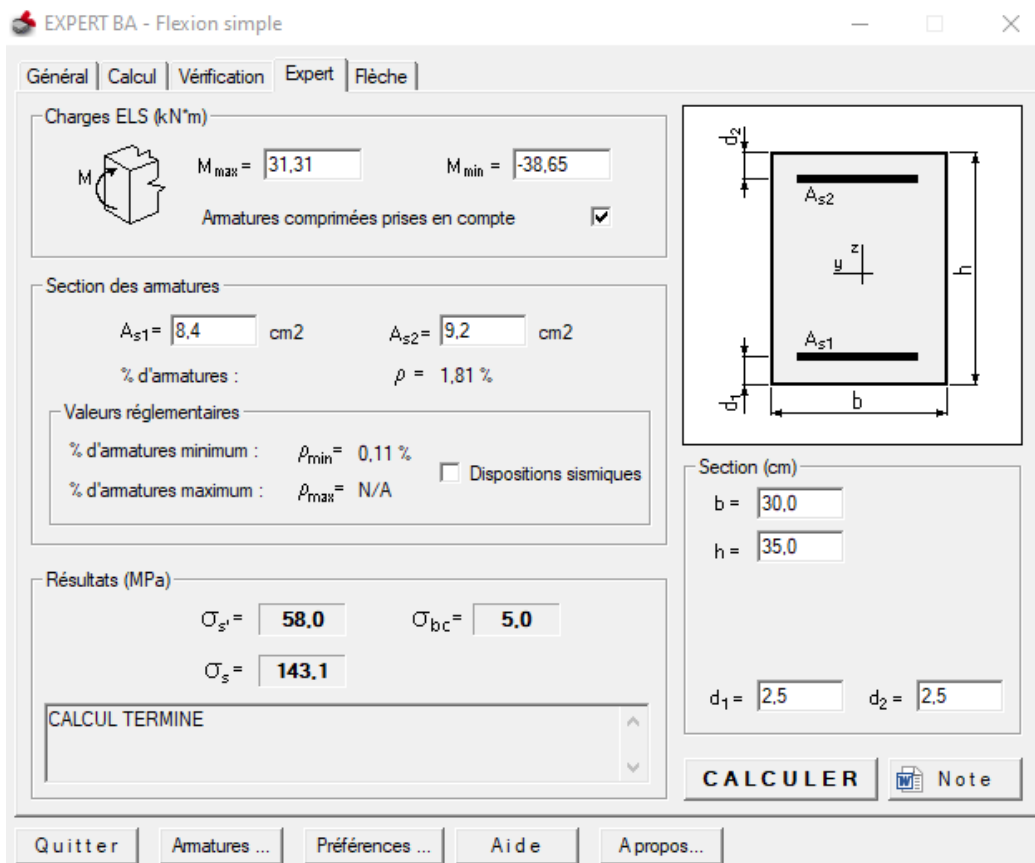


Figure V.30. Vérification Contrainte de béton et acier poutre porteuse 2

❖ **Poutre non porteuse:**

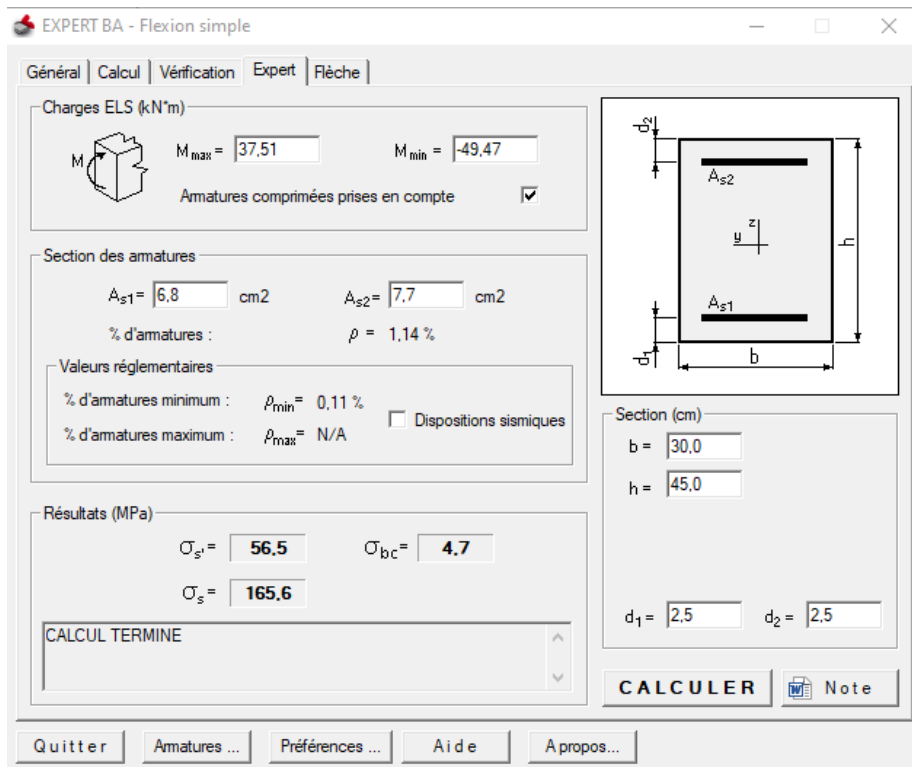


Figure V.31. Vérification Contrainte de béton et acier poutre non porteuse

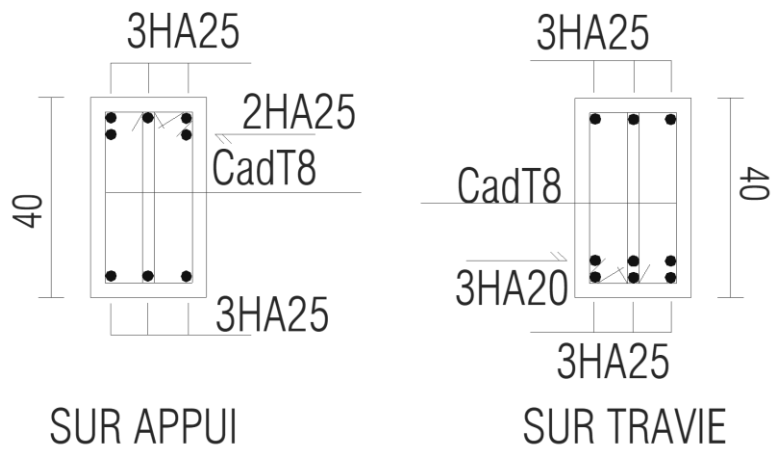
❖ **A la flèche :**

si l<500	fd(ELS)	≤L/500				
si l>500	fd(ELS)	≤L/1000 +0,5	flèche adm			
	fd(ELS)	L>500	l<500	L/500	L/1000+0,5	Vérification
PP 1	0,158		410	0,82		CV
PP 2	0,215	715		0	1,215	CV
PS	0,351	670		0	1,17	CV
Pporteuse1	0,671	710		0	1,21	CV
Pporteuse 2	0,257		380	0,76		CV
PNP	0,199	620		0	1,12	CV

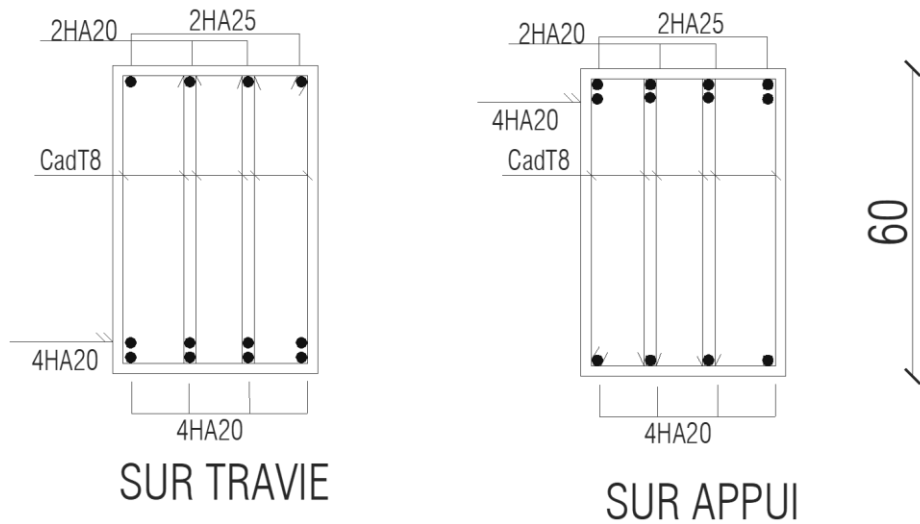
Figure V.32. Vérification les poutres a la flèche

V.3.5. Schéma de ferrailage transversal

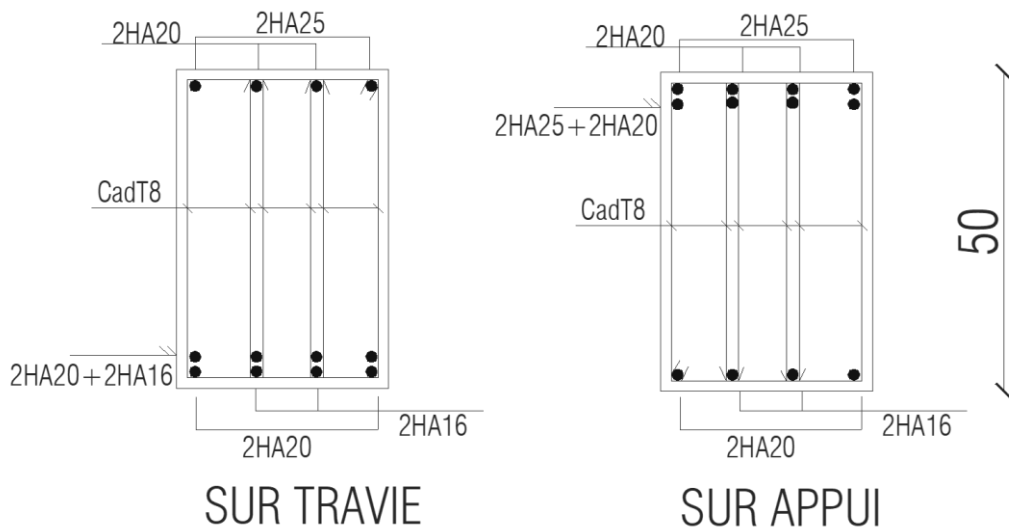
❖ PP 1 (30X40) :



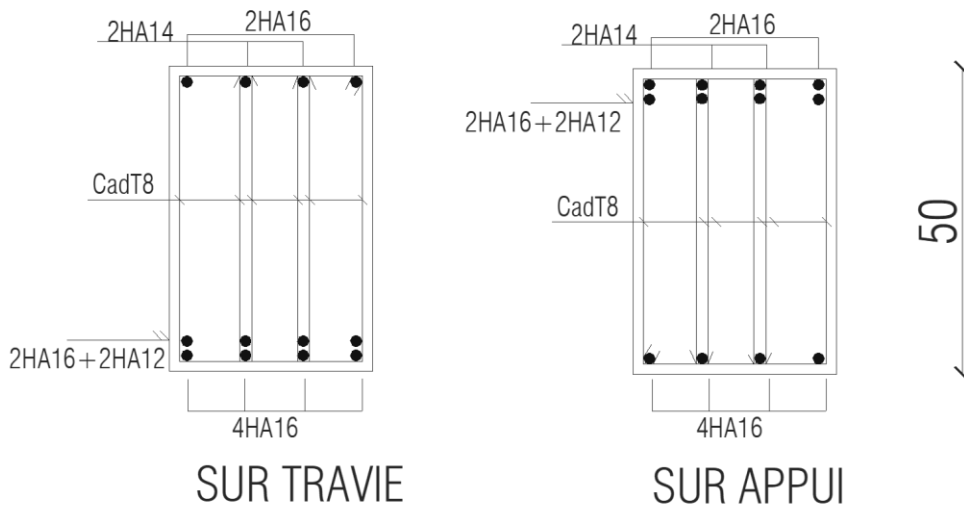
❖ PP 2 (40X60) :



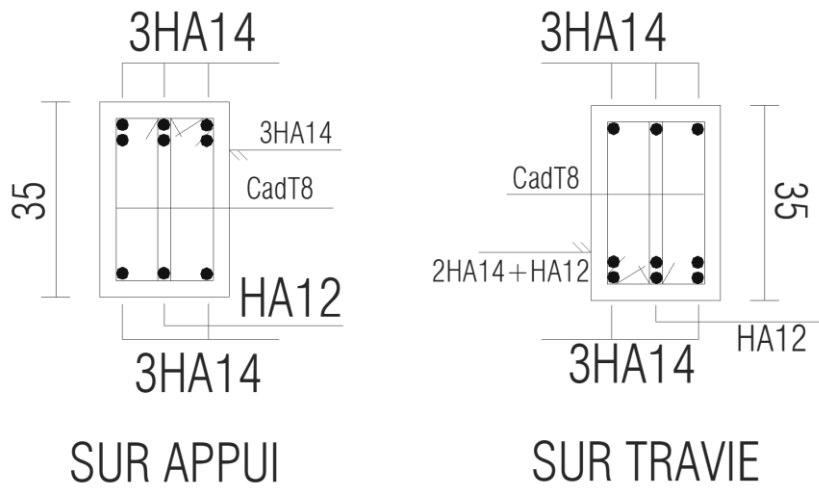
❖ PS (40X50) :



❖ **P Porteuse 1 (40X50) :**



❖ **P Porteuse 2 (30X35) :**



❖ **PNP (30X45) :**

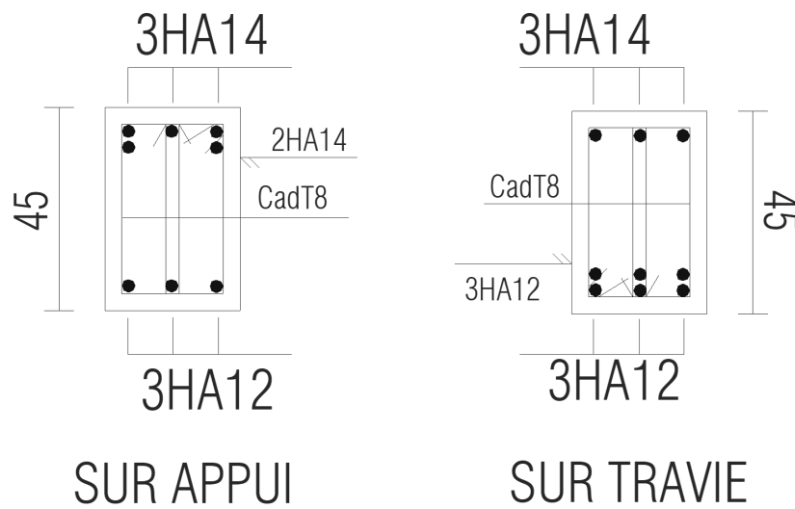


Figure V.33. Schéma de ferrailage des poutres.

V.4. Étude des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA Version 2024(Art 7.7.4). 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.

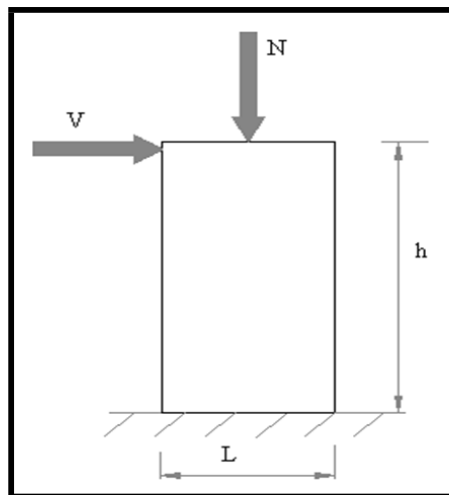


Figure V.34 : schéma statique de voile.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

Selon BAEL : ELU : $1.35G + 1.5Q$

Selon RPA 2024 (situation accidentelle) : Acc :

$$G + \psi Q + Ex + 0.3Ey$$

$$G + \psi Q + 0.3Ex + Ey$$

$$G + \psi Q + Ex - 0.3Ey$$

$$G + \psi Q + 0.3Ex - Ey$$

$$G + \psi Q - Ex + 0.3Ey$$

$$G + \psi Q - 0.3Ex + Ey$$

$$G + \psi Q - Ex - 0.3Ey$$

$$G + \psi Q - 0.3Ex - Ey$$

AVEC : $f_{c28} = 30MPa$

$$F_e = 400MPa$$

$$F_e = 235MPa$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

V.4.1. Recommandation

❖ Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ 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.
- ✓ Eléments de rives:

- La longueur de l'élément de rive doit respecter : $lc \geq \max(0.15lw; 1.5bw)$

Avec:

lw : longueur du voile

bw : largeur de l'âme du voile

- Un pourcentage minimal de 0.5% de la surface de la zone confinée.

- Un espacement de : $st \leq 20\text{cm}$

Avec :

$\phi l \geq 12\text{mm}$.

✓ **L'âme:**

-Le diamètre maximal, $\phi l \max : 8\text{mm} \leq \phi l \max \leq bw / 8$

-L'espacement des armatures d'âme : $St \leq 25\text{cm}$ ou $25 \times \phi l$

❖ Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher

de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

$St \leq 20\text{cm}$.

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

avec:

• \bar{V} : effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V_{u,calcul}$

• z: distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

❖ Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m²

- La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_1), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09 \times st \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ (formule 7.26 RPA 2024)}$$

$$A_t \geq 0.3 \times st \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \times \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ (formule 7.27 RPA 2024)}$$

Avec :

b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive.

(A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

-Espace $st \leq \min(b_0/3, 12.5 \text{ cm}, 6 \cdot \phi_{\min})$ (formule 7.25 RPA 2024)

Avec :

$\phi \geq 12 \text{ mm}$.

❖ **Recouvrements :**

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

60 Φ pour les zones IV V VI

50 Φ pour les zones I II III

	Valeur
Lw(cm)	320
bw(cm)	20
Lc(cm)	50

Tableau V.20. La longueur de l'élément de rive

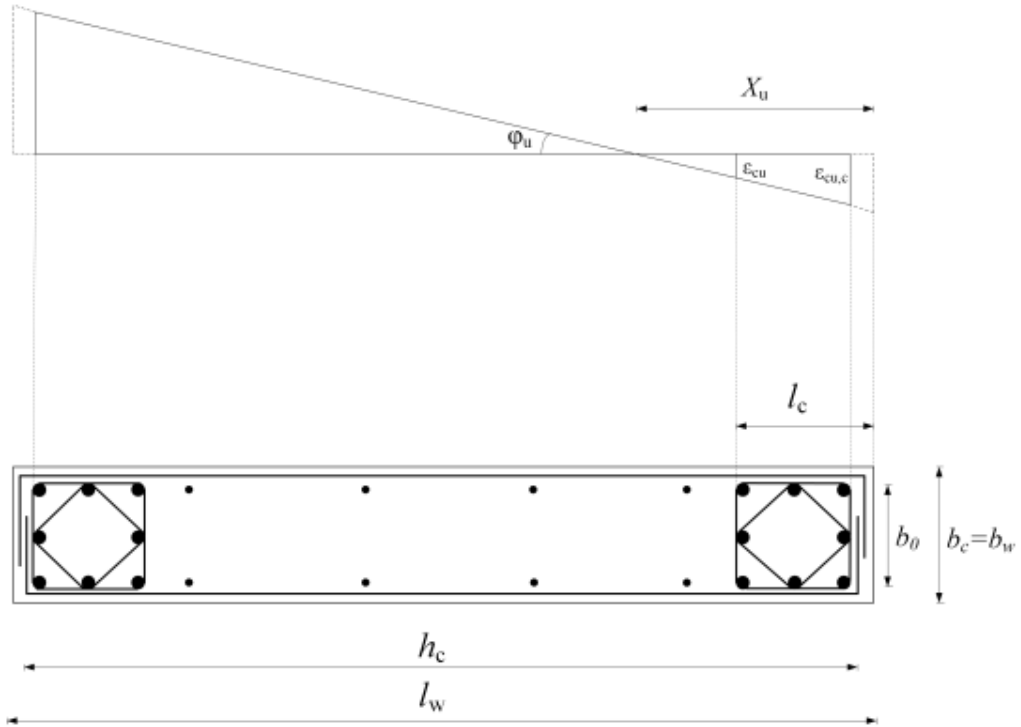


Figure V.35 : Eléments de rive pour les voiles

	Valeur	verification
Lc(m)	0.5	Lc < 2bc , 0.2Lw
bc(m)	0.5	bc > he/15
Lw(m)	3.2	
he(m)	3.4	

Tableau V21. La longueur de l'élément de rive

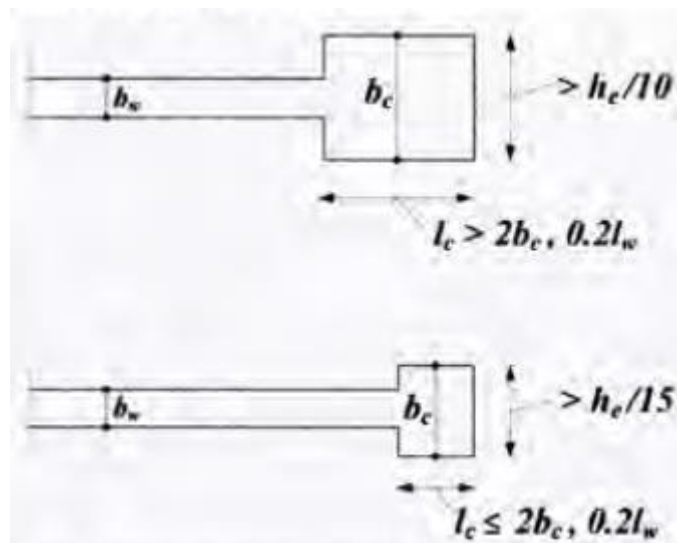


Figure V.36 : Epaisseur minimale des éléments de rive confine

V.4.2. Calcul du ferrailage et les sollicitations maximales dans les voiles :

Formule :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \end{cases} \text{ avec : } \begin{cases} B = e \times l \\ V = 0.5l \\ I = e \times l^3/12 \end{cases}$$

$$L_t = l \times \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right); L' = l - L_t$$

$$T = \frac{\sigma_{min} \times b_0}{2} \times L_t$$

$$A_t = \frac{T}{f_e}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

❖ Voile 1 sens Y-Y :

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σg(Mpa)	σd(Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	505,86	-2,56	-9,11	1,43	1,38	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	380,83	-1371,49	-924,72	13,76	-11,64	0,83	0,00	24,01
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	583,71	-750,21	-523,05	8,57	-5,32	0,69	0,00	9,18
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	231,94	-1148,81	-765,34	11,28	-9,99	0,85	0,00	21,12
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	87,39	-7,95	8,22	0,32	0,17	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	464,16	1145,85	754,18	-9,32	11,90	0,79	18,42	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	608,71	4,99	-19,38	1,64	1,74	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	315,27	1368,53	913,56	-11,80	13,55	0,84	24,71	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	112,39	747,25	511,89	-6,61	7,23	0,86	14,19	0,00

Figure V.37. Sollicitations maximales dans le voile 1 à Y-Y.

❖ Voile 2 sens Y-Y :

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σg(Mpa)	σd(Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	1314,05	12,96	60,16	3,63	3,88	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	2516,84	1302,38	-422,67	-5,57	19,95	0,38	5,31	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	992,12	218,09	-28,91	0,70	4,97	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	2743,39	1419,71	-469,66	-6,07	20,75	0,38	5,79	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	1747,3	609,21	-185,53	-0,98	10,96	0,14	0,35	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	-1084,33	-1404,47	545,75	10,66	-16,86	1,07	0,00	45,18
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	-88,23	-593,97	261,62	5,57	-6,07	0,91	0,00	13,85
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	-857,78	-1287,13	498,76	10,16	-15,06	1,05	0,00	39,35
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	666,95	-202,84	105	3,89	-0,08	0,04	0,00	0,01

Figure V.38. Sollicitations maximales dans le voile 2 à Y-Y.

❖ Voile 3 sens Y-Y :

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	1445,57	13,38	60,36	4,00	4,26	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	2437,92	1242,38	-408,2	-5,20	19,14	0,37	4,87	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	932,49	30,14	42,8	2,37	2,96	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	2727,32	1471,86	-499,38	-6,63	21,02	0,40	6,66	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	1897,15	795,07	-261,11	-2,37	13,21	0,27	1,57	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	-898,65	-1456,23	576,47	11,70	-16,83	1,03	0,00	43,45
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	-68,48	-779,44	338,21	7,44	-7,83	0,90	0,00	17,57
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	-609,25	-1226,75	485,3	10,28	-13,76	1,00	0,00	34,45
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	896,18	-14,51	34,29	2,70	2,42	0,00	0,00	0,00

Figure V.39. Sollicitations maximales dans le voile 3 à Y-Y.

❖ Voile 4 sens Y-Y :

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	1013,08	2,13	94,23	3,35	3,41	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	1941,3	746,13	-206,57	-3,48	16,42	0,26	2,28	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	465,7	-98,5	107,83	2,87	0,24	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	2318,23	959,08	-290,54	-5,06	20,52	0,30	3,75	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	1722,14	611,31	-172,04	-2,41	13,89	0,22	1,34	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	-1018,25	-957,29	411,86	9,37	-16,16	0,95	0,00	38,35
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	-422,16	-609,52	293,37	6,72	-9,53	0,88	0,00	20,97
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	-641,32	-744,35	327,9	7,79	-12,06	0,91	0,00	27,49
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	834,28	100,28	13,49	1,44	4,12	0,00	0,00	0,00

Figure V.40. Sollicitations maximales dans le voile 4 à Y-Y.

❖ Voile 5 sens Y-Y :

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	630,85	-1,88	65,71	2,13	2,08	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	1700,93	-951,31	-339,38	18,35	-7,01	0,41	0,00	7,27
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	1226,85	-524,89	-168,26	11,09	-2,91	0,31	0,00	2,27
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	1422,32	-793,9	-275,51	15,33	-5,84	0,41	0,00	6,05
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	298,15	-0,18	44,64	1,00	0,99	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	-582,28	791,74	362,43	-12,50	8,62	0,89	27,74	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	541,88	-1,98	42,28	1,83	1,78	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	-860,89	949,15	426,3	-15,52	9,79	0,92	35,71	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	-386,81	522,73	255,19	-8,26	5,68	0,89	18,35	0,00

Figure V.41. Sollicitations maximales dans le voile 5 à Y-Y.

❖ Voile 6 sens Y-Y :

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	836,66	-4,18	23,95	2,02	1,96	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	4228,73	2324	-735,81	-5,74	20,80	0,38	5,47	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	4702,02	464,77	-398,13	8,03	14,36	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	2227,8	2475,63	-612,26	-11,54	20,25	0,72	20,75	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	-1967,75	970,18	13,69	-11,28	1,91	1,80	50,65	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	-1088,79	-2482,68	640,8	14,30	-19,48	1,21	0,00	58,99
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	3106,76	-977,23	14,85	14,04	0,75	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	-3089,72	-2331,05	764,35	8,50	-23,21	1,54	0,00	89,21
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	-3563	-471,82	426,68	-5,27	-11,69	0,00	0,00	0,00

Figure V.42. Sollicitations maximales dans le voile 6 à Y-Y.

