

Université de Mila
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme
de MASTER en Génie Civil
Spécialité : Structures

Etude d'une structure (R+5) à usage d'habitation
contreventée par des voiles porteurs

Réalisé par :
- Hamzaoui Lina
- Dif Nada

Soutenu devant le jury :

M. GUETTICHE. Abdelheq
M. DJEGHADER. Djamel
M. LECHEHEB Mostefa

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2025/2026



الاهداء

بسم الله لرحمان الرحيم

و الصلاة و السلام على اشرف المرسلين سيدنا محمد عليه الصلاة و السلام

«من قال انا لها نالها وانا لها و آن أبت رغما عنها أتيت به »

لم تكن الرحلة قصيرة ولا ينبغي لها ان تكون لم يكم الحلم قريبا ولا الطريق محفوف بالتسهيلات لكن فعلتها و نلتها

إلى الذي زين اسمي باجمل الالقاب من دعمني بلا حدود واعطاني بلامقابل من علمني ان الدنيا كفاح و سلاحه العلم

والمعرفة.....أبي

إلى من جعل الله الجنة تحت اقدامها واحتضني قلبها قبل يدها وسهلت لي الشدائد بدعائها الى القلب الحنون والشمعة

المضيئة التي كانت لي في الليالي المظلمات سر قوتي و نجاحي أمي الغالية

إلى ضلعي الثابت و أمان أيامي إلى من شددت عضدي بهم فكانوا لي يناييع ارتوى منها إلى خيرة أيامي وصوفتها إلى قرة

عيني أخوتي و أخواتي

إلى نفسي ؛ شكرا على كل القوة والصبر و الإصرار فخلف كل نهاية بداية مختلفة ؛خلف كل الليالي فجر جميل؛ خلف كل

تجربة سيئة خيرا ولطف خفي لقد وصلنا الى فجرنا الى شمس مشرقة.....

لكل من كان عوننا وسندا في هذه الطريق للأصدقاء الأوفياء ورفقاء السنين لأصحاب الشدائد و الأزمات أهدىكم

هذا الإنجاز و ثمرة نجاحي الذي طالما تمنيته ها أنا اليوم أكملت و أتممت أول ثمراته بفضلته سبحانه و تعالى على ماوهبني .

و الحمد لله الذي بنعته تتم الصالحات

ندى

2026



الحمد لله حبا وشكرا وامتنان على البدء والختام
(وَآخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ)

لم تكن الرحلة قصيرة ولا الطريق محفوفًا بالتسهيلات لكنني فعلتها فالحمد لله الذي يسر البدايات وبلغنا النهايات بفضلته وكرمه.

اهدي هذا النجاح الى قدوتي الأولى الى معنى الحياة وسر الوجود من كان دعائها سر نجاحي الى من رافقتني في كل مشاوير حياتي ولا تزال تفعل الى الان الى الجسر الصاعد بي الى الجنة الى اليد الخفية التي ازالته عن طريقي الأشواك. ومن تحملت كل لحظة ألم مررت بها وساندتني عند ضعفي وهزلي . الى النور التي انارت دربي والسراج الذي لاينطفئ نورها الانسانة العظيمة التي لطالما تمننت ان تقر عينها برويتي في هذا اليوم
أمي العزيزة لحرش عائشة متعها الله بالصحة والعافية

الى الذي زين اسمي بأجمل الالقاب من دعمي بلا حدود وأعطاني بلا مقابل من علمني أن الدنيا كفاح وسلاحها العلم والمعرفة داعمي الأول في مسيرتي وسندي وقوتي واعتزازي الى الوطن الذي انتمي اليه والأرض التي تحتويني الى ذلك الرجل العظيم الذي بذل كل ما بوسعه مأمني الوحيد وفرحتي الدائمة الى من كلله الله بالهيبة والوقاذاك الرجل العظيم الذي بذل كل ما بوسعه مأمني الوحيد وفرحتي الدائمة الى من كلله الله بالهيبة والوقار.....
ابي الغالي عبد المؤمن متعه الله بالصحة والعافية