❖ Voile 7 sens Y-Y :

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	1043,28	25,19	-8,5	2,31	2,66	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	4145,42	2208,18	-642,19	-5,15	20,48	0,36	4,64	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	1320,56	494,46	-130,59	-0,22	6,51	0,07	0,04	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	4414,59	2326,03	-686,74	-5,31	21,03	0,35	4,68	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	2217,79	887,32	-279,08	-0,76	11,32	0,13	0,25	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	-3028,37	-2295,29	671,03	8,40	-22,82	1,53	0,00	87,58
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	-831,57	-856,57	263,38	3,85	-7,81	1,41	0,00	27,46
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	-2759,2	-2177,43	626,49	8,24	-21,38	1,52	0,00	81,02
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	65,66	-463,72	114,88	3,31	-3,00	1,00	0,00	7,48

Figure V.43. Sollicitations maximales dans le voile 7 à Y-Y.

❖ Voile 1 sens X-X :

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	998,27	-24,5	13,9	1,75	1,58	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	2305,24	182,34	144,54	3,23	4,45	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	4331,05	1608,54	786,74	1,86	12,58	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	216,7	-848,78	-341,65	3,19	-2,47	1,31	0,00	8,07
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	-2630,75	-1828,54	-833,91	1,71	-10,48	2,58	0,00	67,57
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	1131,46	820,11	358,75	-0,85	4,62	0,47	0,99	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	3978,91	1799,87	851	0,63	12,63	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	-957,08	-211,01	-127,44	-0,89	-2,30	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	-2982,89	-1637,2	-769,64	0,49	-10,43	2,87	0,00	74,73

Figure V.44. Sollicitations maximales dans le voile 1 à X-X.

❖ Voile 2 sens X-X :

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	1093,77	-34,62	-27,15	2,05	1,79	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	1284,41	82,61	116,13	1,95	2,56	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	-887,66	1030,58	906,95	-5,36	2,25	2,01	26,93	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	2460,96	-590,6	-467,39	6,50	2,14	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	3034,18	-1213,47	-1038,11	9,81	0,84	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	-999,65	547,05	430,55	-3,77	0,27	2,66	25,12	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	-1572,87	1169,91	1001,27	-7,08	1,56	2,34	41,33	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	176,9	-126,17	-152,97	0,78	-0,16	0,48	0,00	0,19
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	2348,96	-1074,14	-943,79	8,09	0,15	0,00	0,00	0,00

Figure V.45. Sollicitations maximales dans le voile 2 à X-X.

❖ Voile 3 sens X-X :

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	1360,86	-61,65	117,03	2,31	1,95	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	-2205,92	-94,17	388,61	-3,17	-3,72	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	2401,74	1482,82	1320,76	-0,59	8,10	0,22	0,32	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	-3800,72	-1107,32	-369,79	-2,69	-9,18	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	-2914,26	-1894,32	-1207,25	1,00	-10,10	2,91	0,00	73,57
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	5642,82	1034,38	523,87	5,79	11,85	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	4756,36	1821,39	1361,33	2,10	12,77	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	4048,03	21,24	-234,53	6,26	6,39	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	-559,63	-1555,76	-1166,68	3,68	-5,43	1,91	0,00	25,90

Figure V.46. Sollicitations maximales dans le voile 3 à X-X.

❖ **Voile 4 sens X-X :**

Comb	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	Lt (m)	As_Gauche (cm ²)	As_Droite (cm ²)
ELU	1481,72	-61,62	-19,17	2,83	2,37	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex+0.3Ey	-1949,12	-93,01	468,14	-3,08	-3,76	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex+Ey	-2294,9	1016,87	1263,12	-7,78	-0,27	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ+Ex-0.3Ey	-366,25	-799,6	-278,47	2,31	-3,60	1,74	0,00	15,60
Acc.Hor_G+psiQ+0.3Ex-Ey	2981,33	-1338,44	-1225,58	10,17	0,29	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex+0.3Ey	2339,17	722,77	250,81	1,43	6,77	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex+Ey	-1008,41	1261,61	1197,92	-6,43	2,89	1,97	31,60	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-Ex-0.3Ey	3922,04	16,18	-495,8	6,82	6,94	0,00	0,00	0,00
Acc.Hor_G+psiQ-0.3Ex-Ey	4267,81	-1093,71	-1290,78	11,53	3,45	0,00	0,00	0,00

Figure V.47. Sollicitations maximales dans le voile 4 à X-X.

			Vx1			Vy6		
Ast(cm ²)			74.73			89.61		
Lt(m)			2.87			1.54		
Arpa élément de rive(cm ²)			5			5		
Choit armateur verticale de rive (trumeaux)			12HA16			12HA20		
St de rive (cm)			10			10		
Choit armateur verticale de l'ame			34HA14			18HA20		
St de ame(cm)			12.5			12.5		
At de rive(cm ²)			1.14			1.14		
Choit (cm ²)			4Ø8			4Ø8		
St de rive (cm)	min	choit	6.66		5	6.66		5
V(Kn)			833.91			764.35		
Ah de L'ame	Amin	St(cm)	5.12	0.33	15	5.12	0.33	15
Choit (cm ²)			7HA10			7HA10		

Tableau V.22. Calcul voile

❖ **Vérification contrainte de cisaillement selon RPA 2024(Art 7.7.2):**

- La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 4.66MPa$

- Vérifier la condition suivante

$$\tau_u = 4.66MPa \leq \bar{\tau}_u = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 6 MPa \dots \dots CV$$

❖ **Vérification contrainte de compression:**

- La contrainte de compression (ELS) est : $\sigma_{max} = 3.05 MPa$

Vérifier la condition suivante

$$\sigma_{max} = 3.05 MPa \leq 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa \dots \dots CV$$

V.4.3. Schéma de ferrailages de voile

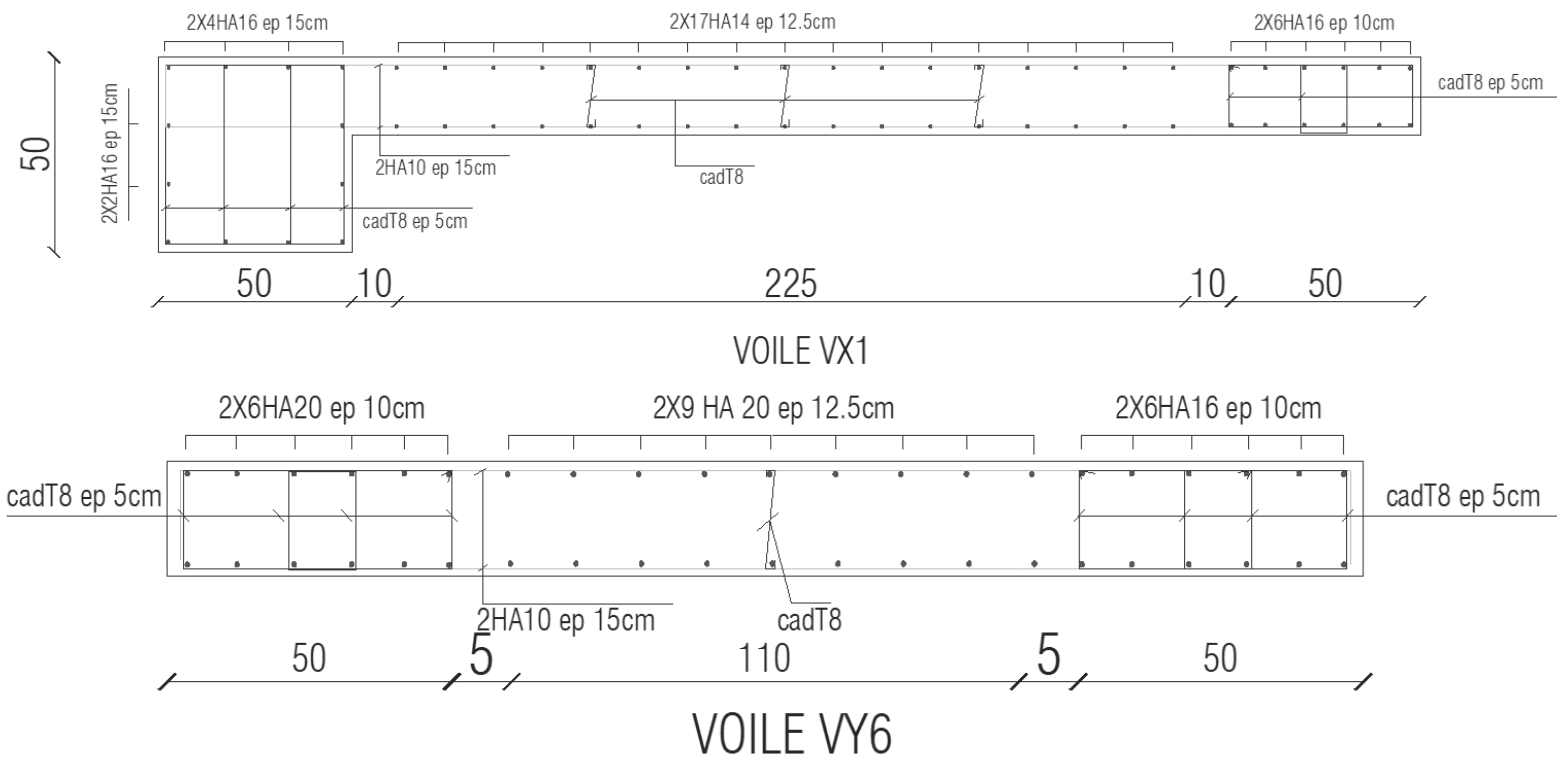


Figure V.48. Schéma de ferrailage des voiles.

IV.5. Conclusion :

Les nuance des aciers et résistance de béton a la compression :

- Les voiles :
 - Fe = 400MPa
 - F_{c28} = 25MPa
- Les poteaux :
 - Fe = 400MPa
 - F_{c28} = 25MPa
- Les poteaux :
 - Fe = 400MPa
 - F_{c28} = 25MPa

Chapitre VI

Etude de

l'infrastructure

VI.1. Introduction :

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

❖ Classification des fondations

Selon leur profondeur, on distingue 3 types :

- Les fondations superficielles $\frac{D}{B} \leq 4$
- Les fondations semi-profondes $4 < \frac{D}{B} < 10$
- Les fondations profondes $\frac{D}{B} \geq 10$

VI.2. Combinaisons de calcul

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) ; pour le ferrailage.

VI.3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5bar$.

La profondeur de la fondation doit être supérieure à **H/10**.

Avec : **H** : Hauteur totale de la Tour $H = 23.65m \Rightarrow H/10 = 2.365 m$

- ❖ Selon le rapport géotechnique de l'étude de sol du terrain le bon sol existe à une Profondeur de 1,50m.
- ❖ Finalement on prend dans les calculs une profondeur des fondations de 2.5m.

VI.4. Choix du type de fondation

Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure on détermine les surfaces des fondations des éléments de structure en tant que semelles isolées pour les poteaux et semelles continues pour les voiles.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

$$\text{La surface de la semelle est donnée par : } S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{34251,79}{250} = 7.35m^2$$

$$\text{Avec : } N = G_T + Q_T$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5bar = 250KN/m^2$$

$$\text{Surface totale du bâtiment : } 388.72 m^2$$

$$\text{Surface totale de la semelle : } 235.2 m^2$$

$$S_s / S_b = 0,61 > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le « **radier général** ».

VI.5. Pré dimensionnement du radier :

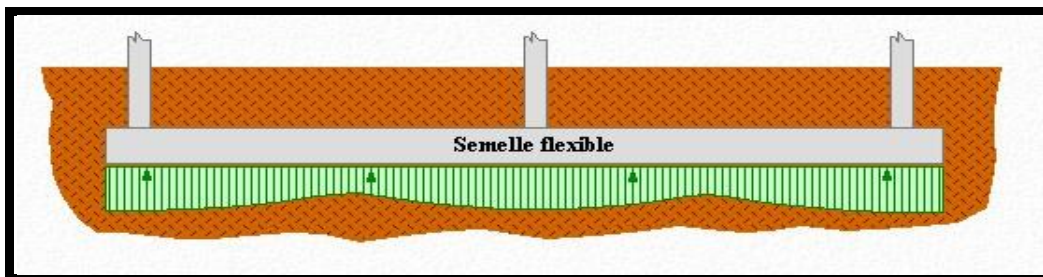


Figure VI.1. Semelle flexible sur sol Homogène

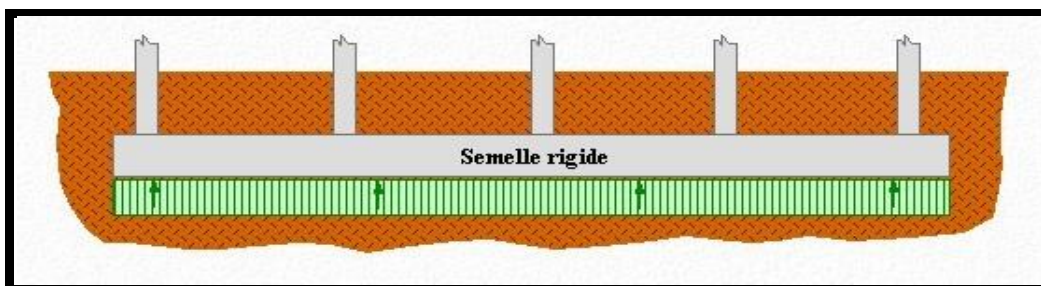


Figure VI.2. Semelle rigide sur sol Homogène

En a choisit un Radier Rigide pour une transformation des contraintes uniforme et aussi pour éviter le tassement différentiel.

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

➤ **Hauteur du radier**

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes :

1- Condition forfaitaire ;

2-Condition de rigidité ;

Sous réserves des deux autres conditions :

3- Condition de non cisaillement ;

4- Condition de non poinçonnement.

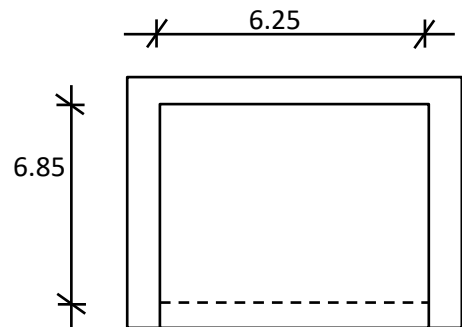


Figure VI.3. Grand surface de panneau

1) Condition forfaitaire:

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L = 6.85\text{m} \Rightarrow 85.62\text{cm} \leq h \leq 133\text{cm} \text{ (On prend } h = 120\text{cm)}$$

1) Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

L_e : longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

E : module d'Yong du béton (E=3,2.10⁴ Mpa) ;

I : Moment d'inertie du radier ;

b : largeur du panneau le plus sollicité.

Pour notre cas :

$$b = 6.85\text{m}.$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2b}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (5)}{(3,2 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 6,85}{3,14}\right)^4} = 0,55m$$

⇒ On prend $h = 70\text{cm}$

- **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{685}{10} = 68,5\text{cm}$$

On prendra $h_n = 70\text{ cm}$.

- **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{685}{20} = 34,25\text{cm}$$

On prendra $e = 60\text{cm}$

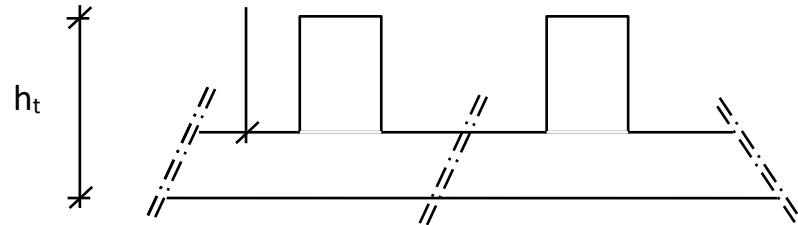


Figure VI.4. Schéma de radier

Le choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci avant nous amène à choisir les dimensions de Radier comme suite :

- Épaisseur de la dalle du radier égale à $e = 60\text{ cm}$.
- Hauteur des nervures égale à $h_n = 70\text{ cm}$ et 120cm .
- Choix de la Largeur de la nervure du radier : en prend $b = 70\text{ cm}$.

NB : Pour valider la stabilité de la structure on a adopté une hauteur de nervure de radier dans sens X 70cm et dans sens Y 120cm .

VI.6. Vérification du radier

❖ Vérification de contrainte de sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol par les combinaisons de charge :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

ELA : $G+\psi Q+1.4(Ex+0.3Ey)$

$G+\psi Q+1.4(0.3Ex+Ey)$

$G+\psi Q+1.4(Ex-0.3Ey)$

$G+\psi Q+1.4(0.3Ex-Ey)$

$G+\psi Q-1.4(Ex+0.3Ey)$

$G+\psi Q-1.4(0.3Ex+Ey)$

$G+\psi Q-1.4(Ex-0.3Ey)$

$G+\psi Q-1.4(0.3Ex-Ey)$

Les résultats de contrainte d'après logiciel ROBOT 2024

➤ **Distribution des contraintes à l'ELS**

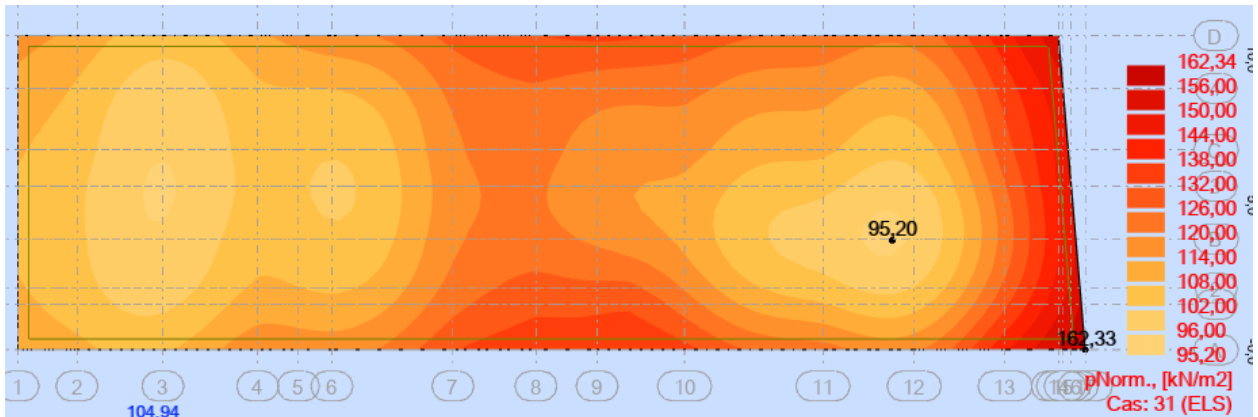


Figure VI.5. Distribution des contraint a ELS

$$\sigma_{max} = 1,62 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = 0,95 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1.45 \text{ Bar} < 2,50 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Distribution des contraintes à l'ELU**

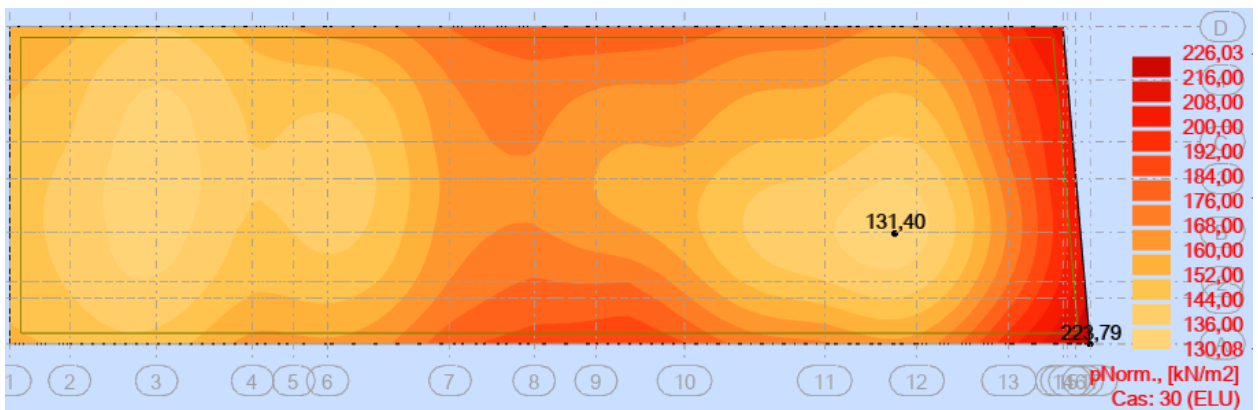


Figure VI.6. Distribution des contraint a ELU

$$\sigma_{max} = 2.23 \text{ Bar}$$

$$\sigma_{min} = 1.31 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 2 \text{ Bar} < 1.5 \times 2,5 = 3.75 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Distribution des contraintes à l'ELA**

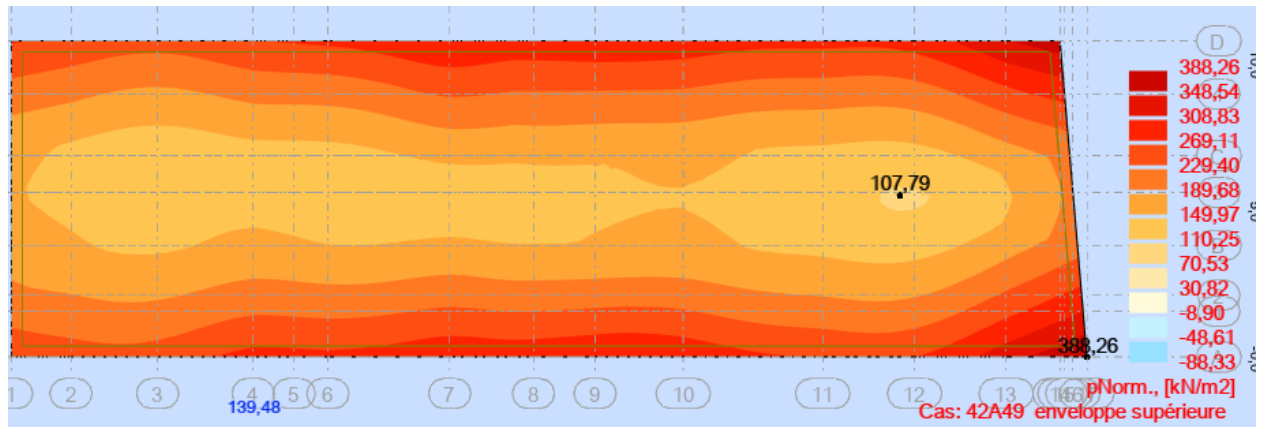


Figure VI.7. Distribution des contraintes à l'ELA

$$\sigma_{max} = 3.88 \text{ Bar}$$

⇒ Diagramme des contraintes trapézoïdal :

$$\Rightarrow \sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max}}{4} = 2.91 \text{ Bar} < 1.5 \times 2,5 = 3.75 \text{ Bar} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au non poinçonnement du radier**

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

P_u : la charge à l'ELU

a ; b : dimensions du poteau

h : hauteur de la dalle du radier

Poteaux du centre (0,7m x 0,7m)	
P_u	2815,79KN
a	0.7 m
b	0,7 m
h	1,20 m
U_c	7.6 m
f_{c28}	30MPa
$0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	8208KN
Contrainte de cisaillement $\tau = P_u / (h \times U)$	308.74 KN/m ²
Contrainte de cisaillement maximale : $\tau_{Max} = 0,045 \times f_{c28} / \gamma_b$	900KN/m ²
Vérification	Condition vérifiée

Tableau VI.1. Impacte du poteau sur la dalle du radier

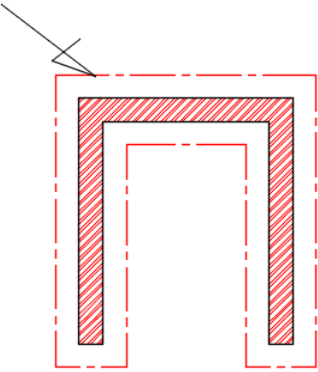
Voile d'ascenseur	
<p>Périmètre critique</p> 	
P_U	803.32KN
U_C	6.6m
h	0.6m
f_{c28}	30Mpa
$0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	3564KN
<p>Contrainte de cisaillement</p> $\tau = P_U / (h \times U)$	202.85KN/m ²
<p>Contrainte de cisaillement maximale :</p> $\tau_{Max} = 0,045 \times f_{c28} / \gamma_b$	900 KN/m ²
Vérification	Condition vérifiée

Tableau VI.2. Impacte du voile d'ascenseur sur la dalle du radier

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

On a:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ Mpa}$$

Les résulta de contrainte du cisaillement d'après logiciel ROBOT 2024

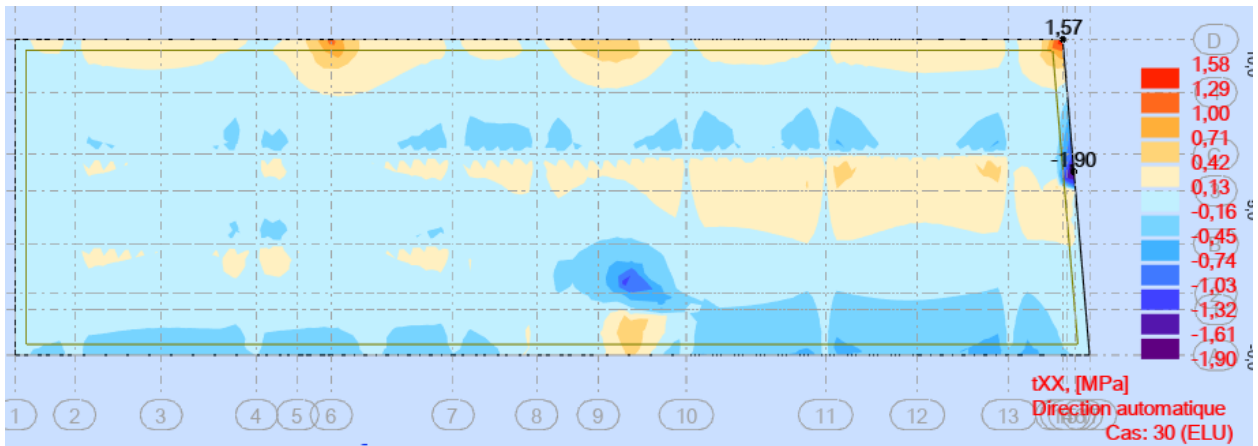


Figure VI.8. Distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx}

$$\tau_u = 1.90 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

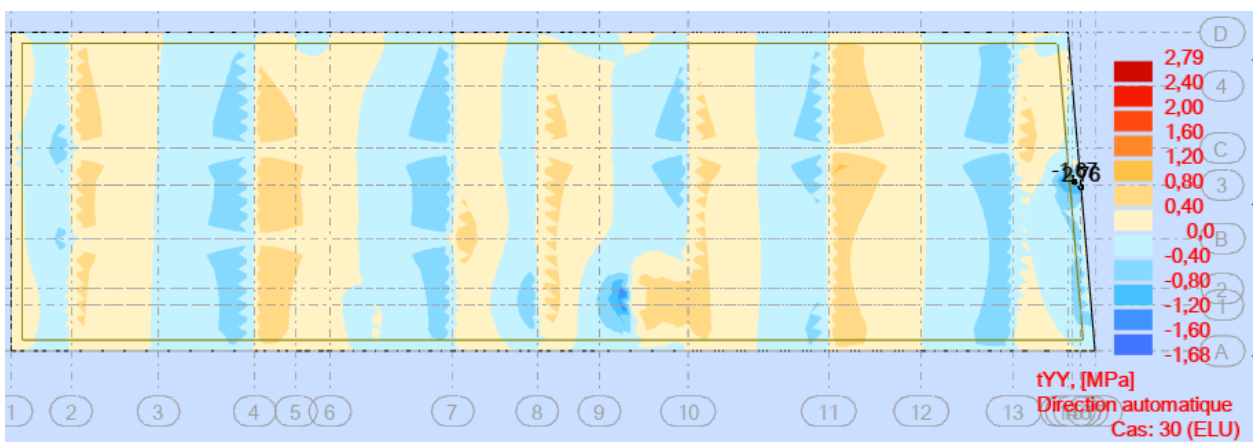


Figure VI.9. Distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy}

$$\tau_u = 2.76 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Caractéristiques géométriques du radier :**

	X (m)	Y (m)	Z (m)	Xg(m)	Yg(m)
1	36,62	10,75	0,60	18,31	5,375
2	35,70	10,75	0,60	17,85	5,375
Ix(m ²)	3791.07				
Iy(m ²)	43992.86				

Tableau VI.3. Géométries du radier

VI.7. Ferrailage de radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage est des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

Les tableaux suivant représentent les moment M_{xx} et M_{yy} d'après logiciel ROBOT 2024

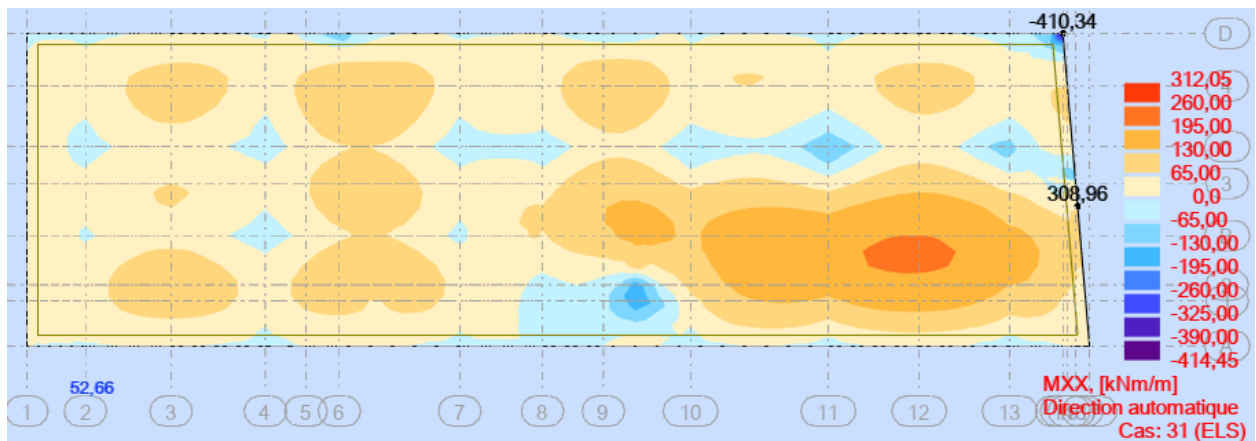


Figure VI.10 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{xx} «ELS»)

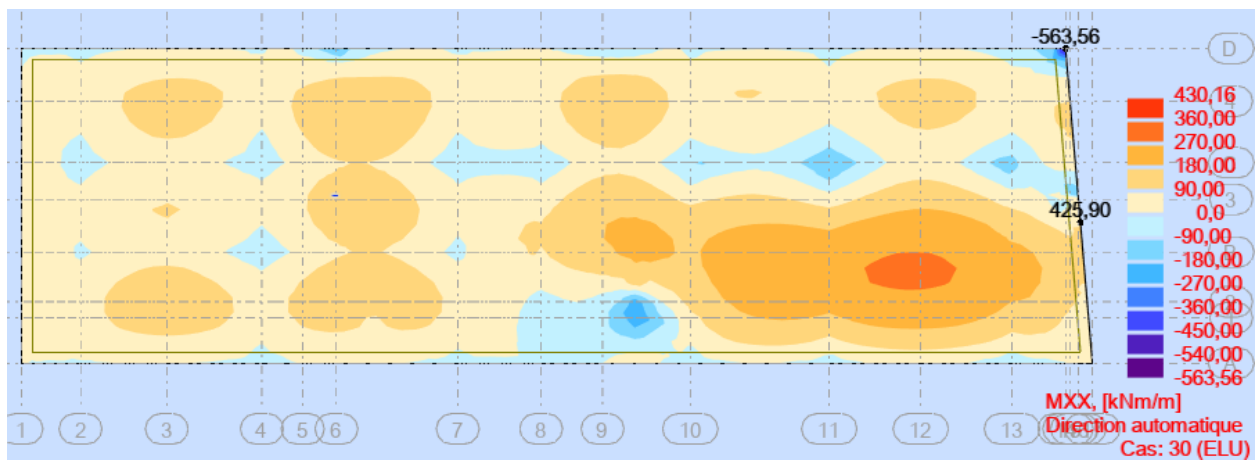


Figure VI.11 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{xx} «ELU»)

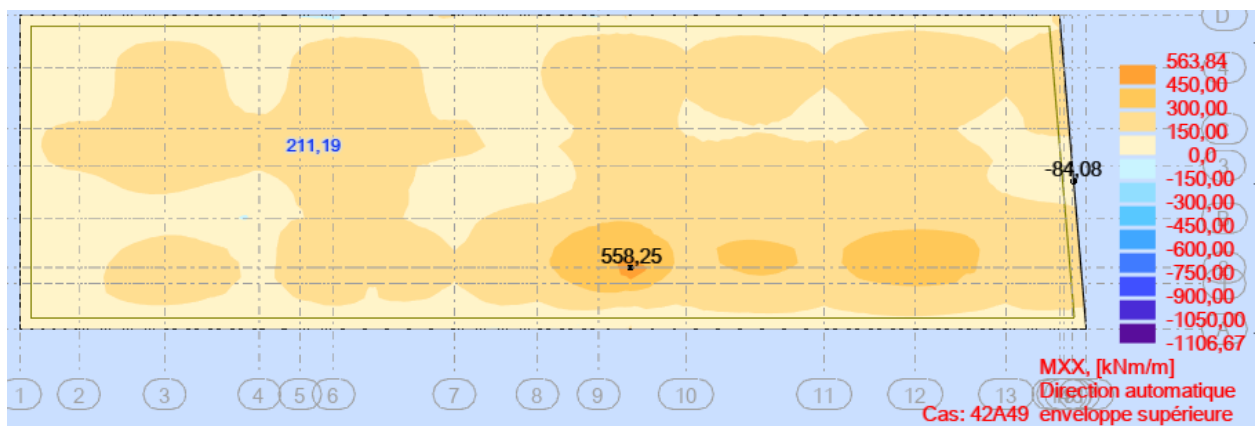


Figure VI.12 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: M_{xx} «ELA»)

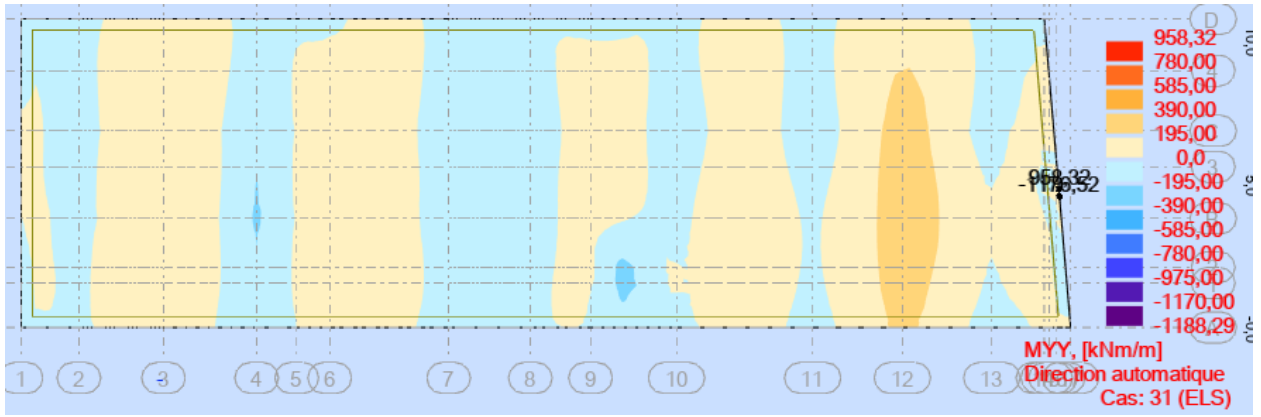


Figure VI.13 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: Myy «ELS»)

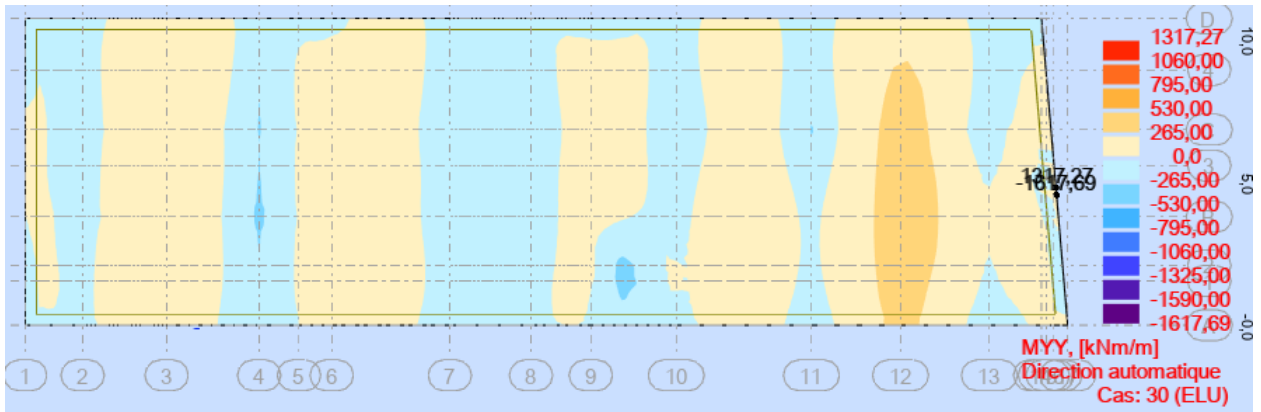


Figure VI.14 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: Myy «ELU»)

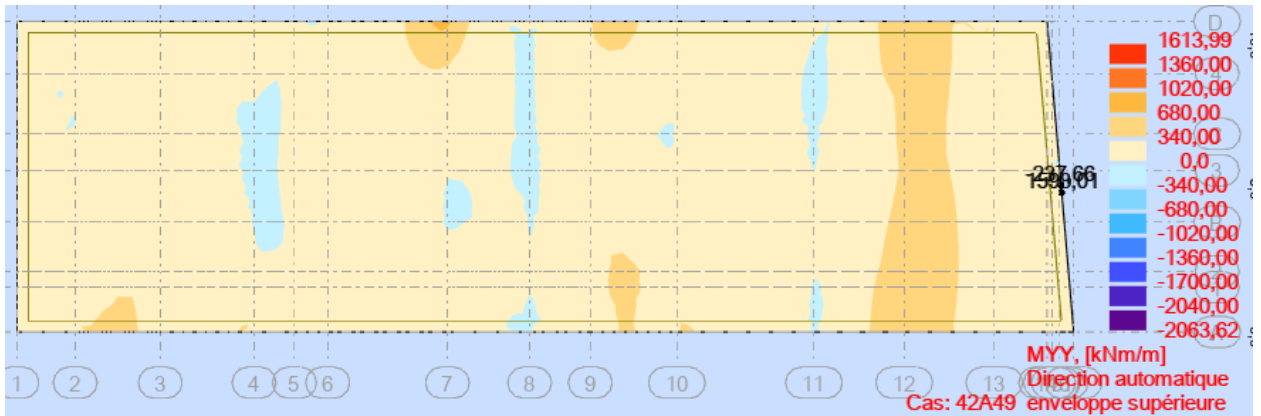


Figure VI.15 : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment: Myy «ELA»)

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	inferieure	supérieure	inferieure	supérieure	inferieure	supérieure
Radier	-563.56	425.90	-410.34	308.96	-84.08	558.25

Tableau VI .4. Récapitulatif des moments M_{xx} (KN.m)

Niveau	ELU		ELS		ACC	
	inferieure	supérieure	inferieure	supérieure	inferieure	supérieure
Radier	-1617.69	1217.27	-1176.52	958.32	-237.66	1598.01

Tableau VI .5. Récapitulatif des moments M_{yy} (KN.m)

Nappe supérieure :

✓ **Ferraillage suivant x-x :**

En calcule le ferraillage par le robot expert

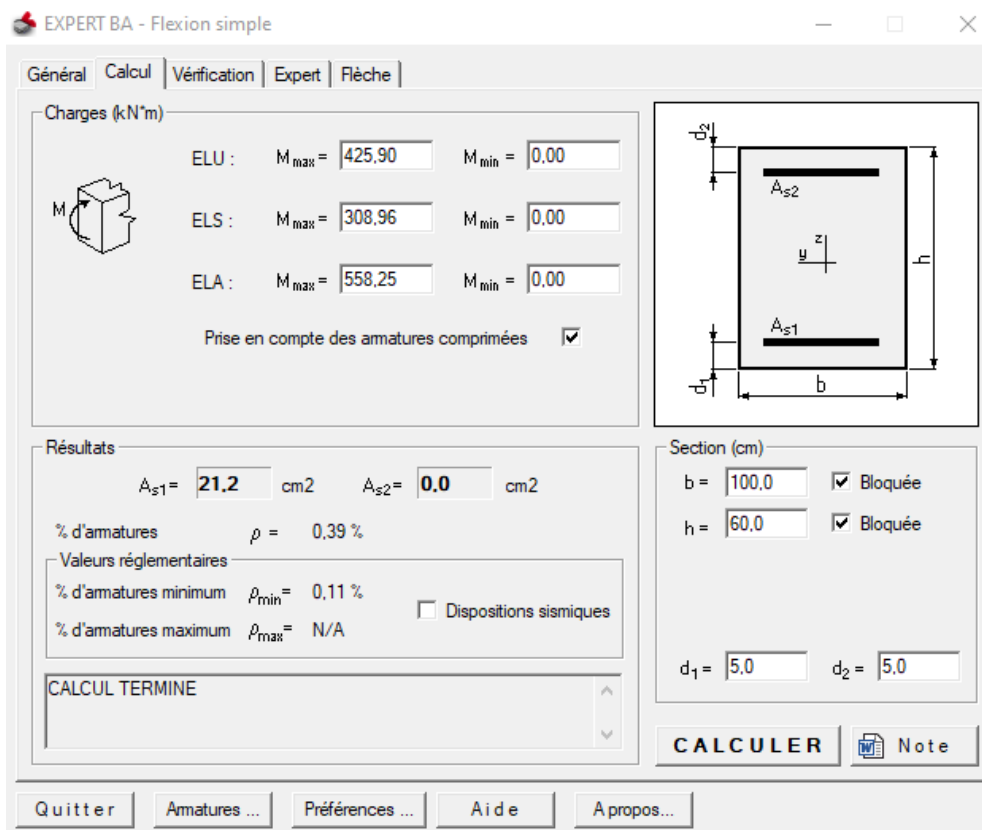


Figure VI .16. As cal de nappe sup suivant x-x.

On adopte : $14HA14 = 21.55 \text{ cm}^2$

✓ **Ferraillage suivant y-y :**

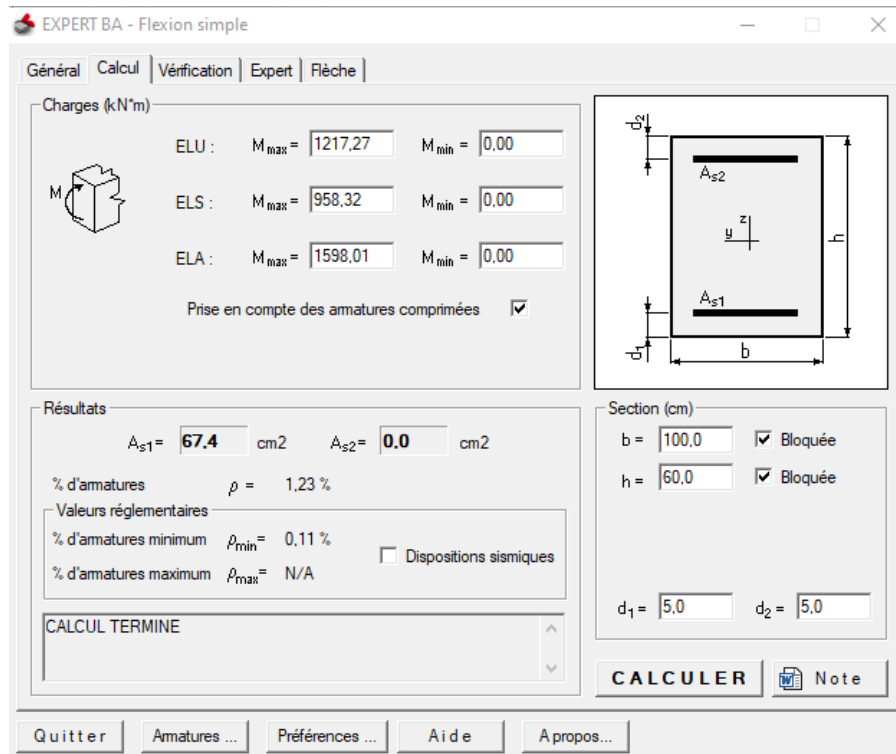


Figure VI .17. As cal de nappe sup suivant y-y.

On adopte : $10\text{HA}25+10\text{HA}16= 69.19\text{cm}^2$

Nappe inférieure

✓ Ferrailage suivant x-x :

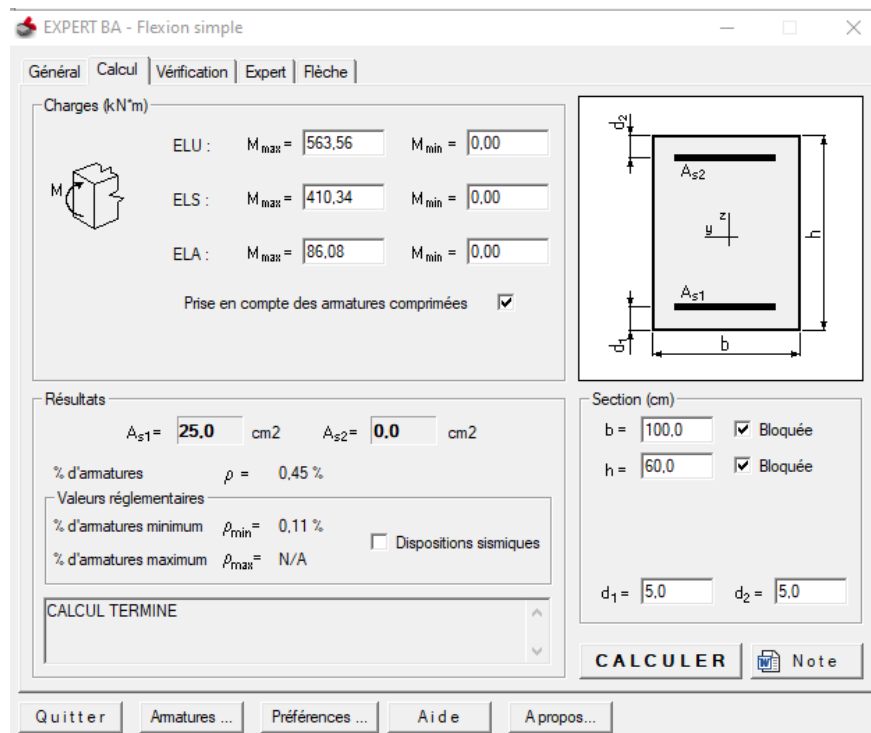


Figure VI.18. As cal de nappe inf suivant x-x.

On adopte : $14HA16=28.15cm^2$

✓ **Ferraillage suivant y-y :**

En calcule le ferraillage par le robot expert

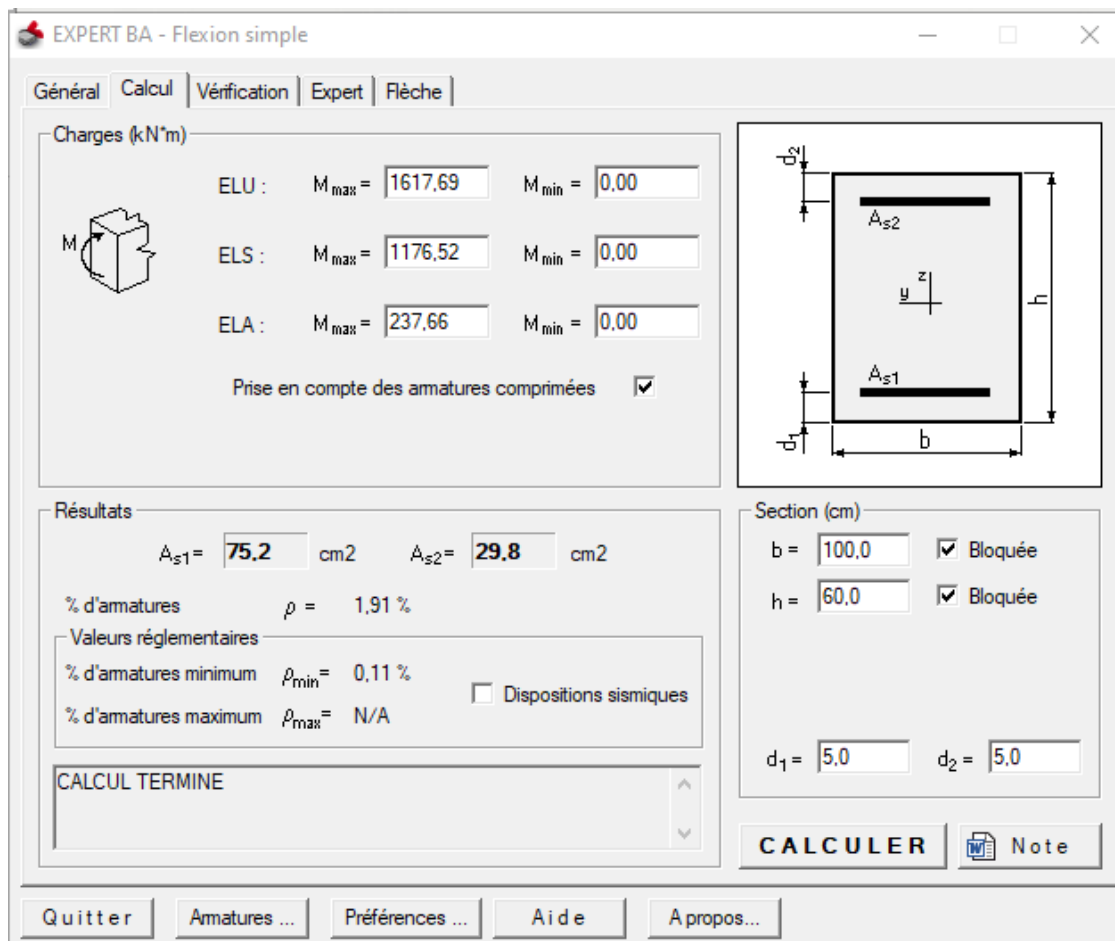


Figure VI.19. As cal de nappe inf suivant y-y.

On adopte : $10HA25+10HA20=80.50cm^2$

✓ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

	Localisation	$A_{\text{calculé}} (cm^2)$	Ferraillage	$S_t (cm)$
Sens XX	travier(Sup)	21.2	14HA14	15
	appui(Inf)	25	14HA16	15
Sens YY	travier (Sup)	67.4	10HA25+10HA16	10
	appui (Inf)	75.2	10HA25+10HA20	10

Tableau VI .6. Ferraillage du radier.

❖ Vérification à l'ELS

Il faut vérification des contraintes, Les résultats de la contrainte sont résumés dans le tableau suivant :

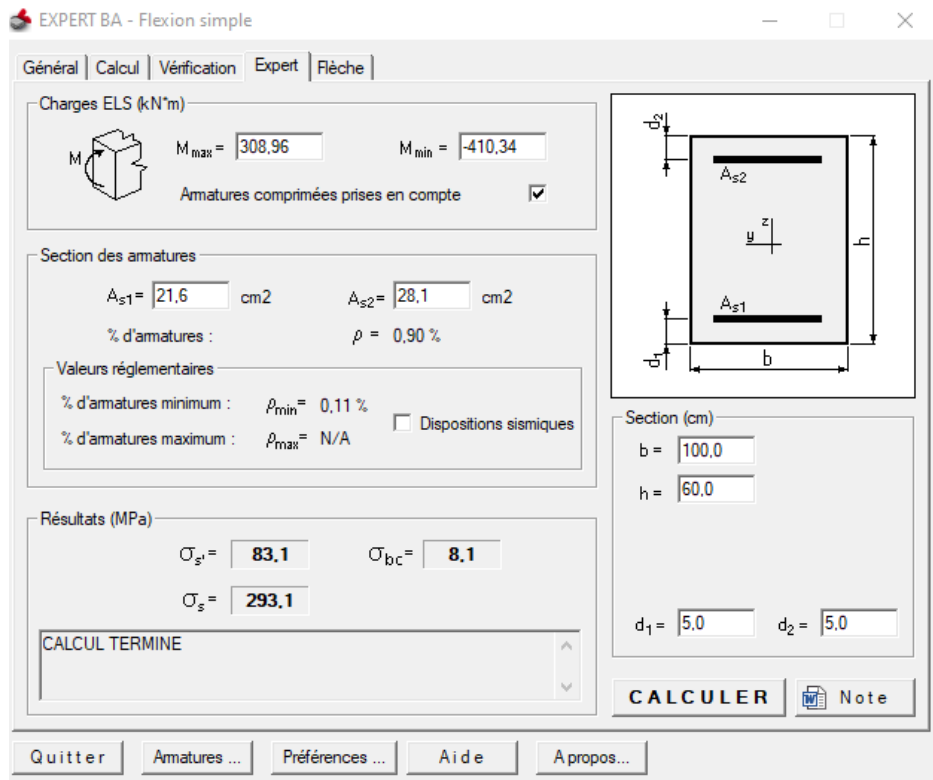


Figure VI.20 vérification des contraintes x-x

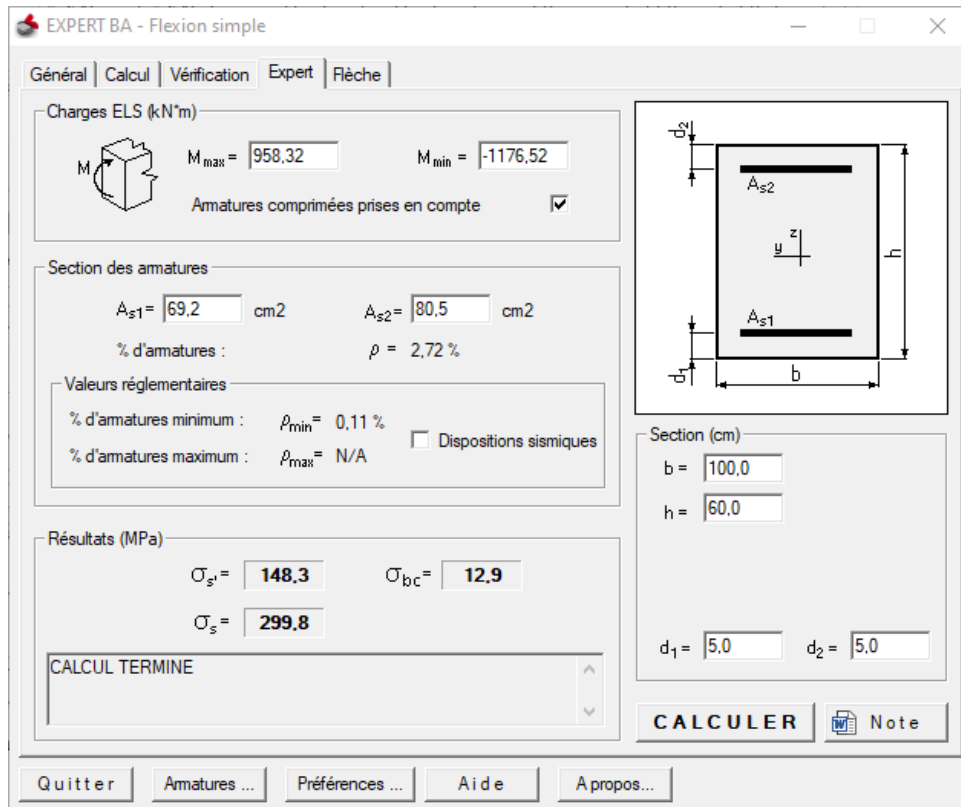


Figure VI.21 vérification des contraintes y-y

VI.8. Ferrailage de nervure

Le calcul se fait à la flexion simple la majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (ferrailage) s'effectue à l'état limite ultime.

La combinaison à considérer est essentiellement:

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

S'il y a lieu de tenir compte de l'action sismique E , les fondations doivent être dimensionnées selon les combinaisons suivantes:

$$G+\psi Q+1.4(E_x+0.3E_y)$$

$$G+\psi Q+1.4(0.3E_x+E_y)$$

$$G+\psi Q+1.4(E_x-0.3E_y)$$

$$G+\psi Q+1.4(0.3E_x-E_y)$$

$$G+\psi Q-1.4(E_x+0.3E_y)$$

$$G+\psi Q-1.4(0.3E_x+E_y)$$

$$G+\psi Q-1.4(E_x-0.3E_y)$$

$$G+\psi Q-1.4(0.3E_x-E_y)$$

❖ Sens X-X

En Appuis			En Travée			V
$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$	$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$	ELU(KN)
430.54	307.75	1242.61	-340.08	-245.80	-1057.01	689.61

Tableau VI .7. Les sollicitations de nervure de radier sens x-x.

❖ Sens Y-Y

En Appuis			En Travée			V
$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$	$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$	ELU(KN)
1046.44	746.08	3160.81	-1433.37	-1034.09	-2429.21	1513.97

Tableau VI .8. Les sollicitations de nervure de radier sens y-y.

- ❖ Calcul des armatures longitudinales:
- ❖ Sens X-X :
- ❖ En travée

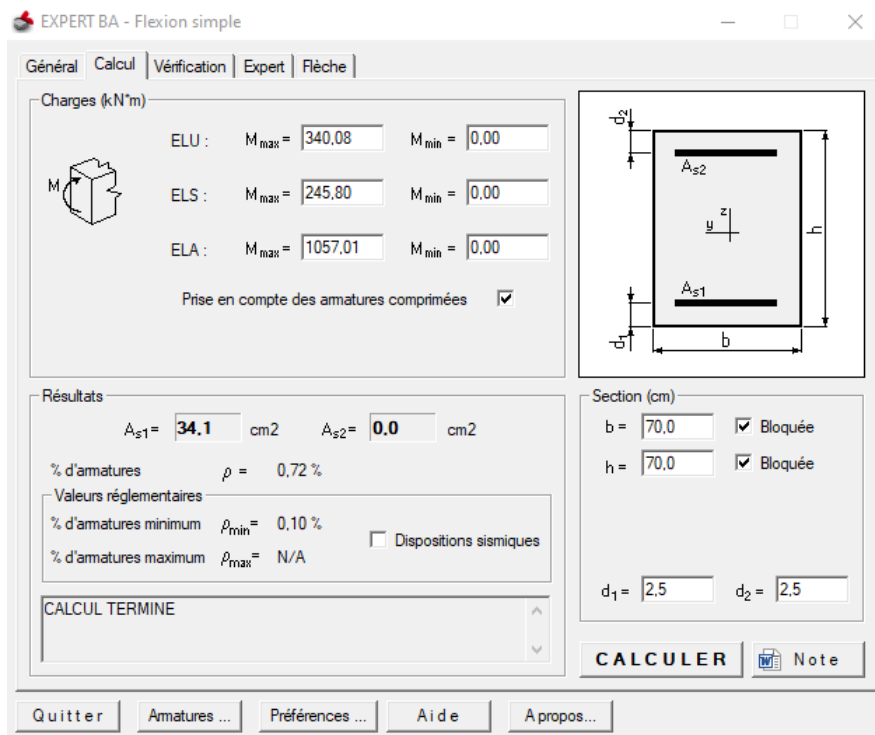


Figure VI.22. As cal de travée de nervure sens x-x.

- ❖ En appui

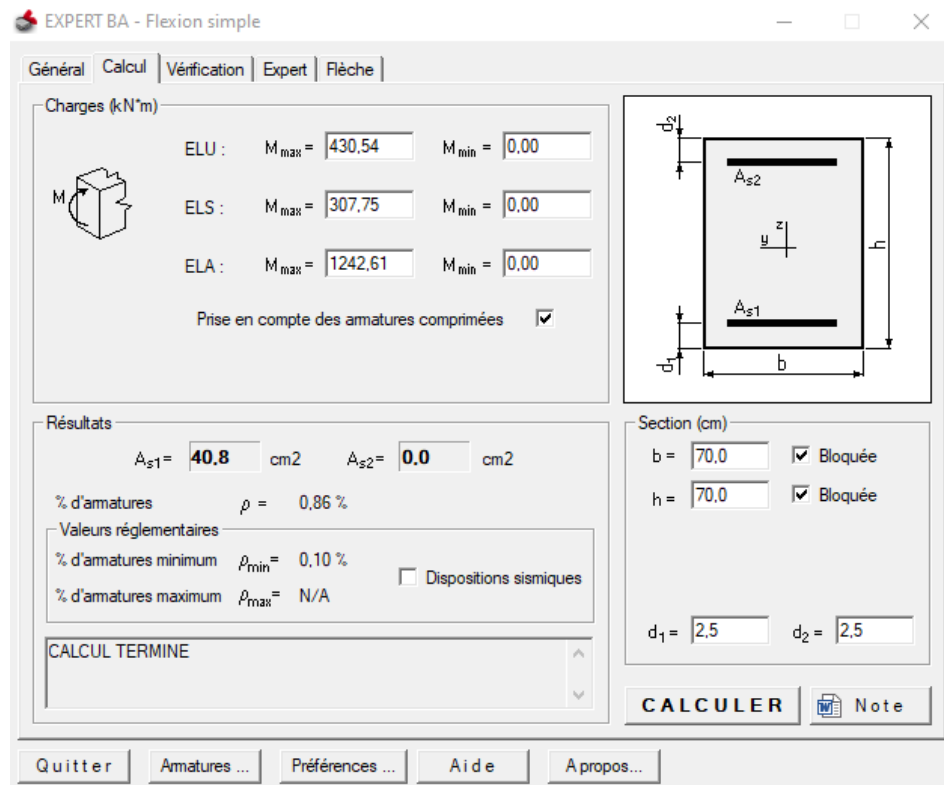


Figure VI.23. As cal d'appui de nervure x-x.

Localisation	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{min} BAEL (cm^2)$	$A_{min} RPA (cm^2)$	Ferraillage
Travée	34.1	7.84	24.5	7HA20+7HA16
Appuie	40.8	7.84	24.5	14HA20

Tableau VI .9. Ferraillage de la nervure radiée.

- ❖ Sens Y-Y :
- ❖ En travée

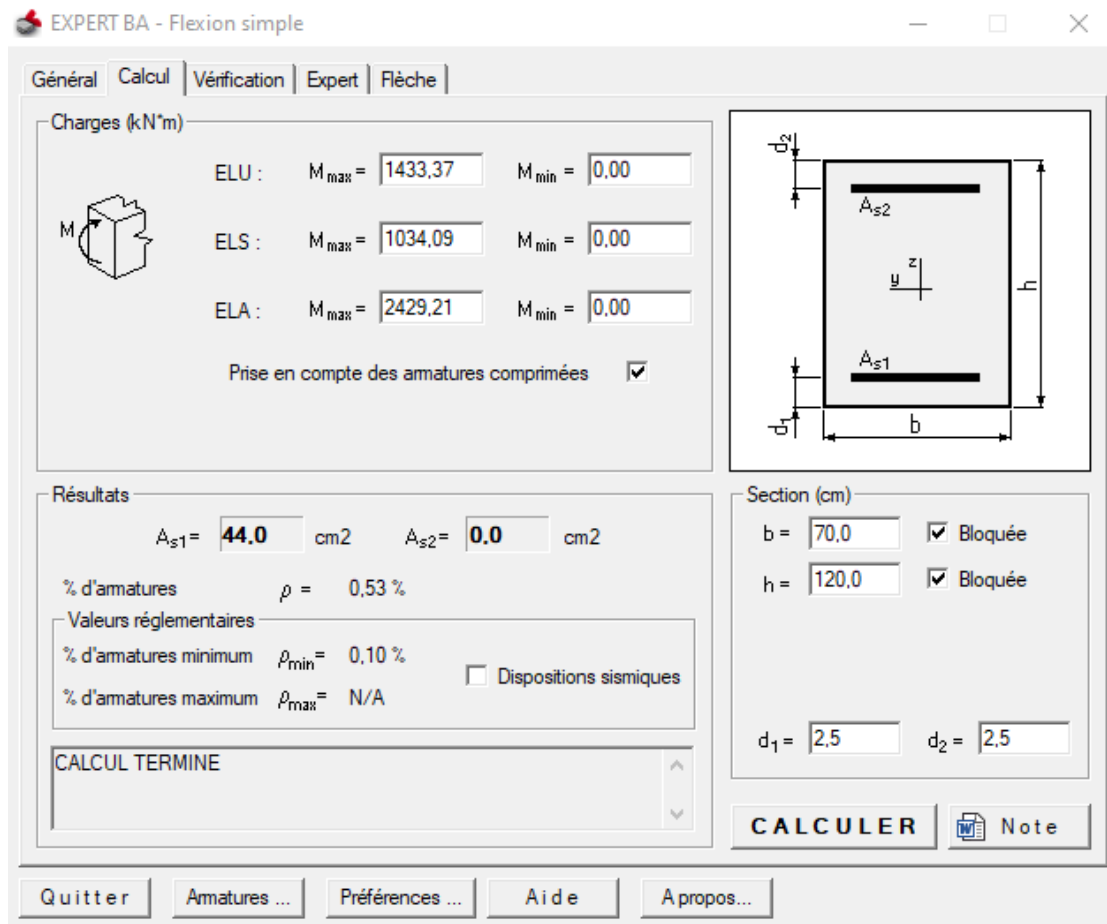


Figure VI.24. As cal de travée de nervure sens y-y.

- ❖ En appui

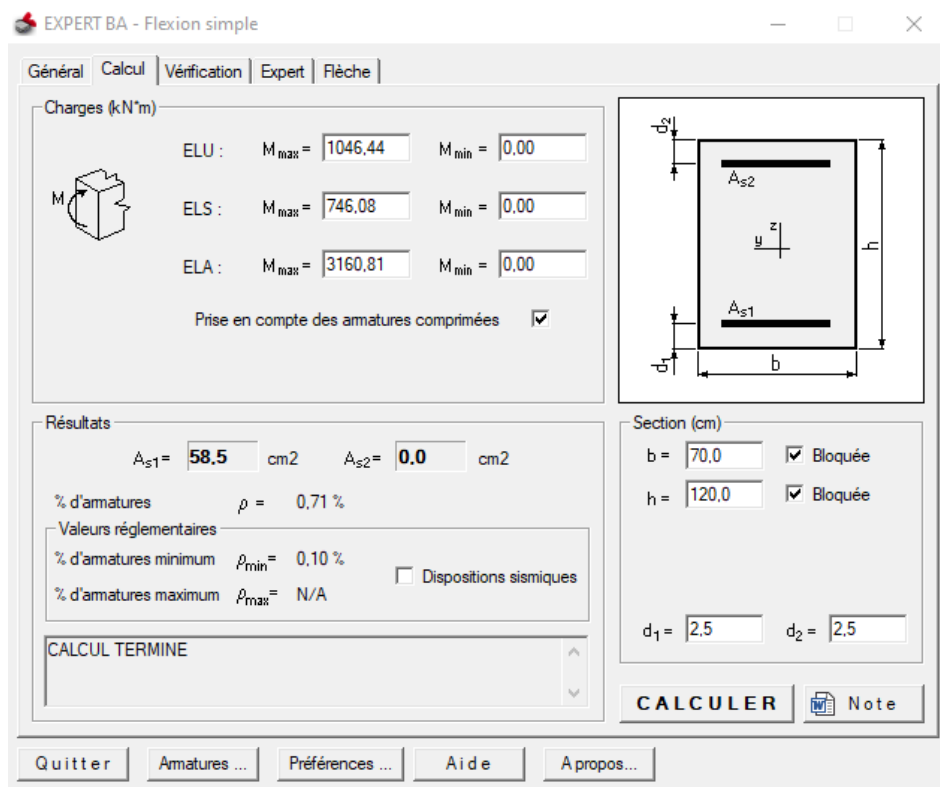


Figure VI.25. As cal d'appui de nervure y-y.

Localisation	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{min} BAEL (cm^2)$	$A_{min} RPA (cm^2)$	Ferraillage
Travee	44	11.30	42	4HA25+10HA20
Appuie	58.5	11.30	42	14HA25

Tableau VI.10. Ferraillage de la nervure radiée sens y-y.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

- Diamètre des armatures transversales **BAEL 91**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi \leq \min (2 ; 2 ; 7) \text{ et } \Phi \leq \min (2 ; 3.43 ; 7)$$

On prendre $\Phi=10\text{mm}$

- Calcul d'espacement des cadres **RPA 2024**

En zone nodale : $\leq \min (h/4 ; 24\Phi_t ; 17.5 ; 6\Phi_l)$

$$St \leq \min (17.5 ; 24 ; 17.5 ; 15) \text{-----} St=10\text{cm.}$$

$$St \leq \min (30 ; 24 ; 17.5 ; 15) \text{-----} St=10\text{cm.}$$

En dehors de la zone nodale :

$$S' \leq h/2 = 35\text{cm} \text{-----} S'=15\text{cm}$$

$$S' \leq h/2 = 60\text{cm} \text{-----} S'=15\text{cm}$$

❖ **Vérfications nécessaires(Annexe 8) :**

Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU

b : largeur de la poutre

h: hauteur de la poutre

a : largeur du poteau

c : enrobage

Fc28: Résistance à la compression à 28jours

As (Inférieure): Armature inférieure en appuis

Fe: Limite d'élasticité de l'acier

• **Sens X-X**

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
689,61	70	70	30	2,5	30	Fissuration peu nuisible	21,99	500
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)								
Vérification de la contrainte tangente limite ultime								
τu (Mpa)			τu adm(Mpa)			Vérification		
1,564			4,000			OK		
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)								
Vérification de la contrainte de compression (bielle)								
Vu (N)			0,267.b.a.fc28 (N)			Vérification		
689610,000			1429785,000			OK		
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)								
Vérification des armatures inférieures d'appuis								
As (cm ²)			Vu/(fe/γs) [cm ²]			Vérification		
21,990			15,861			OK		
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)								
Vérification de la contrainte moyenne de compression								
Ru (N)			σmb (MPa)		1,3 Fc28 /γb		Vérification	
1379220,000			7,727		26,000		OK	

Figure VI.26. Vérification à l'effort tranchant sens X-X

• **Sens Y-Y**

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm ²)	fe (Mpa)
1513,97	70	120	50	2,5	30	Fissuration peu nuisible	29.06	500

Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)			
Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τ_u (Mpa)	τ_u adm(Mpa)	Vérification	
2,003	4,000	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)			
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
Vu (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification	
1513970,000	2551185,000	OK	
Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)			
Vérification des armatures inférieures d'appuis			
As (cm²)	Vu/(fe/Ys) [cm²]	Vérification	
29.06	34,821	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)			
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
Ru (N)	σ_{mb} (MPa)	1,3 Fc28 /Yb	Vérification
3027940,000	9,507	26,000	OK

Figure VI.27. Vérification à l'effort tranchant sens Y-Y

❖ **Contrainte de béton et acier**

- **Sens X-X**

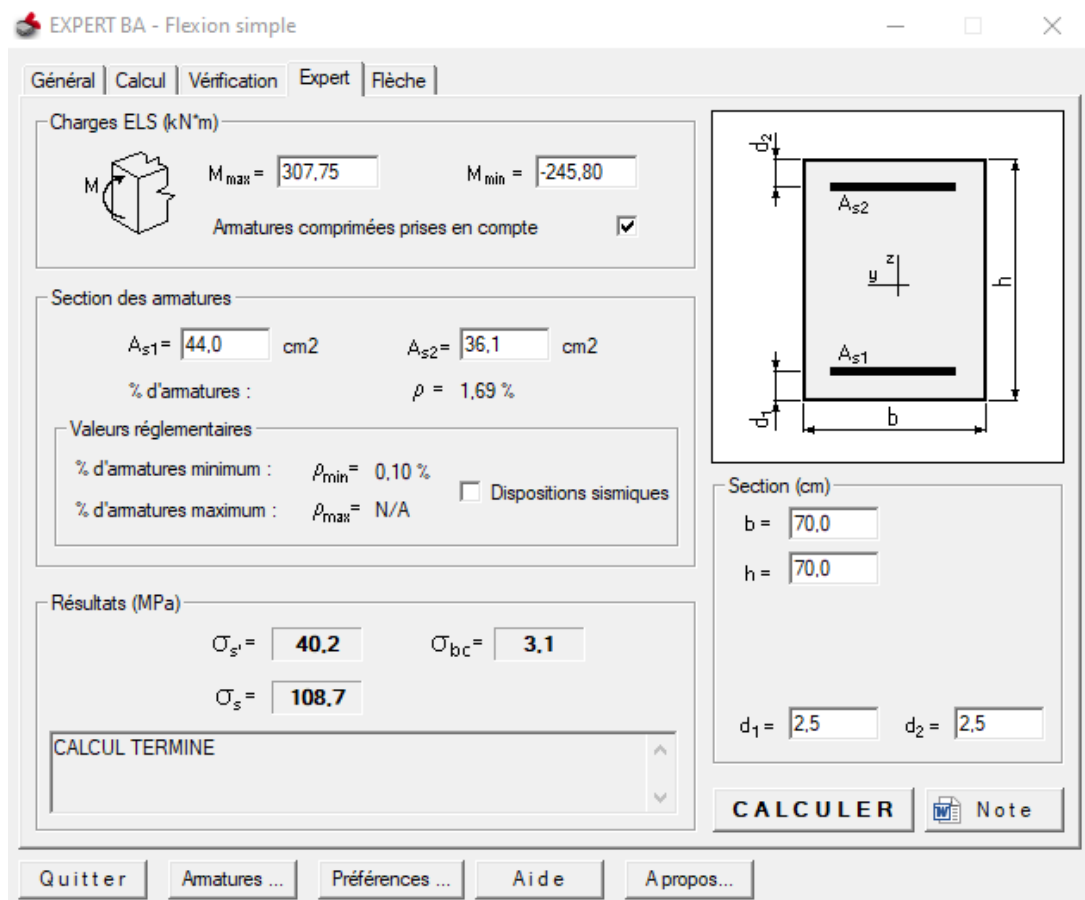


Figure V.28. Vérification Contrainte de béton et acier sens x-x

- Sens Y-Y

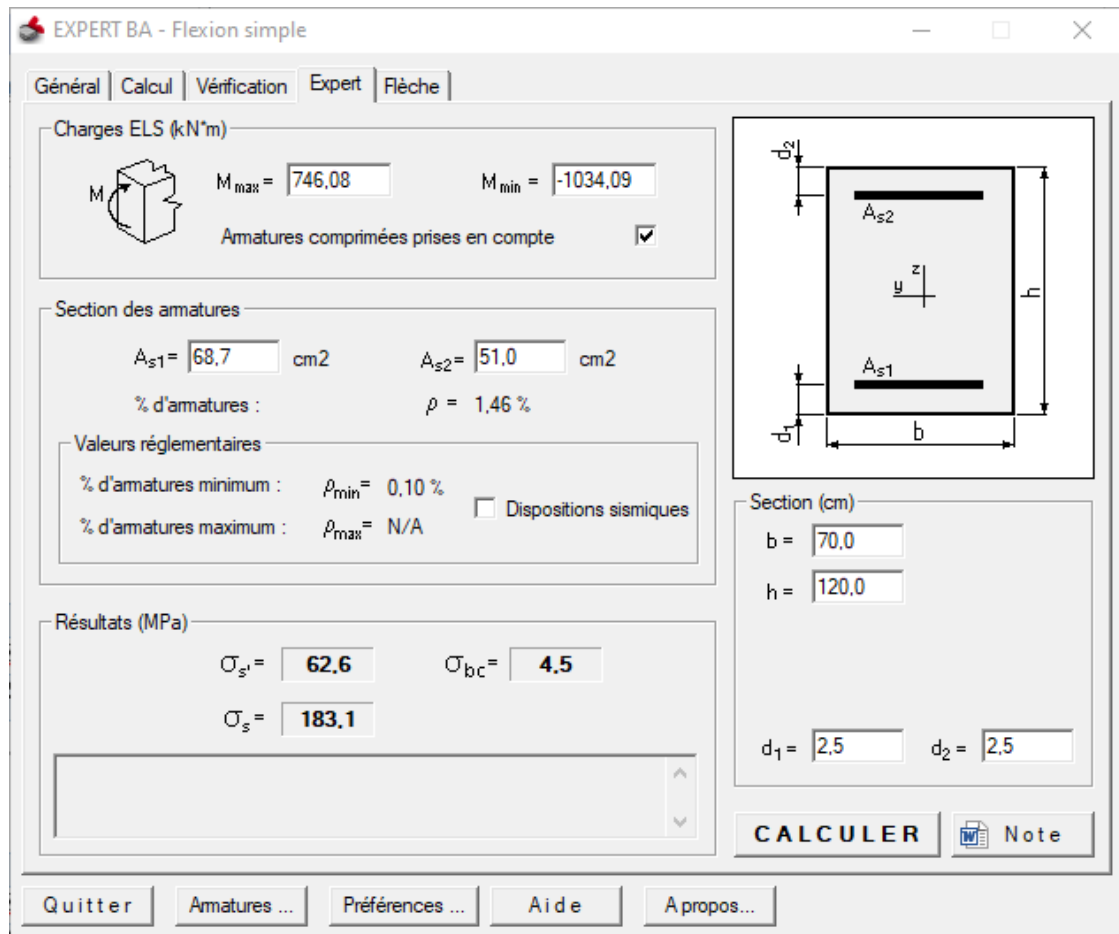
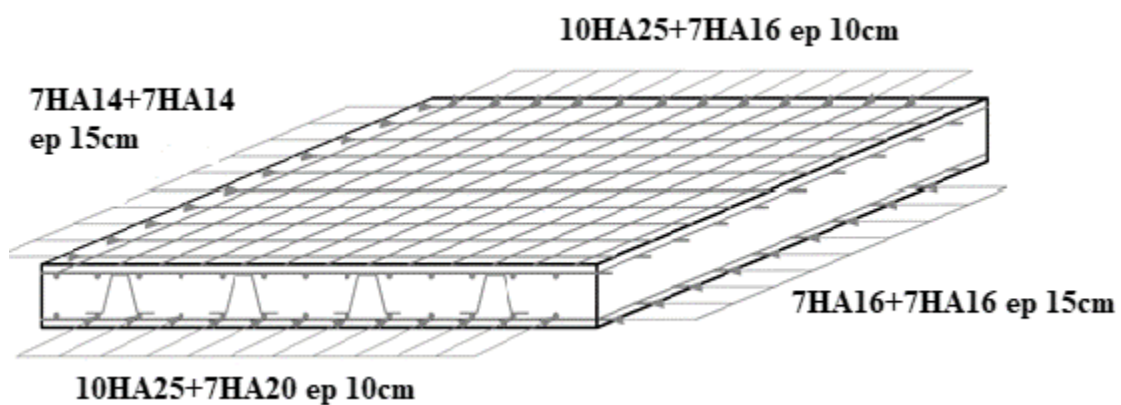
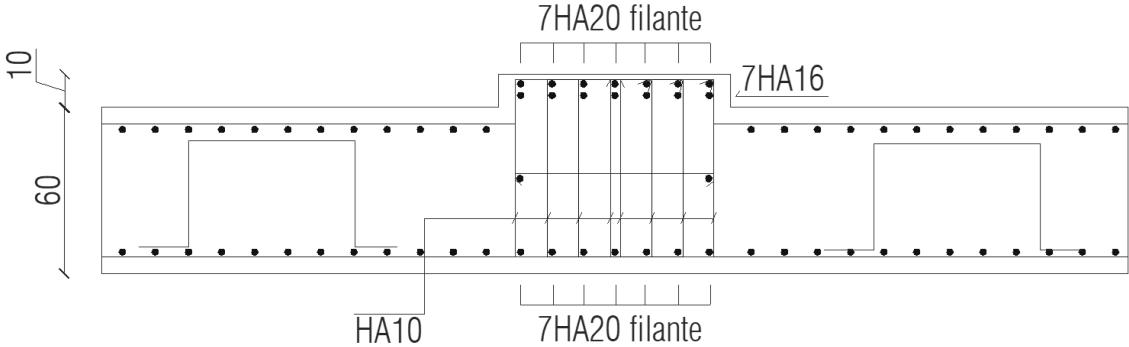


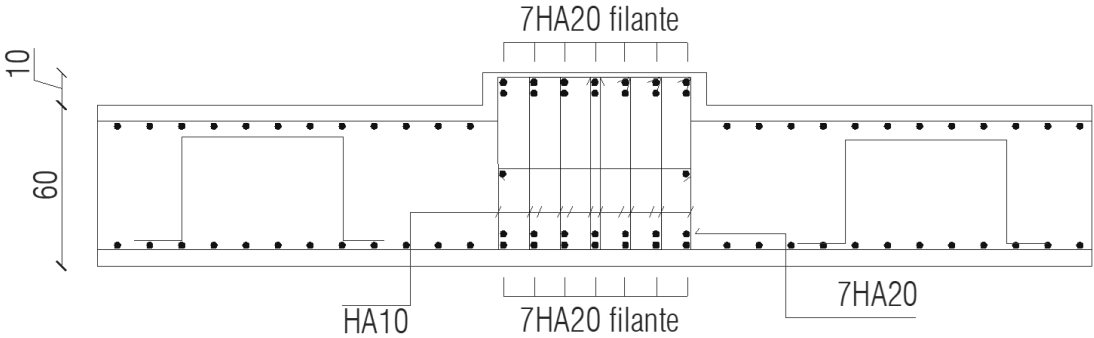
Figure V.29. Vérification Contrainte de béton et acier sens y-y

VI.9. Schéma ferrailage de radier

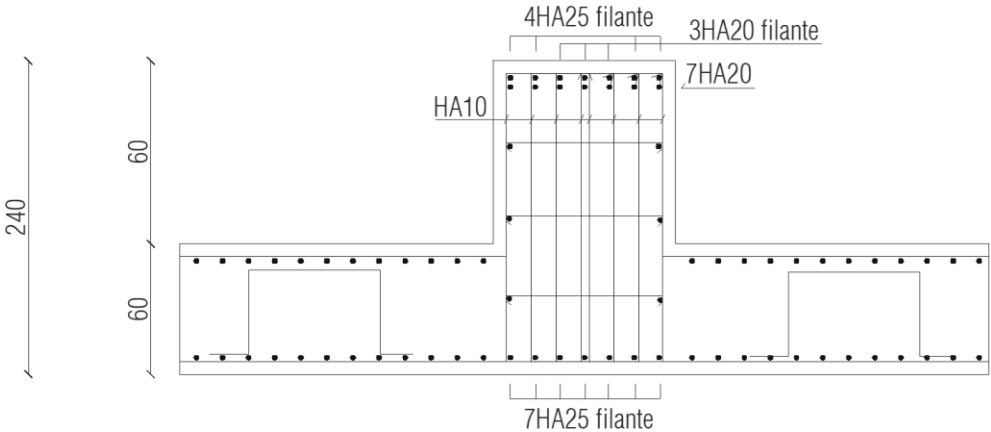




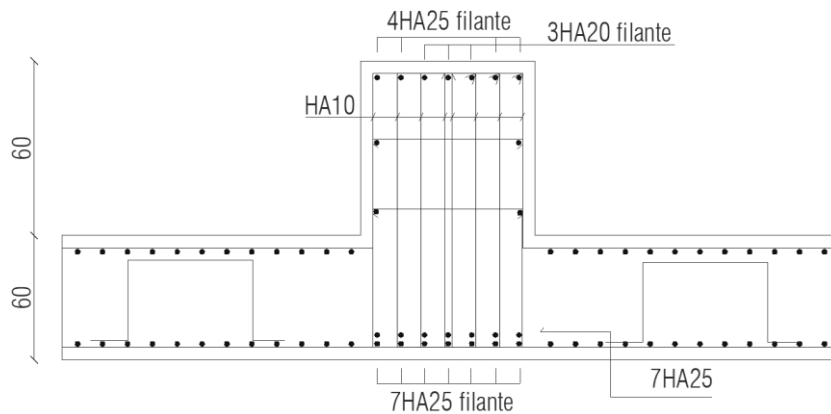
SUR TRAVIE



SUR APPUI



SUR TRAVIE



SUR APPUI

Figure VI.30. Schéma de ferrailage de radier et nervure

VI.10. La longrine

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction $\langle F \rangle$.

VI.10.1. Dimensionnement de la longrine

Selon (art.10-1-1) [RPA], les dimensions minimales de la section transversale des origines sont :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S2, S3
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ site de catégorie S4

Pour notre cas (site meuble S3) on prend une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

VI.10.2. Ferrailage de la longrine

❖ Longitudinale

$$F = \pm a.(A.I.S).N \geq 20\text{kN}$$

- N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarises en situation sismique.
- a : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donne par :

$$a = \begin{cases} 0.3: \text{pour } S2 \\ 0.4: \text{pour } S3 \\ 0.6: \text{pour } S4 \end{cases}$$

$$F = 0.4 \times 0.2 \times 1.2 \times 1.3 \times 2675,28 = 333.87\text{KN} \geq 20\text{KN}$$

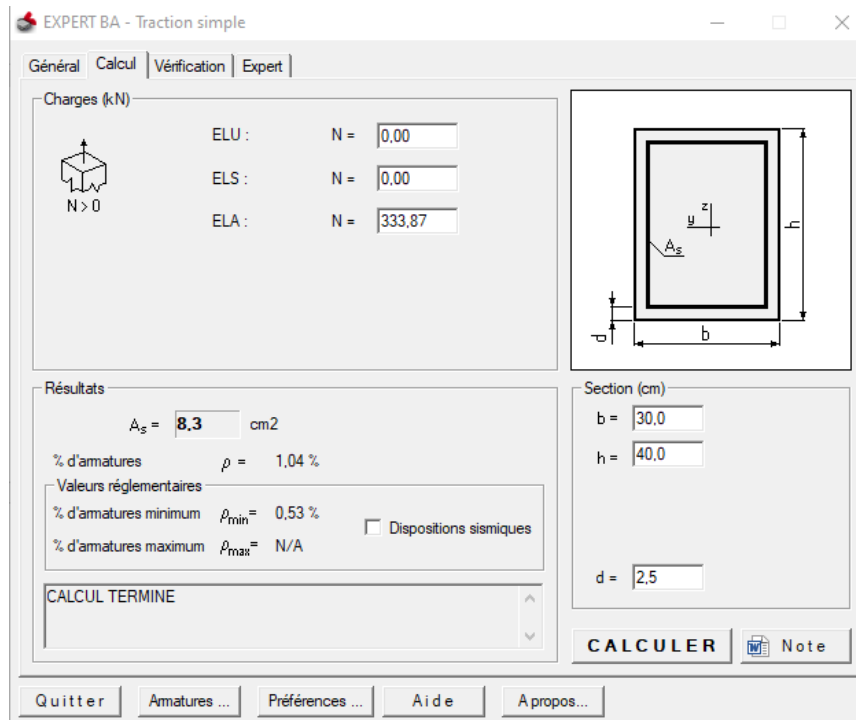


Figure VI.31. As cal de travée de nervure sens x-x.

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0,6\% \times b \times h$$

$$A = 0,006 \times 30 \times 40 = 4.5 \text{ cm}^2$$

- Le choix : 6HA14 ($A = 9.24 \text{ cm}^2$)
- Condition de non fragilité : $A_s = A = 9.05 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times (2.1/400) = 1.34 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversales**

Espacement : $St < \min(15\Phi I; 40 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \rightarrow$ Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section minimale : $At \geq 0.4 \times b \times St / fe = 0.4 \times 25 \times 15 / 235$

Donc on adopte $At = 0.76 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8$

VI.10.3. Schéma de ferrailage de longrine

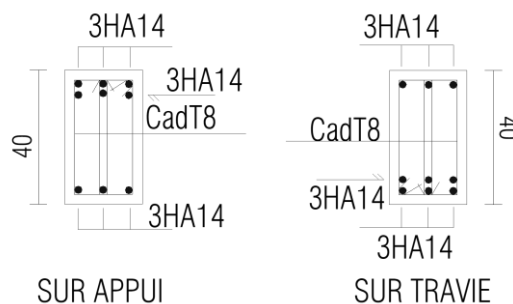


Figure VI.32. Disposition des armatures de longrine

VI.11. Étude voile périphérique

Le mur voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, en d'autres termes, c'est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres. Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation D'après le RP V 2024 (Art 10.1.2), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes,
- Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- D'après le BAEL 91 le pourcentage minimal est de 8 fois épaisseur.

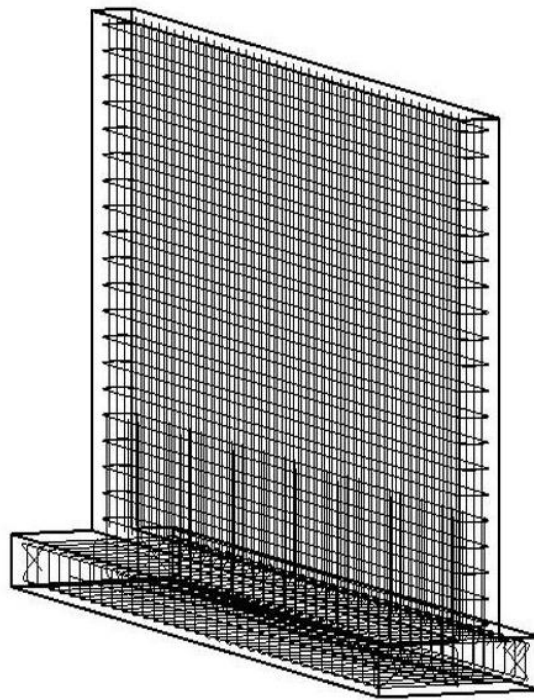


Figure VI.33. Voile périphérique plaque.

VI.11.1. Calcul de la poussée des terres

Le mur voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes, 1983 – calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé). On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(1 \times 2.5) \text{ m}^2$ et $(1 \times 2.5) \text{ m}^2$. La contrainte engendrée par la poussée des terres « q » dû au poids volumique des terres est exprimée comme suit :

Poids volumique du sol	γ_s	20	KN/m ³
Angle de frottement interne du sol	φ	22	degré
Hauteur du voile	h	2,5	m
Longueur du voile	b	1	m
Epaisseur du voile	e	20	cm
La poussée de terre			
ELU	$P = 1/2 \gamma H^2 \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2) \cdot 1,35$	38,34	KN/m
ELS	$P = 1/2 \gamma H^2 \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$	28,40	KN/m

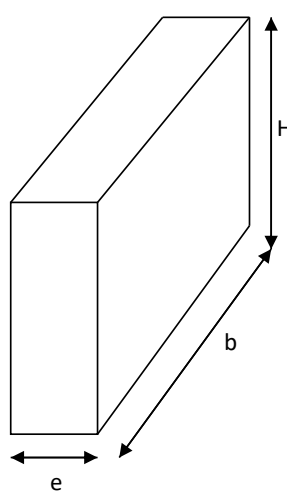


Figure VI.34. La force sur voile périphérique plaque.

Poids volumique du sol	γ_s	20	KN/m ³
Angle de frottement interne du sol	φ	22	degré
Hauteur du voile	h	2	m
Longueur du voile	b	2,75	m
Epaisseur du voile	e	20	cm
La poussée de terre			
ELU	$P = 1/2 \gamma H^2 \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2) \cdot 1,35$	24,54	KN/m
ELS	$P = 1/2 \gamma H^2 \cdot \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$	18,17	KN/m

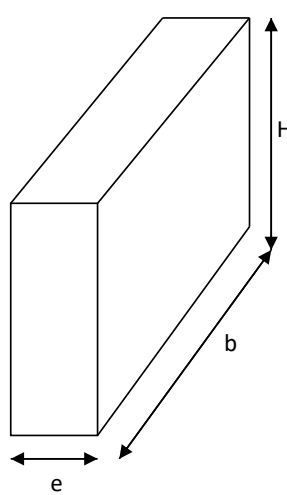


Figure VI.35. La force sur voile périphérique.

VI.11.2. Calcul des sollicitations

❖ Calcul des moments

- Voile périphérique plaque

$$M_a = \frac{q \times L}{3} = \frac{38.34 \times 2.5}{3} = 31.95 \text{ Kn.m}$$

- Voile périphérique

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.75} = 0.72 \rightarrow \text{donc voile travaill dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} = 0.065 \\ \mu_y = \alpha^2[1 - 0.95(1 - \alpha)^2] = 0.47 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$ et $M_{ty} = 0,85 M_{0y}$

En appui : $M_{ax} = -0,40 M_{0x}$ et $M_{ay} = -0,40 M_{0y}$

Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Moments Isostatiques	M_{0x} (kN. m)	6.38	4.72
	M_{0y} (kN. m)	2.99	2.21
Moments en travée	M_{tx} (kN. m)	5.42	4.012
	M_{ty} (kN. m)	2.54	1.87
Moments en appui	M_{ax} (kN. m)	-2.55	-1.88
	M_{ay} (kN. m)	-1.196	-0.88

Tableau VI.11. Moments fléchissant du voile périphérique.

VI.11.3. Calcul du ferrailage

- Voile périphérique plaque

Le calcul du ferrailage du mur voile est donné pour une section rectangulaire (100x20) cm²

$$\mu_{bc} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; A = \frac{M}{Z \times f_s} \text{ avec : } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Appuis			A_{adp} (cm ²)
	$A_{calculée}$ (cm ²)			
	A_a (cm ²)	$A_{min}(RPA)$	$A_{min}(BAEL)$	
repartie				5HA10 ep 25cm
appuie	5.66	2	1.6	6HA12 ep 20 cm

Tableau VI.12. Armatures longitudinales du voile périphérique plaque.

$$A_r = \frac{As}{4} = \frac{10.56}{4} = 2.64 \text{ cm}^2$$

- Voile périphérique

Le calcul du ferrailage du mur voile est donné pour une section rectangulaire (100x20) cm²

$$\mu_{bc} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; A = \frac{M}{Z \times f_s} \text{ avec : } Z = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bc})$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Sens	Travée			Appui		
	A _{min}		A _{calculée} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	A _{calculée} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
	A _{min} (RPA)	A _{min} (BAEL)	A _u		A _u	
X	2	1.6	2.2	5HA10	2.2	5HA10
Y	2	1.6	2.2	5HA10	2.2	5HA10

Tableau V.13. Armatures longitudinales du voile périphérique.

❖ Les vérifications :

- Voile périphérique plaque

Vérification de l'effort tranchant :

$$Vu = q \times L = 38.34 \times 2.5 = 95.85Kn$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{95.85 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0.53MPa$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17MPa$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Voile périphérique

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{24.54 \times 2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.72}{2}} = 18.04kN$$

$$T_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{24.54 \times 2}{3} = 16.36N \leq T_{ux} = 18.04N$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{18.04 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0.1MPa$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17MPa$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.11.4. Schéma de ferrillages de voile périphérique

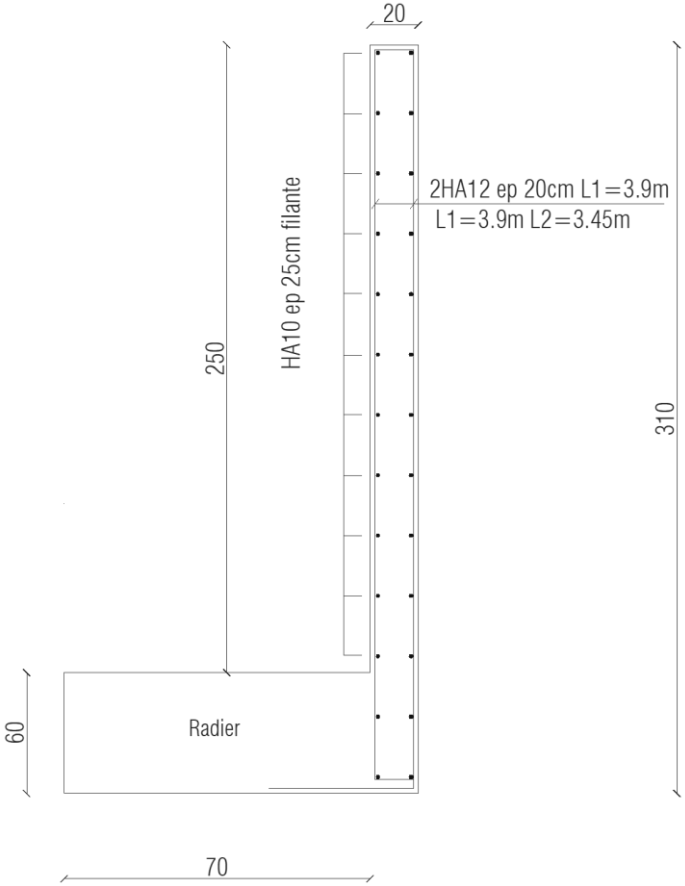
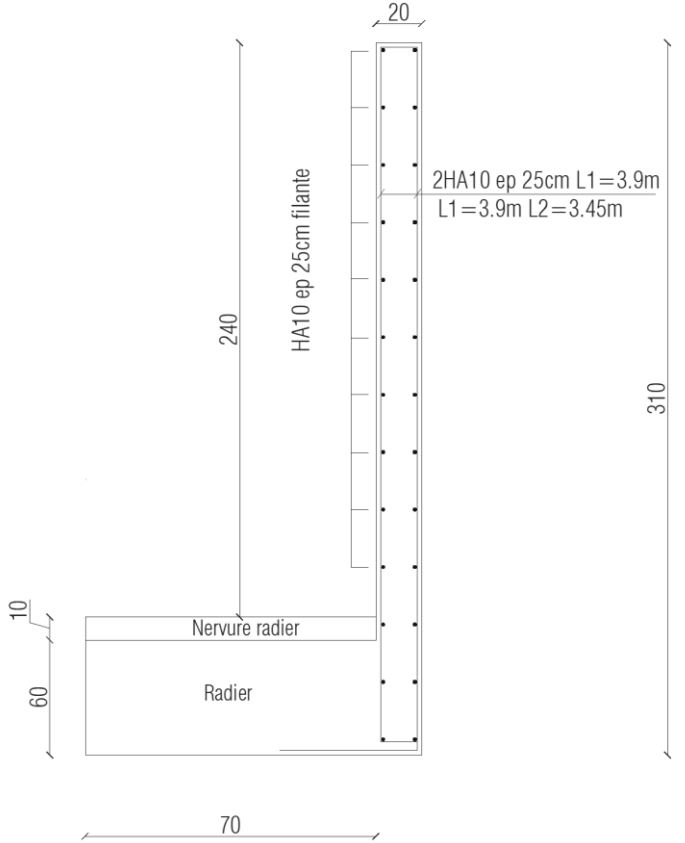


Figure VI.36. Schéma de ferrailage du voile périphérique plaqué.



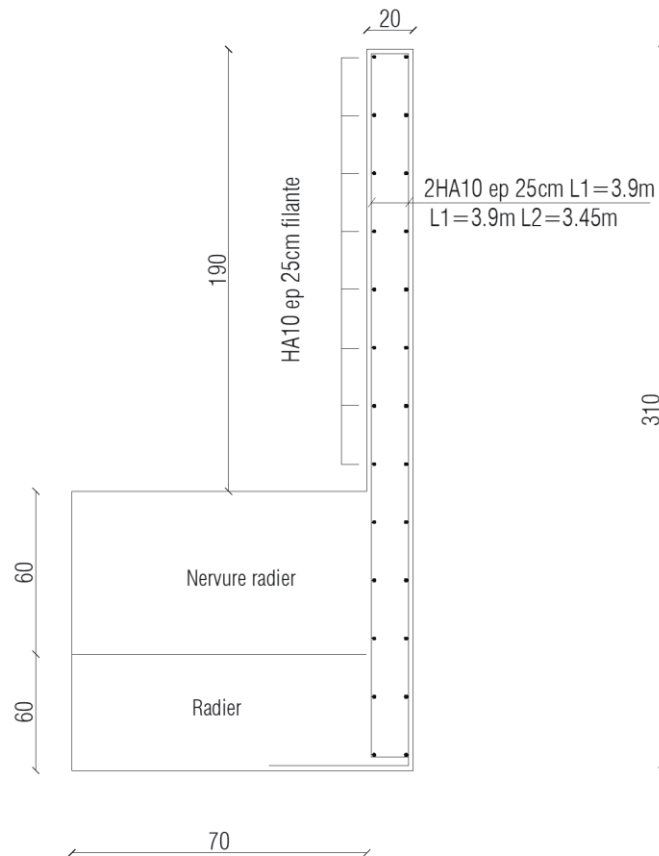


Figure VI.37. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

IV.12. Conclusion :

Les dimensions définitives des éléments infrastructure montrées comme suivant :

➤ Radier :

Épaisseur de la dalle du radier égale à $e = 60$ cm.

Hauteur des nervures sens x-x égale à $h_n = 70$ cm.

Hauteur des nervures sens y-y égale à $h_n = 120$ cm.

Largeur de la nervure du radier : $b = 70$ cm.

$F_e = 500$ MPa

$F_{c28} = 30$ MPa

➤ Longrine :

Section (30×40) cm²

$F_e = 400$ MPa

$F_{c28} = 25$ MPa

➤ Voile périphérique :

Épaisseur $e=20$ cm

$F_e = 400$ MPa

$F_{c28} = 25$ MPa

Chapitre VII

Comparaison entre RPA

2003 et RPA 2024 :

Application à notre projet.

VII.1. INTRODUCTION

La conception parasismique des structures constitue un enjeu majeur dans le domaine du génie civil, particulièrement dans les régions à risque sismique comme l'Algérie. Pour encadrer cette démarche, des règlements spécifiques sont élaborés et régulièrement mis à jour afin de refléter les avancées scientifiques, les retours d'expérience, ainsi que les évolutions technologiques. Le **Règlement Parasismique Algérien (RPA)**, dont la première version remonte à 1981, a connu plusieurs révisions, dont la version **RPA 99 modifiée en 2003**, largement utilisée au cours des deux dernières décennies. Plus récemment, une nouvelle version, le **RPA 2024**, a été introduite avec des changements significatifs visant à renforcer la sécurité, améliorer la résilience des structures, et harmoniser les pratiques locales avec les normes internationales.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons jugé pertinent de comparer les exigences et implications de ces deux versions du RPA – **2003 et 2024** – sur la conception et le dimensionnement de notre structure étudiée. Cette comparaison nous permettra non seulement de comprendre les évolutions réglementaires, mais également d'analyser leur impact concret sur les choix techniques, économiques et sécuritaires.

VII.2. Classification des zones sismiques

❖ Selon RPA 2003

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante :

Zone 0	:	sismicité négligeable
Zone I	:	sismicité faible
Zones IIa et IIb	:	sismicité moyenne
Zone III	:	sismicité élevée

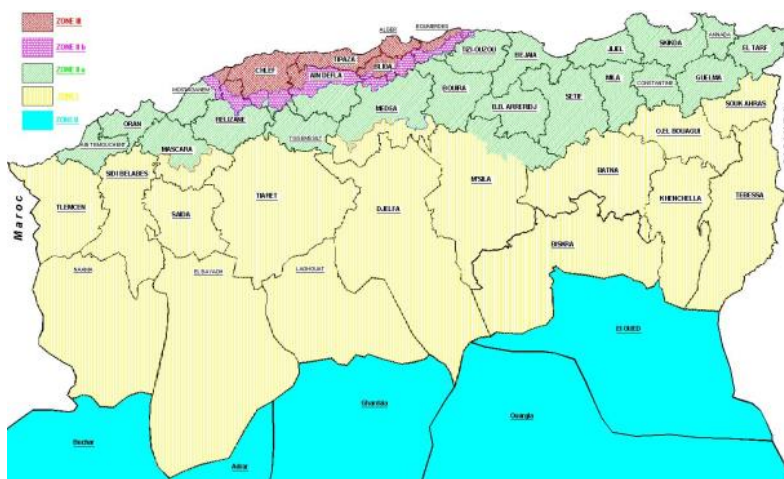


Figure VII-1 : division de territoire algérien selon RPA 2003

❖ Selon RPA 2024

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante :

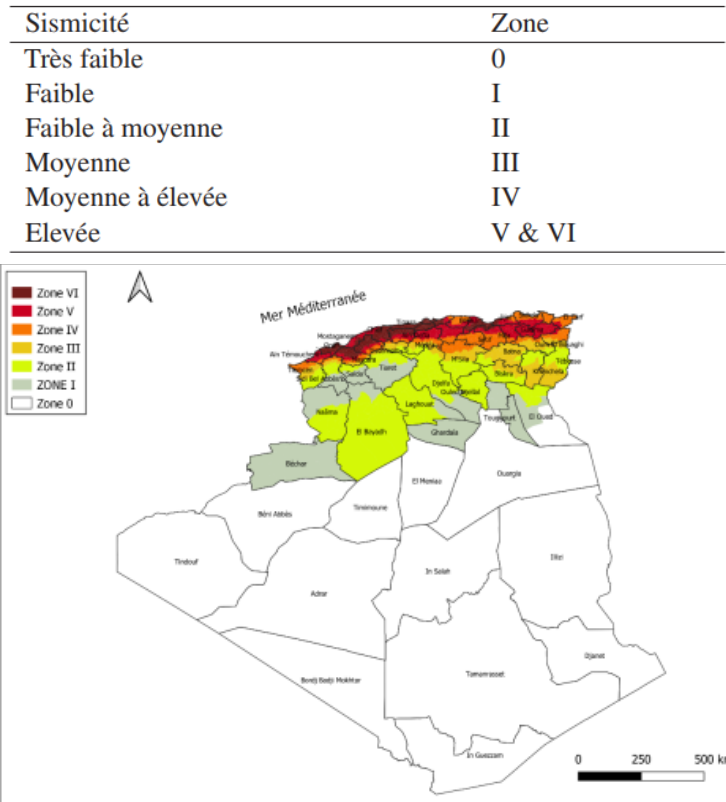


Figure VII-2 : division de territoire algérien selon RPA 2024

NB : Dans notre cas Bordj Bou Arreridj elle a changé la classification de zone IIa a zone IV et V.

VII.3. Classification des ouvrages selon leur importance

❖ Dans RPA 2003 et 2024

Il n'a pas une déférence entre les deux dans la classification.

Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Dans notre projet nous sont en Groupe 1B.

VII.4. Actions sismiques

❖ Selon RPA 2003

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau VII-1 : Accélération de zone selon RPA 2003

❖ Selon RPA 2024

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Tableau VII-2 : Accélération de zone selon RPA 2024

NB : Dans notre cas Bordj Bou Arreridj elle a la même accélération de zone de valeur 0.2.

VII.5. Spectre de réponse de calcul

❖ Selon RPA 2003

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

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)
 $\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

Valeurs de T₁ et T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau VII-3 : Valeur de T1 et T2 selon RPA 2003

❖ Selon RPA 2024

Il Ya 2 spectre de calcul horizontale et vertical

Le spectre, selon la zone sismique, est de :

• **Type 1** : applique aux zones sismiques IV, V et VI ;

• **Type 2** : applique aux zones sismiques I, II et III.

❖ Spectre horizontale

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

où:

- $S_{ad}/g(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur,
- R : coefficient de comportement de la structure
- Q_F : facteur de qualité

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Tableau VII-4 : Valeur de T_1 et T_2 selon RPA 2003 Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 1 (Zones sismiques IV, V et VI)

Spectre type 2 (Zones I, II et III)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.05	0.25	1.20
site: S_2	1.30	0.05	0.30	1.20
site: S_3	1.55	0.10	0.40	1.20
site: S_4	1.80	0.10	0.50	1.20

Tableau VII-5 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 2 (Zones sismiques I, II et III)

❖ Spectre verticale

Les valeurs du spectre de calcul ne doivent en aucun cas être inférieures à $(0.2A.I)$.

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par les Expressions, avec l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale, A_v , S étant pris égal à 1.0, Q_F étant pris égal à 1.0,

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

(Site)	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
S_1	0.90	0.05	0.20	1.0	0.6
S_2	0.90	0.05	0.30	1.0	0.6
S_3	0.90	0.05	0.40	1.0	0.6
S_4	0.90	0.05	0.50	1.0	0.6

Tableau VII-6 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de Type 1

(Site)	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
S_1	0.55	0.05	0.15	1.0	0.8
S_2	0.55	0.05	0.20	1.0	0.8
S_3	0.55	0.05	0.25	1.0	0.8
S_4	0.55	0.05	0.30	1.0	0.8

Tableau VII-7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de Type 2

VII.6. Classification des systèmes de contreventement

❖ Selon RPA 2003

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau VII- 8: Coefficient des comportements selon RPA 2003

Avec

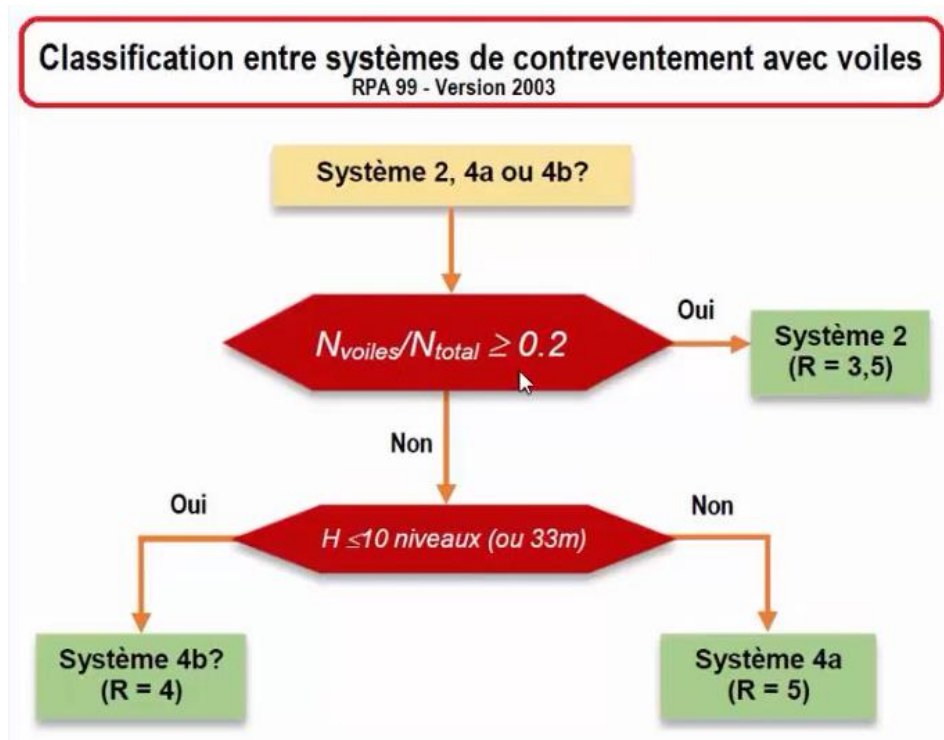


Figure VII-3 : Organigramme pour faciliter le classification selon RPA 2003

❖ Selon RPA 2024

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Tableau VII- 9: Coefficient des comportements selon RPA 2024

Avec :

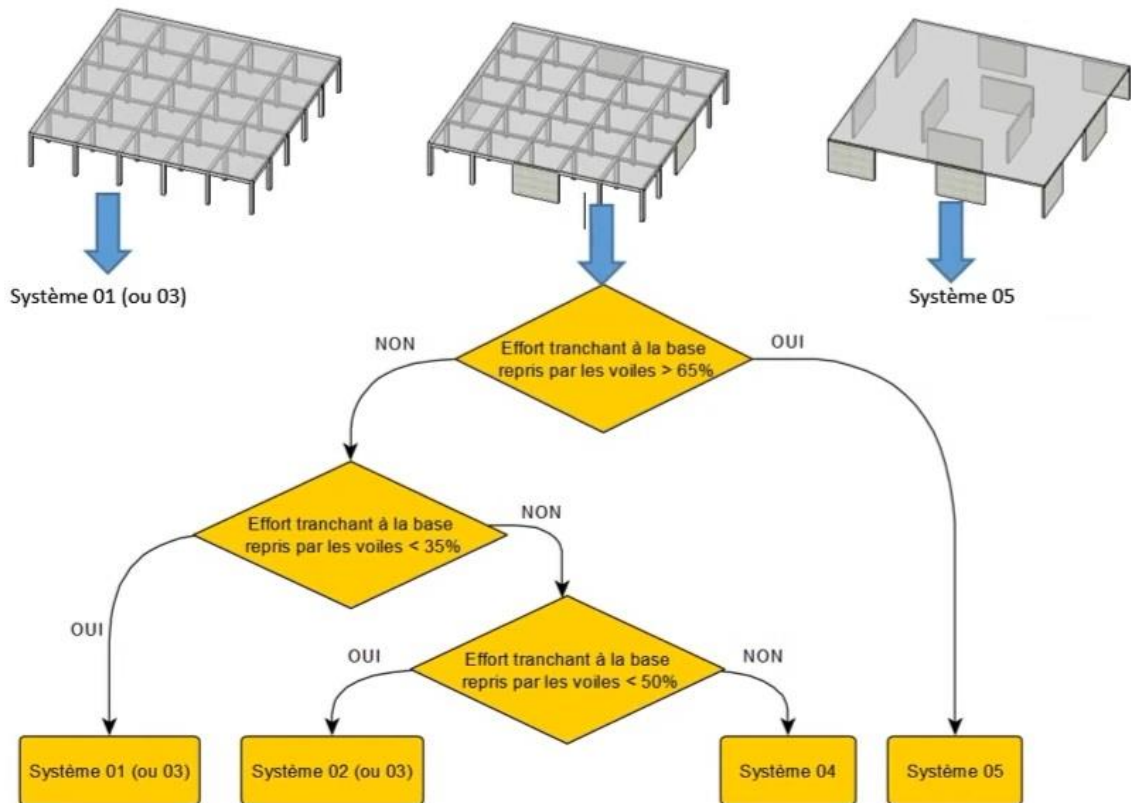


Figure VII-4 : Organigramme pour faciliter le classement selon RPA 2024

NB1 : obligatoire de vérification de système 6 Système à ossature à noyau ou à effet noyau

NB2 : Dans enceint version RPA 2003 R=3.5 Système voile porteurs et dans nouveau version RPA 2024 R=6 système noyé a effet noyé.

VII.7. Facteur de qualité

❖ Selon RPA 2003

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau VII- 10: Facteur de qualité selon RPA 2003

❖ Selon RPA 2024

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Tableau VII- 11: Facteur de qualité selon RPA 2024

Catégories de pondérations (c) :Le facteur de qualité, QF , doit être pris égal à 1. Dans RPA 2024 le facteur de qualité a un lien direct avec coefficient de comportement.

VII.8. Calcul de la force sismique totale

❖ Selon RPA 2003

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

- T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site
- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

R : coefficient de comportement global de la structure

W : poids total de la structure,

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- 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

Tableau VII- 12: Valeur de coefficient de pondération selon RPA 2003

❖ Selon RPA 2024

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

avec:

$S_{ad}/g(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{si autrement } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{si autrement} \end{cases}$$

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}, \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure}$$

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau VII- 13: Valeur de coefficient de pondération selon RPA 2024

VII.9. Estimation de la période fondamentale de la structure

❖ Selon RPA 2003

$$T = C_t \cdot h_n^{3/4}$$

$$T = \frac{0.09h}{\sqrt{l_x}}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

• C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau VII- 14: Valeur du coefficient C_T selon RPA 2003

$T_{analytique} \leq T_{empirique}$ ----- $T = T_{analytique}$

$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$ ----- $T = T_{empirique}$

$T_{analytique} \geq 1,3 T_{empirique}$ ----- $T = 1.3 T_{empirique}$

❖ **Selon RPA 2024**

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

$T_{empirique}$ [unite en s]: periode fondamentale

• h_N [unite en m] : Hauteur du batiment mesurée depuis les fondations ou le sommet d' un soubassement rigide de la structure jusqu ' au dernier niveau (N).

• C_T : Coefficient, fonction du systeme de contreventement, du type de remplissage et donne par Table :

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

Tableau VII- 15: Valeur du coefficient C_T selon RPA 2024

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

VII.10. Résultante des forces sismiques de calcul

Pour RPA 2003 et 2024 : La résultante des forces sismiques a la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V .

VII.11. Combinaisons d'actions

❖ Selon RPA 2003

$G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

$G+Q\pm 1.2E$ (pour les poteaux)

❖ Selon RPA 2024

Composantes horizontales de l'action sismique:

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation, non pondérées
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Composante verticale de l'action sismique :

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, doivent être pris en compte, si la valeur du produit ($A_v \cdot I \cdot g$) est supérieure à ($0.25g$), dans les cas suivants:

- Éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus ;
- Éléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long ;
- Éléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
- Poutres supportant des poteaux ;
- Structures sur appuis parasismiques.

Zonage sismique	Coefficient d'accélération				
	A.I (horizontal)	A _v .I (vertical)			
		Catégorie d'Importance			
		1A	1B	2	3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

L'action sismique verticale, A_v, est obligatoire lorsque (A_v.I.g) dépasse **0.25 g**

Tableau VII- 16: Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance selon RPA 2024

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_3 \\ G + \psi \cdot Q + E_4 \\ G + \psi \cdot Q + E_5 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ E_4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z \\ E_5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z \end{cases}$$

Pour les fondations :

- Pour les fondations d'éléments verticaux individuels (voiles ou poteaux), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_y \end{cases}$$

- Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation semelles filantes, radiers, etc), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_y \end{cases}$$

VII.12. Stabilité au renversement

Changement le coefficient de sécurité 1.4 à 1.3.

VII.13. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Elle reste la même :

$$\left(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \right) \leq 0.10$$

avec :

- Δ_k défini comme:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} .$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur du niveau « k ».

VII.14. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étage

❖ Selon RPA 2003

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

❖ Selon RPA 2024

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés, ne doivent pas dépasser les limites, Δ_k ,

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

où:

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1", est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »

Tableau VII- 17: Valeurs limites des déplacements inter-étages selon RPA 2024

VII.15. Force horizontale agissant sur les éléments non-structuraux

❖ Selon RPA 2003

La force sismique : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : coefficient d'accélération de la zone

C_p : facteur de force horizontale

W_p : poids propre de l'acrotère

❖ Selon RPA 2024

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{3.h_z}{H}).W_p$$

- A : Coefficient d'accélération de zone
- I : Coefficient d'importance
- S : Coefficient de site
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8
- W_p : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

VII.16. Coefficients partiels de sécurité

❖ Selon RPA 2003

- Acier : $\gamma_s = 1.00$
- Béton : $\gamma_b = 1.15$

❖ Selon RPA 2024

- Acier : $\gamma_s = 1.00$
- Béton : $\gamma_b = 1.20$

VII.17. Spécifications pour les poteaux

❖ Selon RPA 2003

- Sollicitations normales :

$$\frac{N_u}{B f_{c25}} \leq 0.3$$

- **Coffrage :**

- Min (b_1, h_1) ≥ 25 cm en zones I et IIa
- Min (b_1, h_1) ≥ 30 cm en zones IIb et III
- Min (b_1, h_1) $\geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous :

- D ≥ 25 cm en zone I
- D ≥ 30 cm en zone IIa
- D ≥ 35 cm en zones IIb et III
- D $\geq h_e/15$

- **Armatures longitudinales :**

- leur pourcentage minimal sera de :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone IIa
- 0,9% en zones IIb et III

- Leur pourcentage maximal sera de

- 3% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de 12mm

- La longueur minimale des recouvrements est de:

- 40 \emptyset en zone I et IIa ,
- 50 \emptyset en zones IIb et III

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zones I et IIa
- 20 cm en zones IIb et III

• **dans la zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zones I et IIa}$$

$$t \leq 10 \text{ cm.} \quad \text{en zones IIb et III}$$

• **dans la zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zones I et IIa}$$

$$t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{en zones IIb et III}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$, en %** est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \geq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

• **Sollicitations tangentés**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite, τ_{bu} :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \text{ Avec : } \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \\ \overline{\tau}_u = \rho_d \times F_{t28} \\ 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5 \end{cases}$$

❖ **Selon RPA 2024**

• **Sollicitations normales :**

$$\frac{N_u}{B f_{c25}} \leq 0.35$$

• **Coffrage :**

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

Pour les poteaux circulaires, le diamètre, D , devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones I et II} \\ D \geq 30 \text{ cm} : \text{en zone III} \\ D \geq 35 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et VI} \\ D \geq \frac{l_{ef}}{15} : \text{quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

- **Ferrailage:**

Leur pourcentage minimal sera de :

- 0.8% en zones I et II
- 0.9% en zone III
- 1.0% en zones IV, V et VI

Leur pourcentage maximal sera de:

- 4% en zone courante
- 8% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de:

- 50 φ en zones I, II et III
- 60 φ en zones IV, V et VI

La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :

- 20 cm en zones I, II et III
- 15 cm en zones IV, V et VI

– dans la zone nodale (zone critique):

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(10.\phi_l; 12.5 \text{ cm}) : \text{en zones I, II et III} \\ t \leq \text{min}(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

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 :

$$\begin{cases} t' \leq 15\phi_l : \text{en zones I, II et III} \\ t' \leq \text{Min}(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

où: ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{t.b_1}$) en % est donnée comme suit:

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } : \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } : \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si } : 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

où: λ_g est l'élanement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

- **Sollicitations tangentés**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite, τ_{bu} :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \text{ Avec } : \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \\ \bar{\tau}_u = \rho_d \times F_{t28} \\ 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5 \end{cases}$$

VII.18. Spécifications pour les poutres

- Selon RPA 2003
- Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions :

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

- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \geq 4$
- $b \geq \max 1,5h + b_l$

- **Ferraillage:**

Armatures longitudinales :

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 de 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 :

- 40 en zone I et II
- 50 en zone III

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de $(h/4, 12)$
- En dehors de la zone nodale: $h/2$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Selon RPA 2024**
- **Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

$b \geq 20$ cm : en zones I, II et III

$b \geq 25$ cm : en zones IV, V et VI

$h \geq 30$ cm

$h/b \leq 4.0$

$b_{\max} \leq (1.5h + b_1)$

où: h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles

- **Ferraillage:**

Armatures longitudinales :

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 de recouvrement

avec:

- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 12 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

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 :

- (50ϕ) en zones I, II et III
- (60ϕ) en zones IV, V et VI

L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué conformément avec des crochets à 90°. Cette même figure illustre les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

Armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures de confinement ne doit pas être inférieur à 6 mm. La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_t = (0.003).s.b$ L'espace maximum, entre les armatures transversales, est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques:

$s = \min(h/4; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l)$ avec:

– h : hauteur de la poutre

- ϕt : diamètre des armatures de confinement
- ϕl : diamètre minimal des barres longitudinales
- En dehors de la zone critique:

$s' \leq h/2$ avec :

$s' = \min(h/4; 12\phi l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

ϕl : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.19. Murs et voiles de contreventement

- Selon RPA 2003
- Coffrage :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l > 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

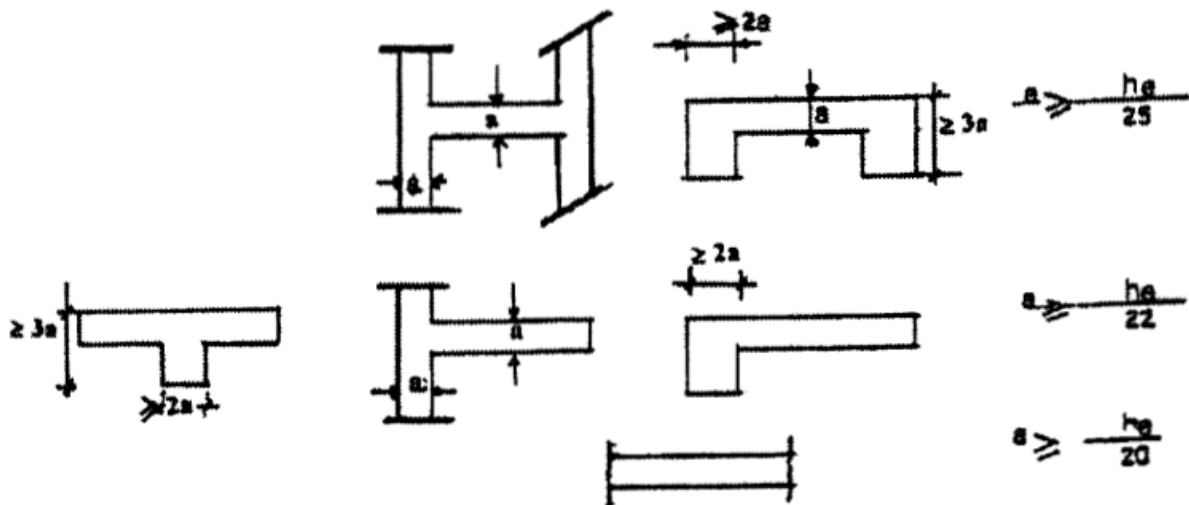


Figure VII-5 : Coupe de voile en plan selon RPA 2003

- Exigences de ductilité pour la zone critique:

$$\frac{N_u}{B f_{c25}} \leq 0.35$$

- Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :

En addition aux spécifications, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{où : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$$

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

- **Ferraillages des trumeaux :**

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. DTR-B.C.-2.41 "CBA 93").

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions; Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton".

Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur d :

$$d \leq \min (h_e/2, 2l/3)$$

l étant la longueur de la zone comprimée.

h_e étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

On devra disposer les ferraillages suivants:

- des aciers verticaux
- des aciers horizontaux

- **Aciers verticaux :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau ,la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 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 (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

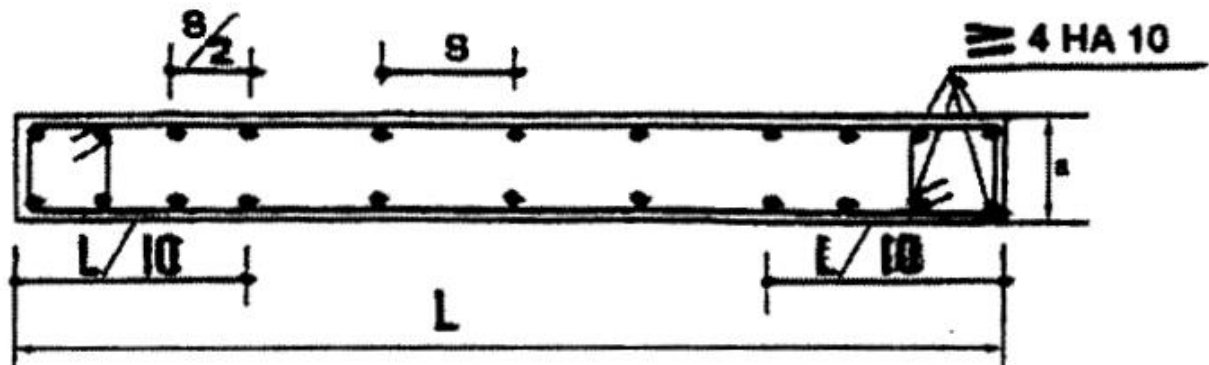


Figure VII-6 : Disposition des armateurs verticaux dans les voiles selon RPA 2003

- **Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10. 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.

Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a$$
$$s \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle 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 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

- 20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Selon RPA 2024**
- **Coffrage :**

Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant.

$$l_w \geq \max(h_e/3, 4b_w, 1 \text{ m})$$

où: l_w représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante : $b_w \geq \max(15 \text{ cm}, 20 h_e)$

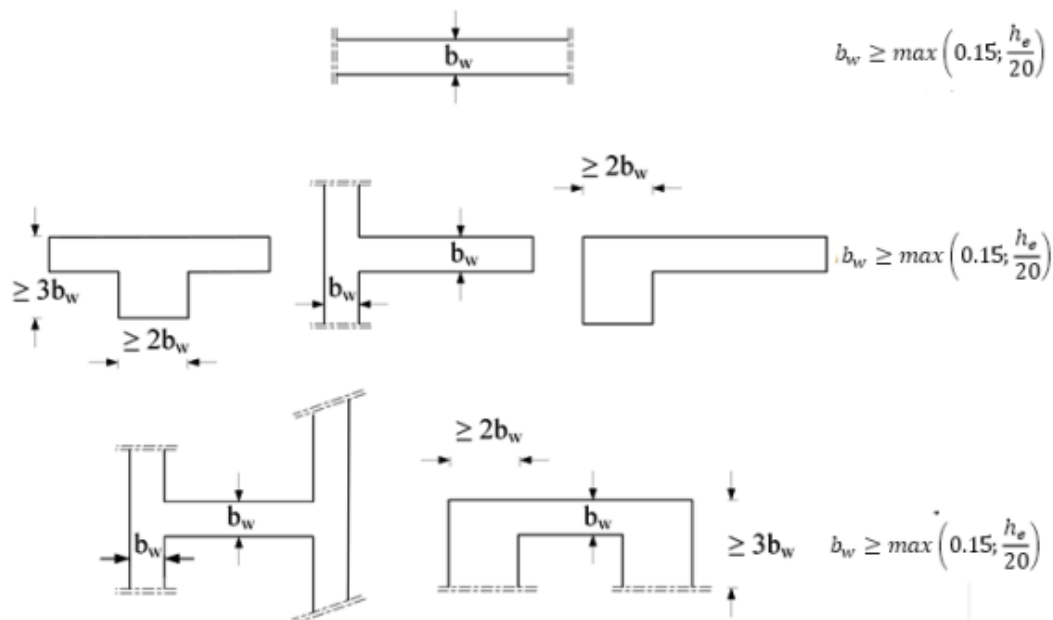


Figure VII-7 : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations selon RPA 2024

- **Exigences de ductilité pour la zone critique:**

$$\frac{N_u}{B f_{c25}} \leq 0.4$$

- **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :**

En addition aux spécifications, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon:

$$\tau_b \leq 0.2f_{c28}$$

où:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d}$$

avec:

- $\bar{V} = 1.4V_{u,calcul}$
- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

- **Ferraillages des trumeaux :**
- **Enveloppe de calcul pour des moments fléchissant :**

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes :

- la première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.

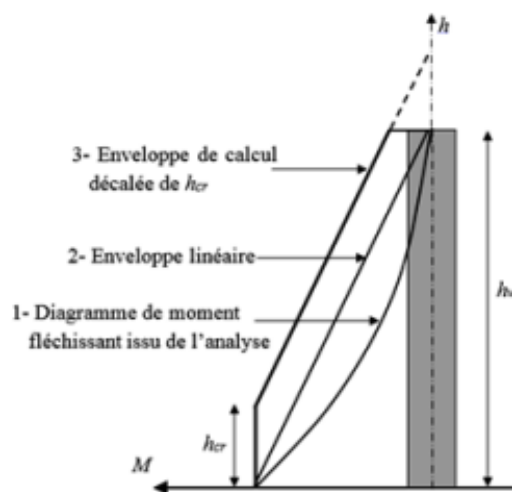


Figure VII-8 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6)$$

et

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ h_e: \text{ pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.h_e: \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Avec :

h_e est la hauteur libre, de chaque niveau, la base étant le niveau des fondations ou de l'encastrement dans le soubassement, en présence de diaphragmes et de voiles périphériques adéquats.

h_w est la hauteur totale du voile.

- **Enveloppe de calcul pour des efforts tranchants:**

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en trois étapes:

- La première étape consiste à amplifier le diagram.me initial de 40%.
- La deuxième étape consiste a. maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'a une hauteur égale a. ($h_w/3$).
- La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre ($h_w / 3$) et le sommet du voile.

L'enveloppe de calcul modifiée pour Les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes a contreventement mixte. Cette modification est faite pour ten.ir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.

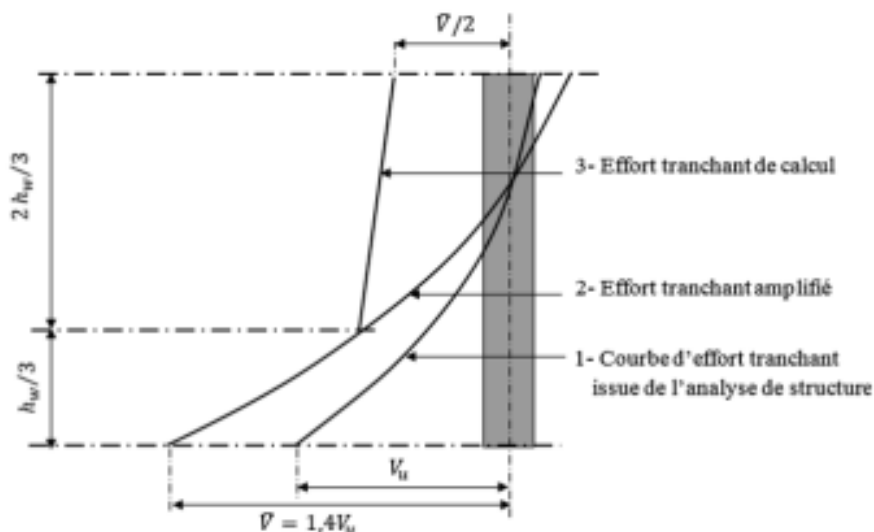


Figure VII-9 : Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte

- **Ferraillage élément de rive :**

Le béton situé aux extrémités des voiles est confiné sur une longueur L_c mesurée à partir du bord du voile jusqu'au point correspondant à une déformation critique du béton prise égal à $\epsilon_{cu} = 0.35\%$.

La longueur de l'élément de rive doit respecter :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

avec :

- l_w : longueur du voile
- b_w : largeur de l'âme du voile

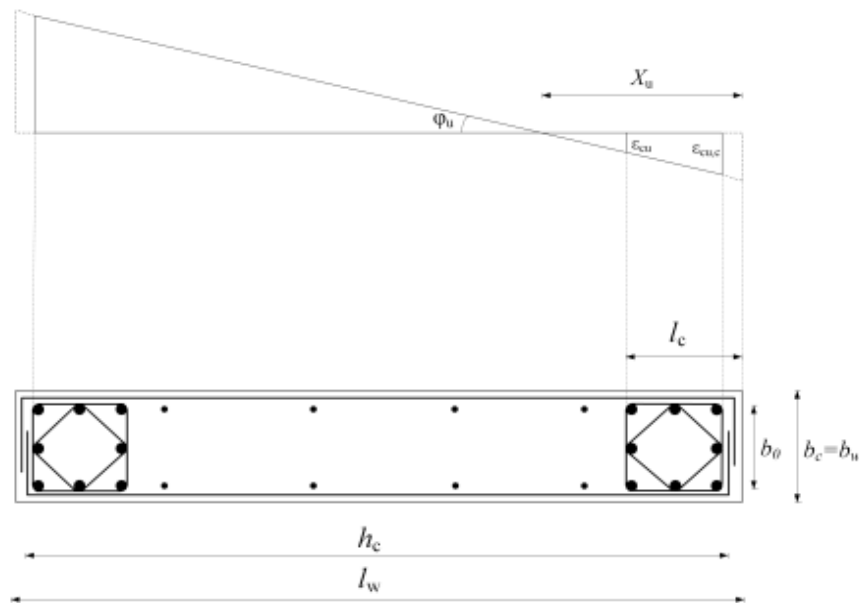


Figure VII-10 : Eléments de rive pour les voiles selon RPA2024

L'épaisseur de l'élément de rive confiné doit respecter la condition suivante :

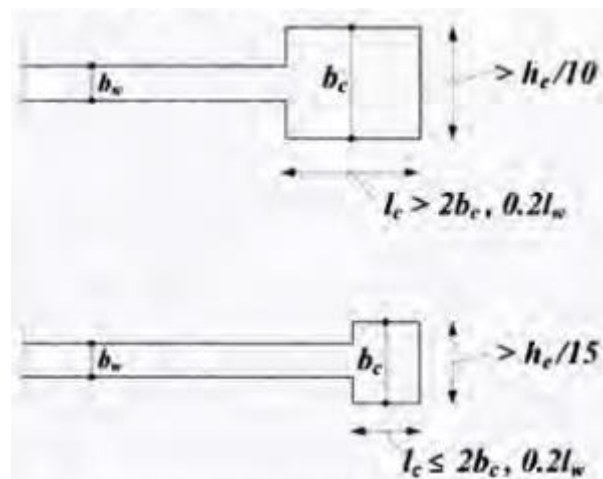


Figure VII-11 : Epaisseur minimal des éléments de rive selon RPA 2024

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée.

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante:

$$St = \min(b_0 / 3; 12.5 \text{ cm} ; 6\emptyset 1)$$

ou : $\emptyset 1$ représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive; en outre $\emptyset 1 > 12\text{mm}$.

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser 20cm.

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A1), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_e) et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq 0.09st.b_0. f_c28 / f_e$$

$$A_t \geq 0.3st.b_0.(A_g / A_c - 1). f_c28 / f_e$$

où :

- b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive
- (A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

- **Ferraillage de l'âme**

- **Aciers verticaux**

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des étriers espacés d'environ 500 mm.

Le diamètre maximal, \emptyset_{\max} , des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8\text{mm} \leq \emptyset_{\max} \leq b_w / 8.$$

L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

- **Aciers horizontaux**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire Eqn :

$$\frac{Ah}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z.f_e}$$

Avec:

- V : effort tranchant de calcul, $V = 1.4V_u$, calcul
- z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Conclusion

Conclusion générale

Ce mémoire a porté sur l'étude complète d'un bâtiment de type clinique en béton armé (R+5), implanté dans la wilaya de Bordj Bou Arréridj, classée en zone sismique IV selon le RPA version 2024. Il s'inscrit dans le cadre de la formation en génie civil, spécialité structures, et vise à appliquer de manière concrète les compétences acquises durant les années de formation, tout en respectant les normes techniques et réglementaires en vigueur.

L'approche suivie a permis de couvrir toutes les étapes essentielles d'un projet de conception structurelle, depuis la description architecturale jusqu'à l'analyse dynamique, en passant par le dimensionnement des éléments porteurs et secondaires. Chaque partie du projet a été traitée avec rigueur, en mobilisant des outils de calcul performants, notamment le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional, en conformité avec les règlements RPA 2024, CBA93 et BAEL91.

L'étude a également mis en évidence l'importance cruciale de la réglementation parasismique dans le dimensionnement des structures en Algérie. La comparaison entre le RPA 2003 et le RPA 2024 a permis de souligner les évolutions significatives introduites par la nouvelle version, notamment en matière de classification des ouvrages, de spectres de réponse, de facteurs de comportement, et de vérifications de sécurité.

Les principaux résultats obtenus démontrent que la structure étudiée répond aux exigences de sécurité, de stabilité et de fonctionnalité. Le choix des éléments structuraux, la répartition des charges, ainsi que le dimensionnement des fondations ont été validés par des vérifications aux états limites ultimes et de service.

En finale, ce travail nous a permis de renforcer notre maîtrise des méthodes de calcul modernes et des outils logiciels professionnels. Il constitue une étape importante dans notre parcours d'ingénieur, en nous préparant à aborder des projets réels avec rigueur, compétence et sens des responsabilités.

Bibliographie

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règlement Parasismique Algérien, Edition CGS RPA version 2024 et RPA version 2003.
- Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91 modifiées 99)
- Document Technique Réglementaire Charges Et Surcharges. DTR (BC2.2) Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles De Calcul Des Fondations Superficielles. (DTR BC2.331), Edition OPU 2005.
- Cours de béton armé, 3ème et 1er et 2ème année master génie civil.
- Livre de (CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE-BATIMENT TOME-1ET 2) (Auteur Henry Thonier 2eme Edition Tome 2 – 1999 - et Tome – 1993 -)

Logiciel

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 et 2024
- EXPERT 2010
- AutoCAD 2015 - English (English)
- Word 2016 et 2019 / Excel 2016

Annexes

Annexe 1:

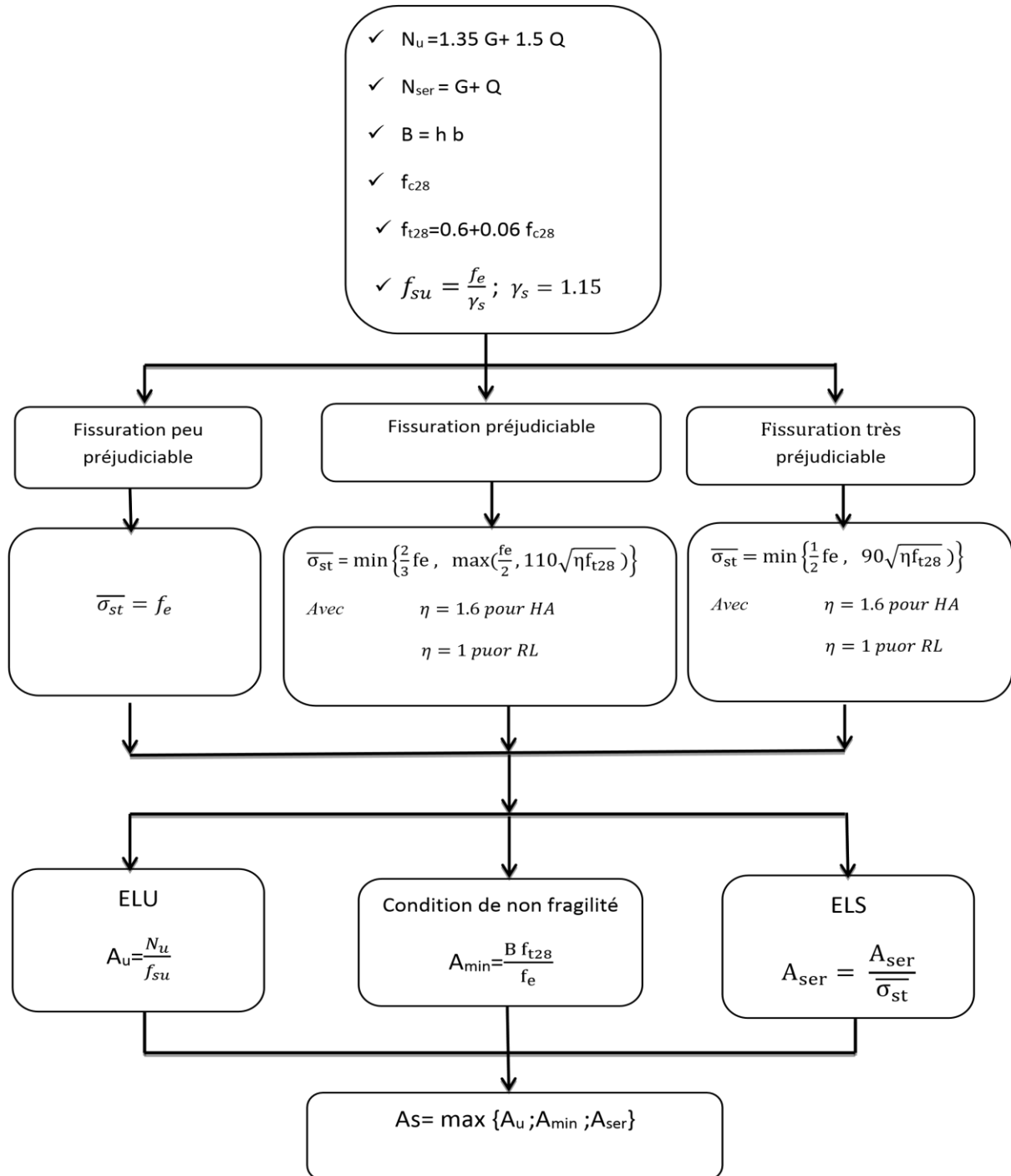
Section réelles d'armatures

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

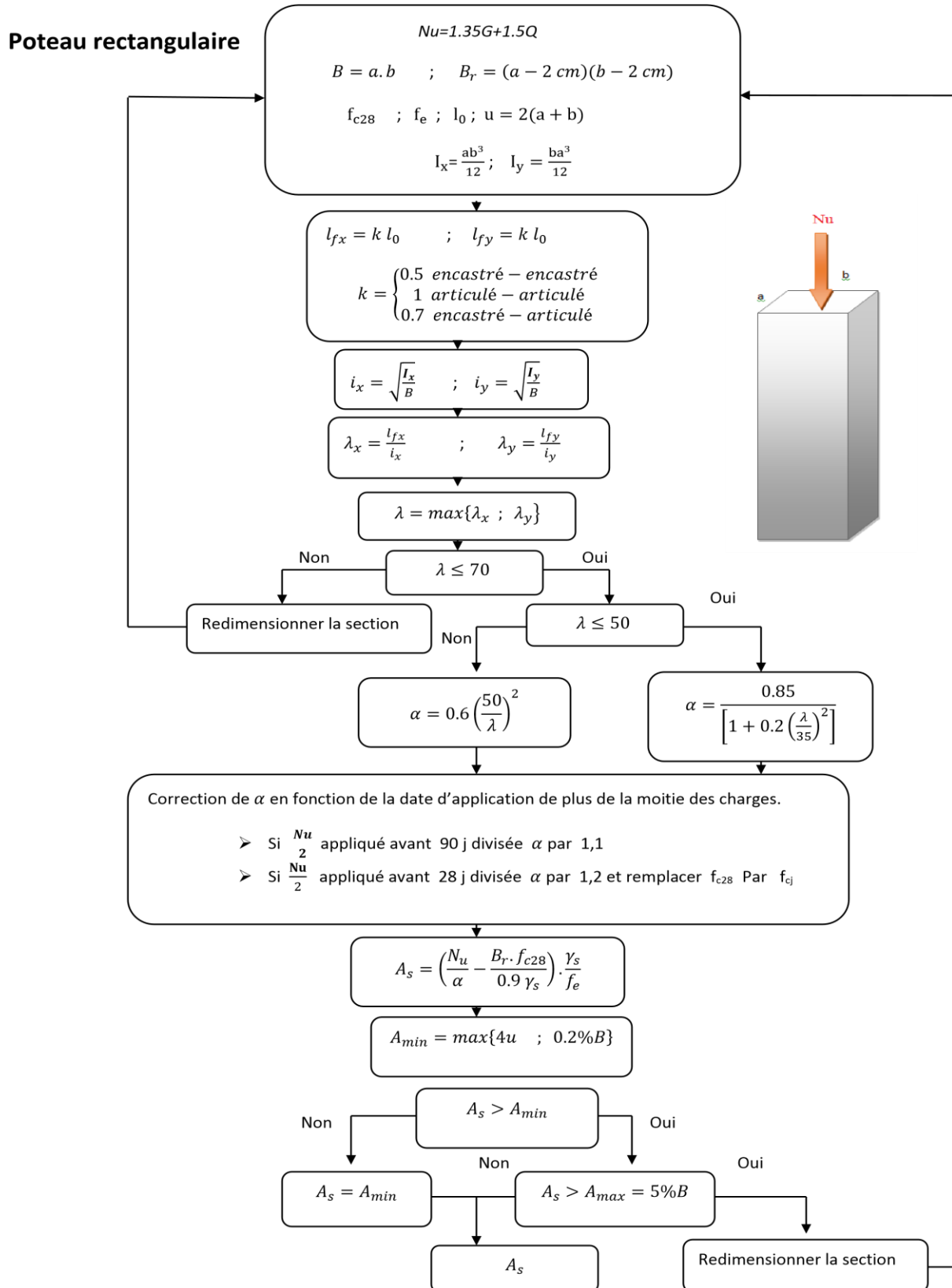
Annexe 2

ORGANIGRAMME01 : TRACTION SIMPLE-LE TIRANT.



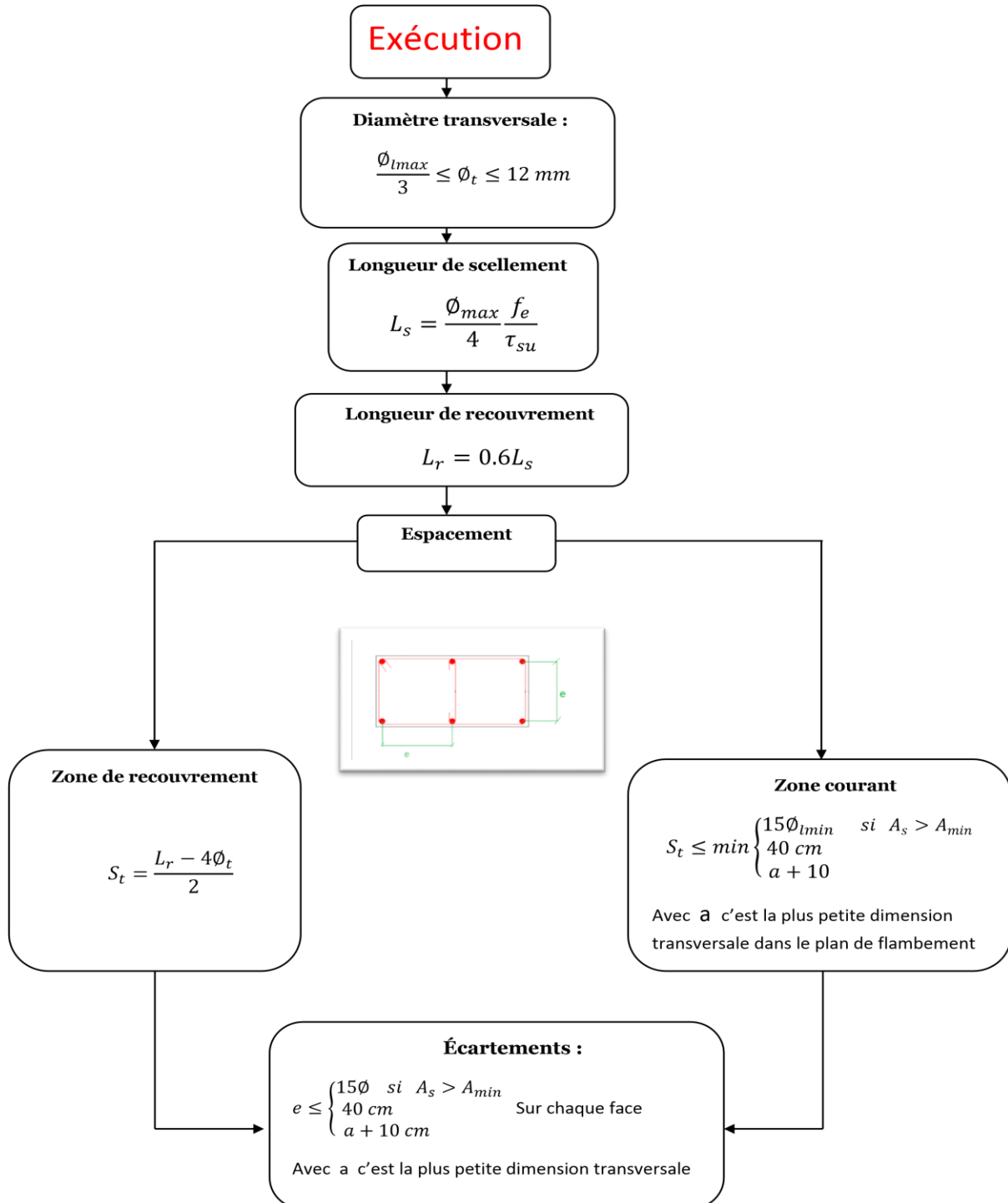
Annexe 3

ORGANIGRAMME02 : COMPRESSION SIMPLE.



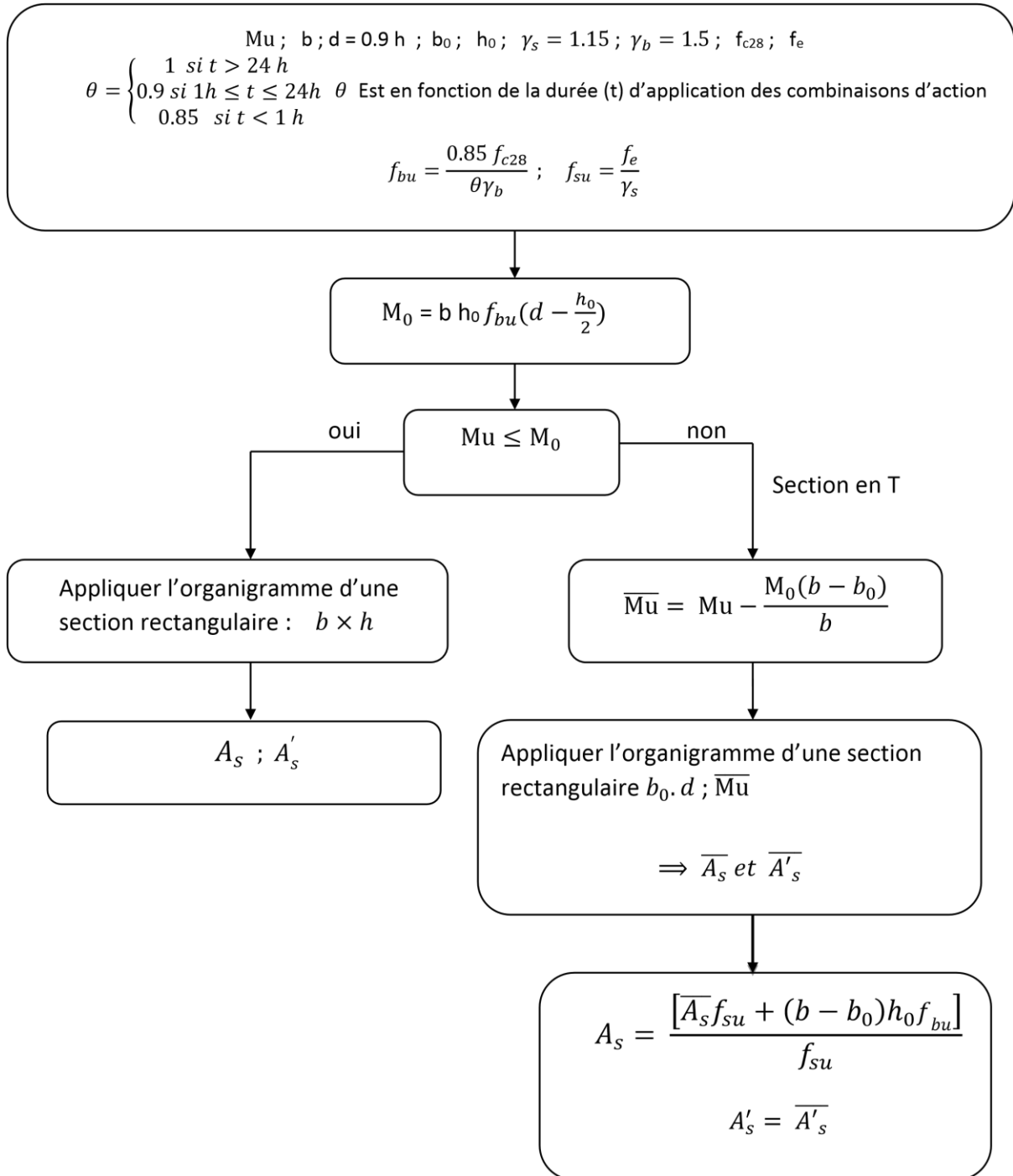
Annexe 4

ORGANIGRAMME03 :



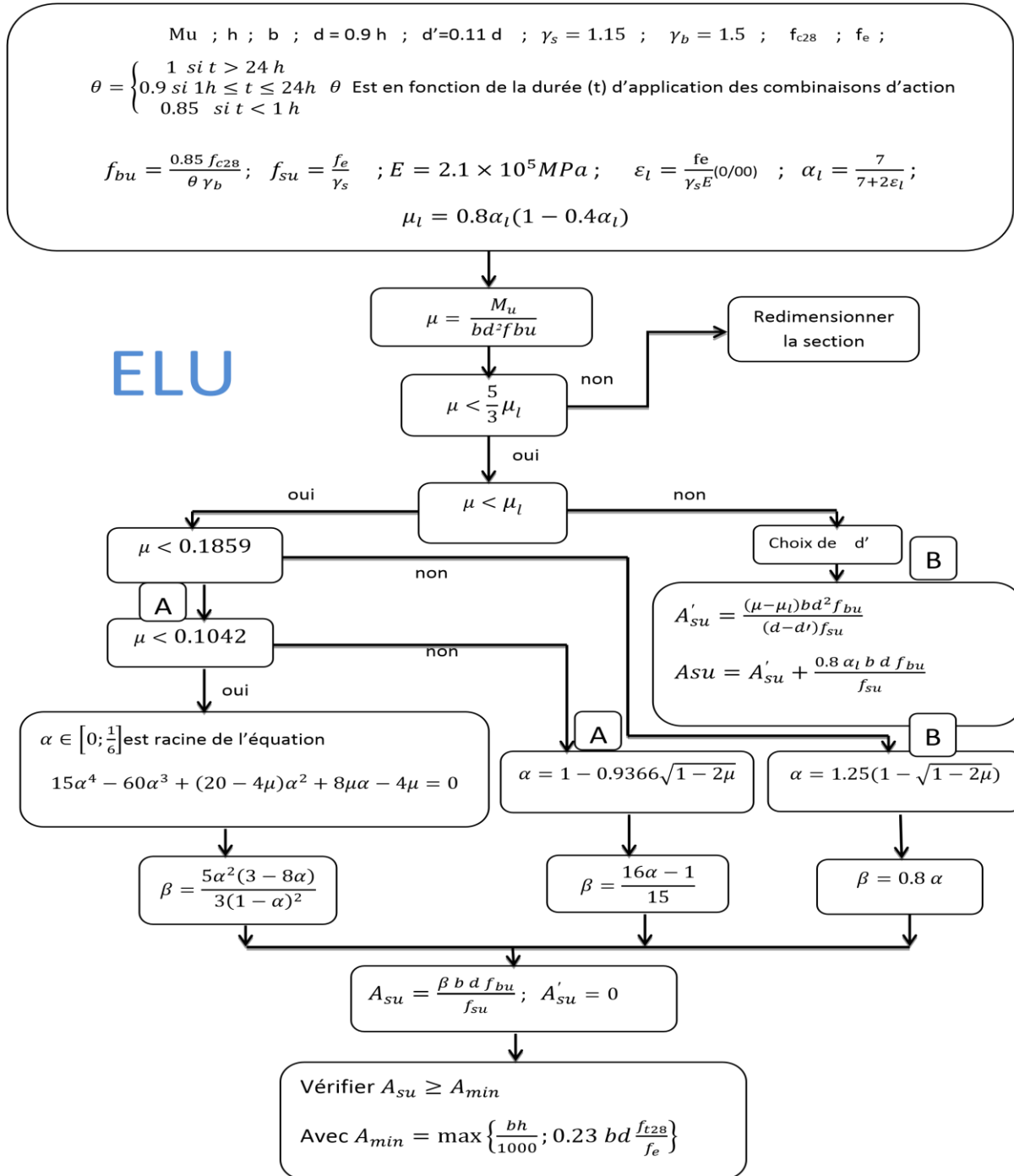
Annexe 5

ORGANIGRAMME04 : SECTION EN TÉ A L'E.L. U EN FLEXION SIMPL.



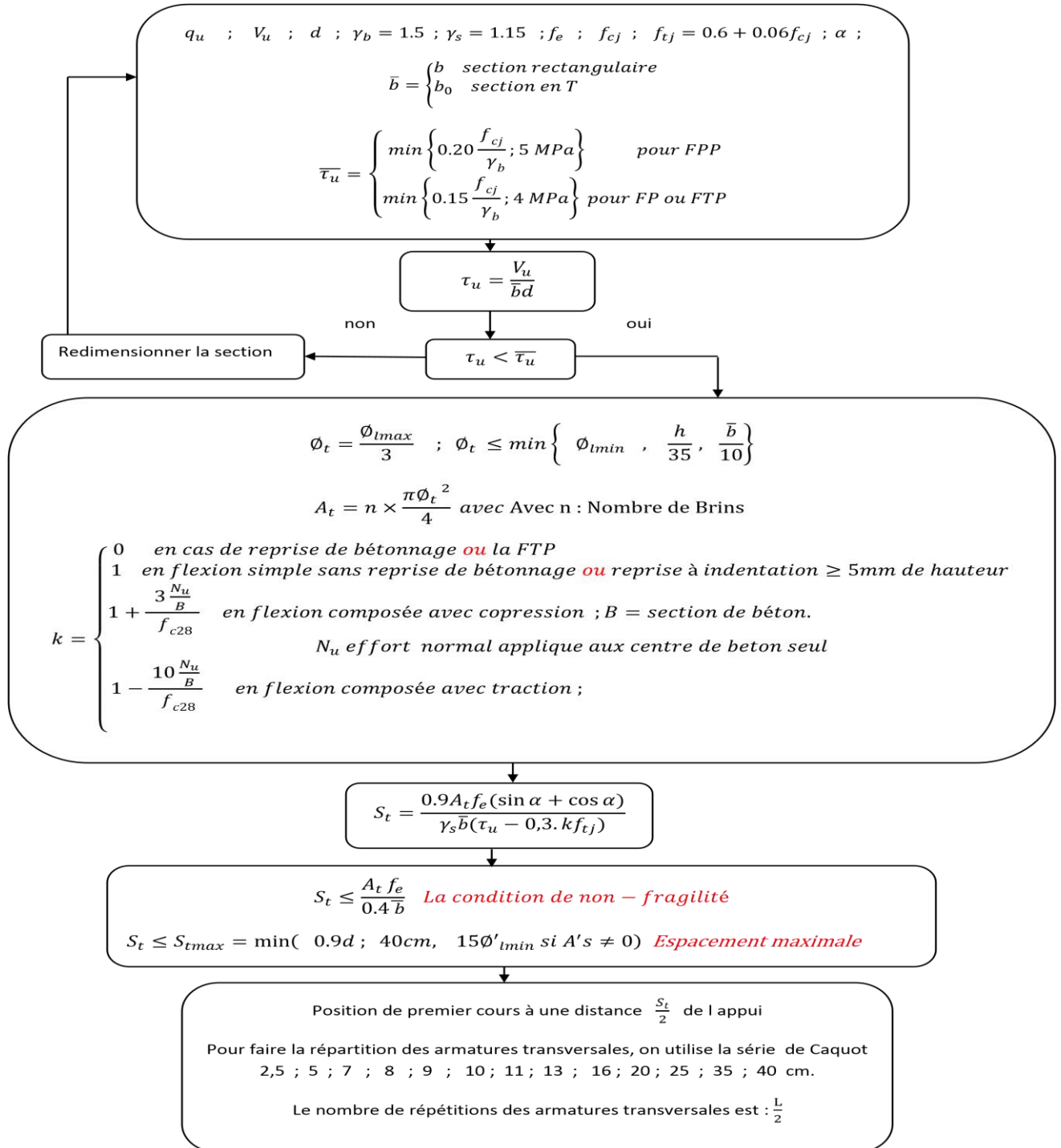
Annexe 6

ORGANIGRAMME05 : SECTION RECTONGULE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE.



Annexe 7

ORGANIGRAMME06 : EFFORT TRANCHANT.



Annexe 8

Effort tranchant

Vérification contrainte Tangente limite ultime BAEL A.5.1 :

Pour calculer la contrainte de cisaillement ou contrainte tangente, on applique l'expression suivante :

$$\tau_u = V_u / b.d$$

V_u : effort tranchant en MN

τ_u : contrainte tangentielle en Mpa

b,d : en m

La contrainte tangentielle conventionnelle doit satisfaire aux états limites suivants :

- **Armatures droites ($\alpha = \pi/2$)**

- fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.20f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$

- fissuration préjudiciable } $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$
ou très préjudiciable }

- **Armatures inclinées à ($\alpha = \pi/4$)**

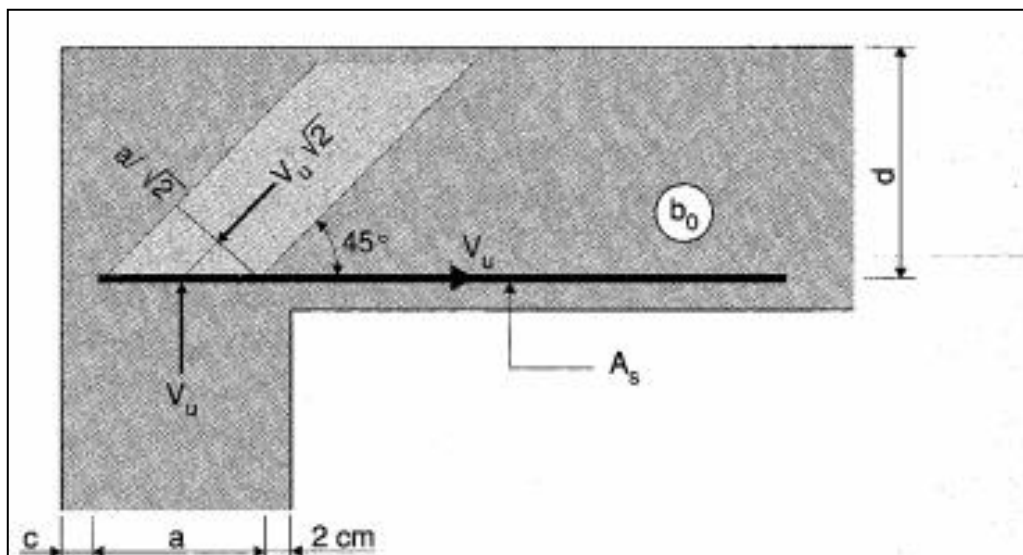
$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.27f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ Mpa} \right)$$

Vérification de la bielle comprimée BAEL91: A.5.1.313:

$$V_u \leq 0,267 b_0 a f_{cj}$$

Avec :

b_0 : largeur de poutre



Vérification de la contrainte moyenne de compression BAEL91: A.5.1.322 :

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b_0 \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2V_u}{b_0 a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

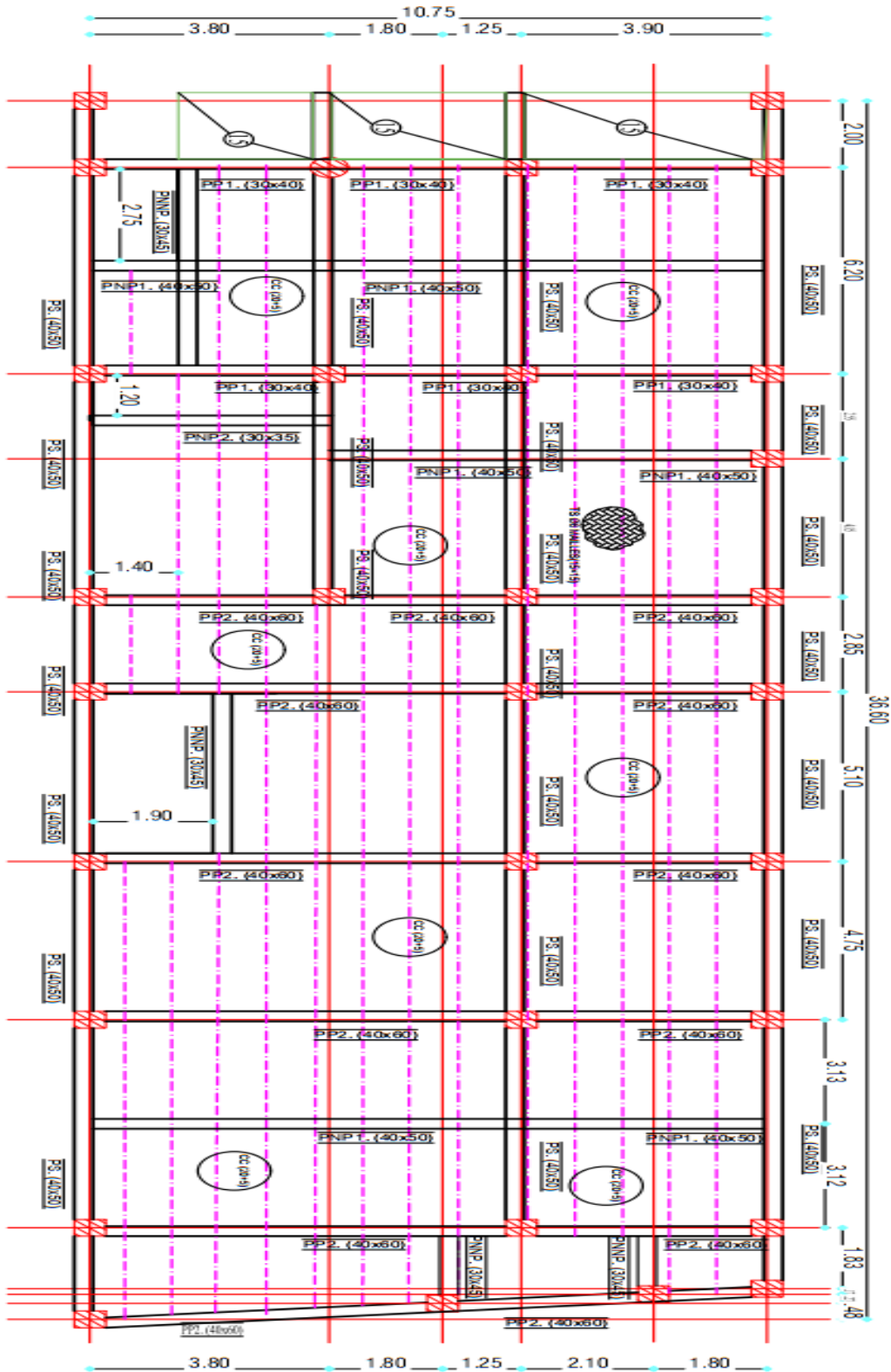
Vérification des armatures inférieures d'appuis BAEL91 :A.5.1.31 :

$$A_s = \frac{V_u}{f_c \gamma_s}$$

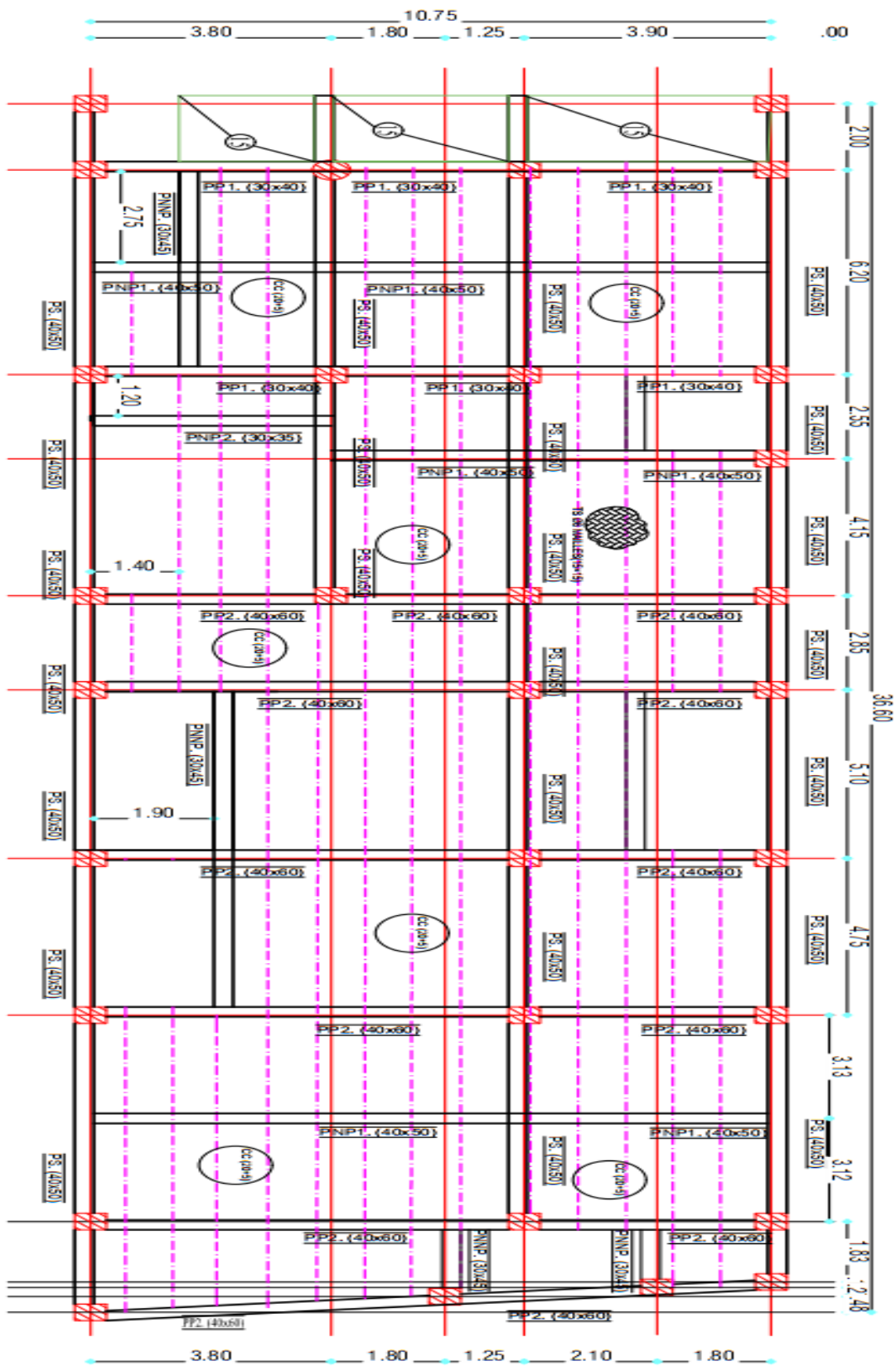
Annexe 9

Plan de plancher

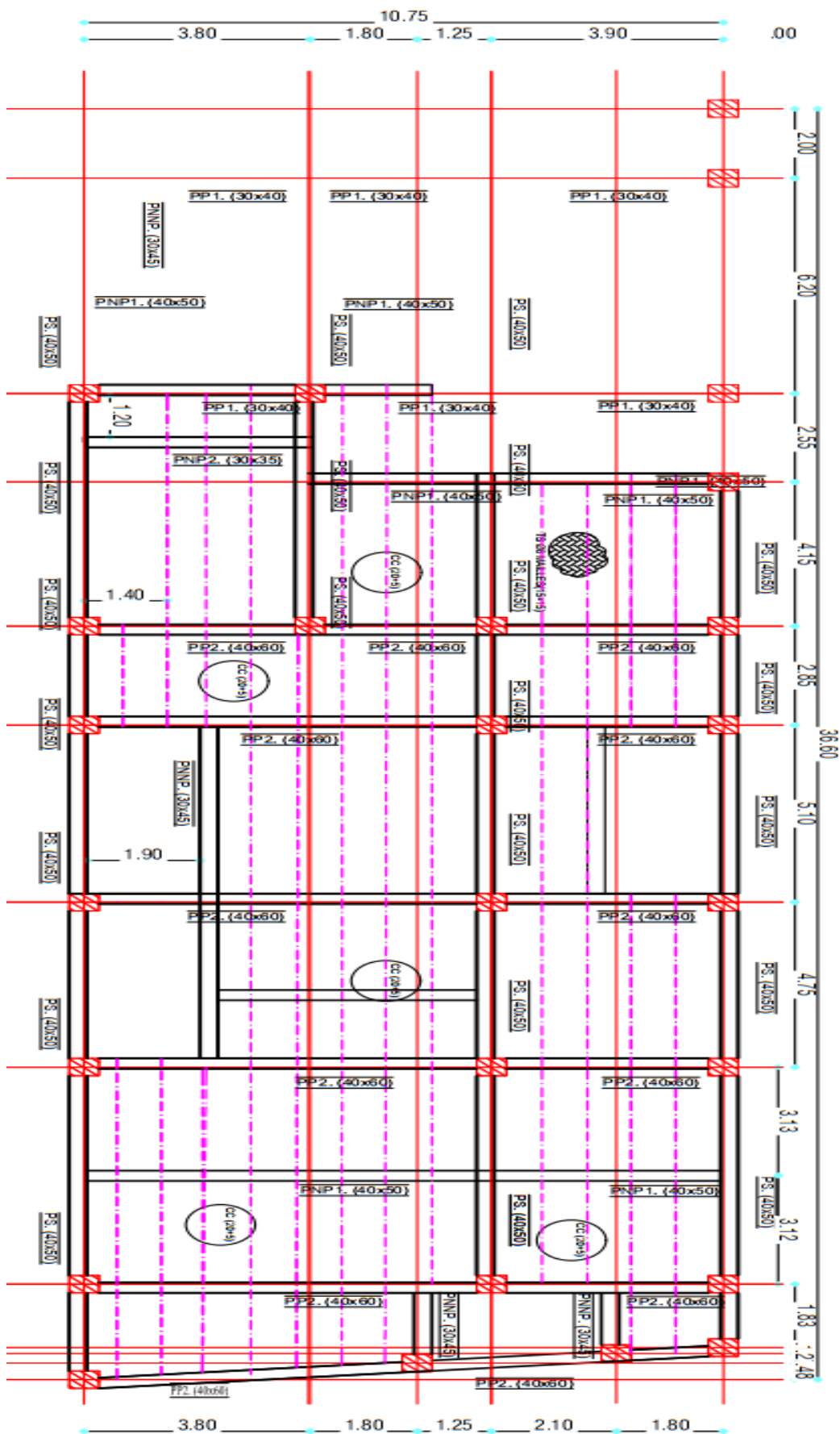
1 ère niveaux :



2 eme a 5 eme niveaux :



6 eme niveaux :



Annexe 10

Rapport de sol

SOMMAIRE

I) INTRODUCTION

II) RECONNAISSANCE IN -SITU

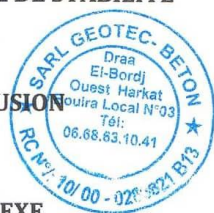
III) ESSAIS DE LABORATOIRE

a.) Analyse chimique

IV) CALCUL DE STABILITE

V) CONCLUSION

ANNEXE



ANNEXE

- SCHEMA D IMPLANTATION DES ESSAIS IN SITU.
- TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS CHIMIQUE.



La présence en amont du site de nombreuses constructions (de charge assez conséquente) et des poteaux d'électricité, ne montrent aucun signe de souffrance dues aux mouvements de sol.

Le calcul de stabilité est basé essentiellement :

- Sur le choix de la méthode adaptée : la méthode de calcul est présentée ci-dessous
- Sur les types de paramètres à introduire dans le calcul (C, γ , ϕ) : on considère le cas le plus défavorable.
- En tenant compte de l'influence de la pression interstitielle : et on considère généralement le cas d'un sol saturé.

1) Méthode des tranches :

La méthode utilisée dans le cas de notre étude est la méthode de tranches : elle consiste à tracer un cercle de rupture (fictif) et à diviser la masse libre en de nombreuses tranches verticales.

Le principe de base est définie le coefficient de sécurité comme étant le rapport des moments stabilisateurs sur les moments moteurs.

Le coefficient de sécurité est défini comme étant le rapport des moments stabilisateurs sur les moments moteurs :

$$FS = \frac{\sum \text{moments stabilisateurs}}{\sum \text{moments moteurs}}$$

L'étude de stabilité a été effectuée à l'aide du logiciel GEO-SLOP. Ce logiciel consiste à tester plusieurs surfaces de rupture probables de glissements observées correspondant à des coefficients minimums ($F_s < 1.5$).

Analyse de résultats :

Le calcul de stabilité s'est fait au droit de la ligne de plus grande pente à savoir (voir Fig 1) :

Les surfaces de glissements testées sont assimilées à un arc de cercle et le mouvement est par conséquent de la méthode des tranches est mieux adaptée.

Nous avons calculé des coefficients de sécurité pour certain nombre des cercles de glissements, que nous considérons représentatif.

Pour l'élaboration des ces cercles, nous avons considéré les caractéristiques géotechniques réduites retenus des essais de cisaillement consolidé non drainé.



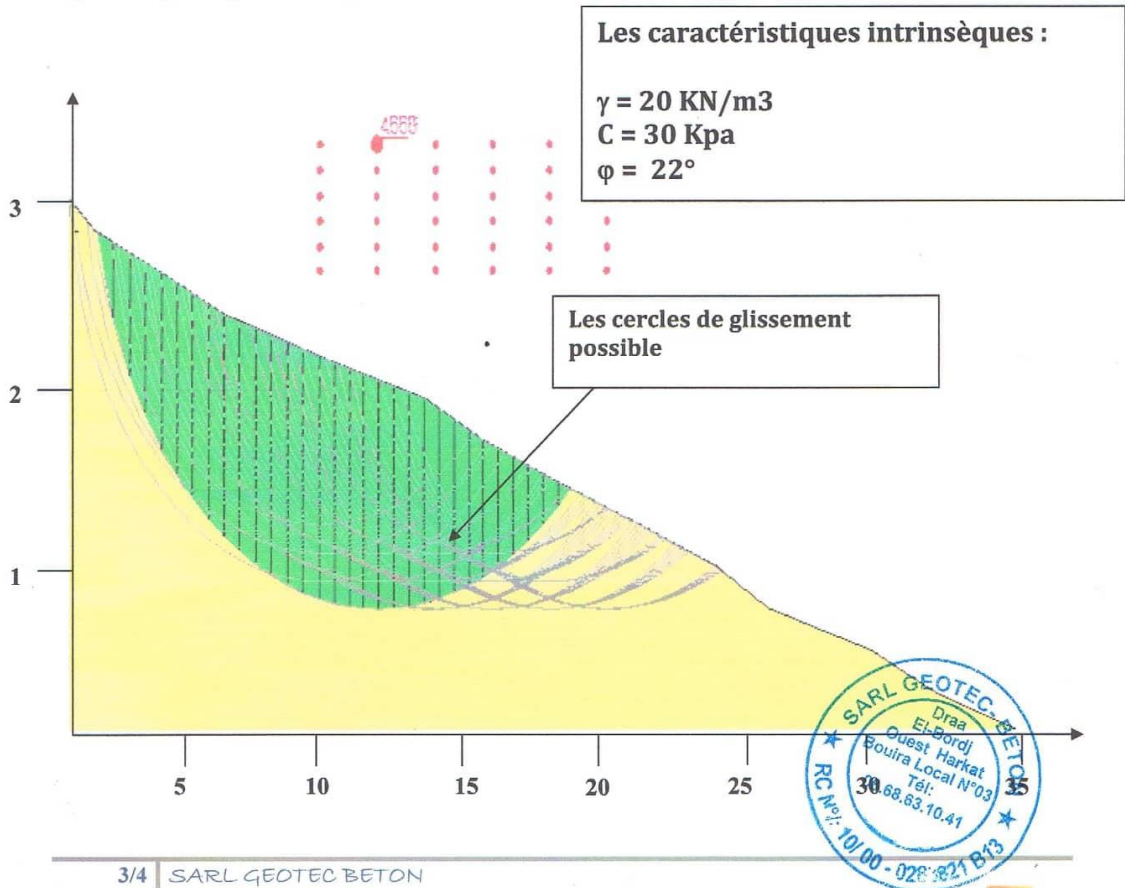
Pour le profil 1 :

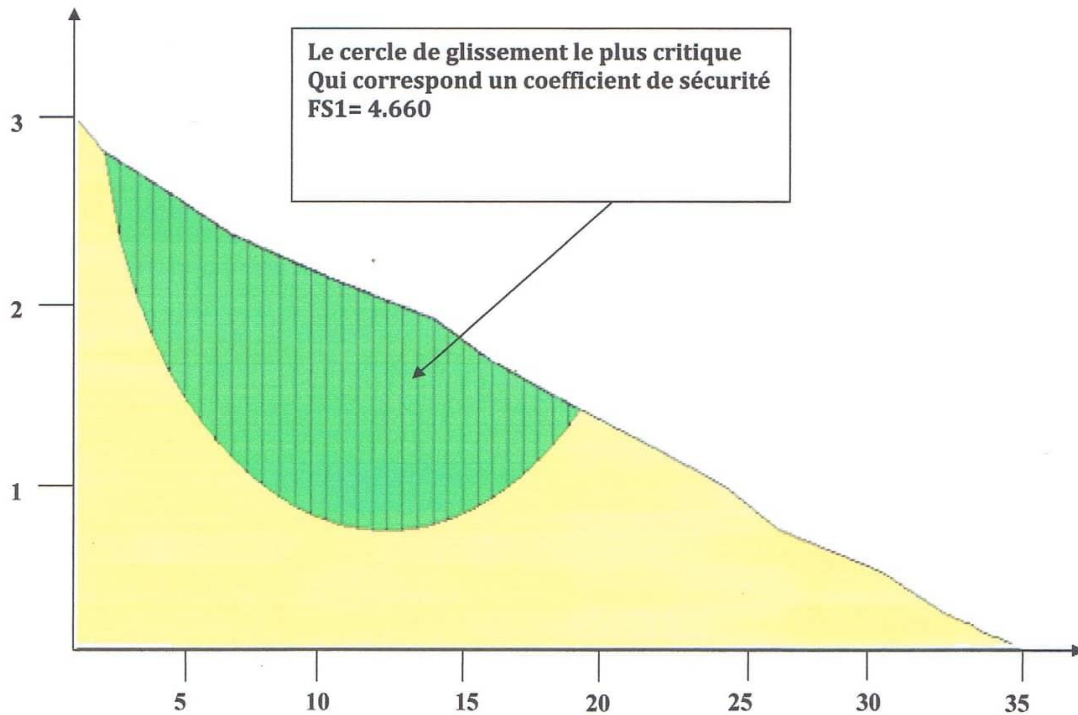
Ce profil est constitué uniquement de formation marneuse : les caractéristiques mécaniques retenues sont les suivantes :

Formations
Marneuse
 $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$
 $\varphi = 22^\circ$
 $C = 30 \text{ Kpa}$

Nous avons varié les rayons, ainsi que la position du centre et on a porté pour chaque centre de cercle de rayon déterminé un coefficient de sécurité correspondant, ce qui nous a permis de définir la valeur minimale de F_s , pour essayer de déterminer le cercle critique au long duquel la rupture se produira.

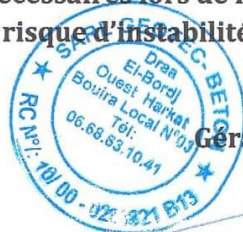
Les courbes de rupture donnent des facteurs de sécurité supérieures à 1.5 pour les cercles C1 ($F_s = 4.660$), ce qui note malgré les facteurs déclenchant (pente, précipitations) le terrain demeure stable.





V) CONCLUSION :

- Les calculs de stabilité simulés, par logiciels ainsi que les diverses observations effectuées sur site ; ont révélé un site stable. Toutefois il serait toujours utile de rappeler la nécessité de réaliser le projet en question suivant les règles de l'art et normes en vigueur. Et prendre les mesures de sécurité nécessaires lors de la réalisation des terrassements et ce afin d'éviter tout risque d'instabilité



**Gérant / L'ingénieur chargé d'étude
Kasmi.Rabah**

**GERANT
KASMI RABAH**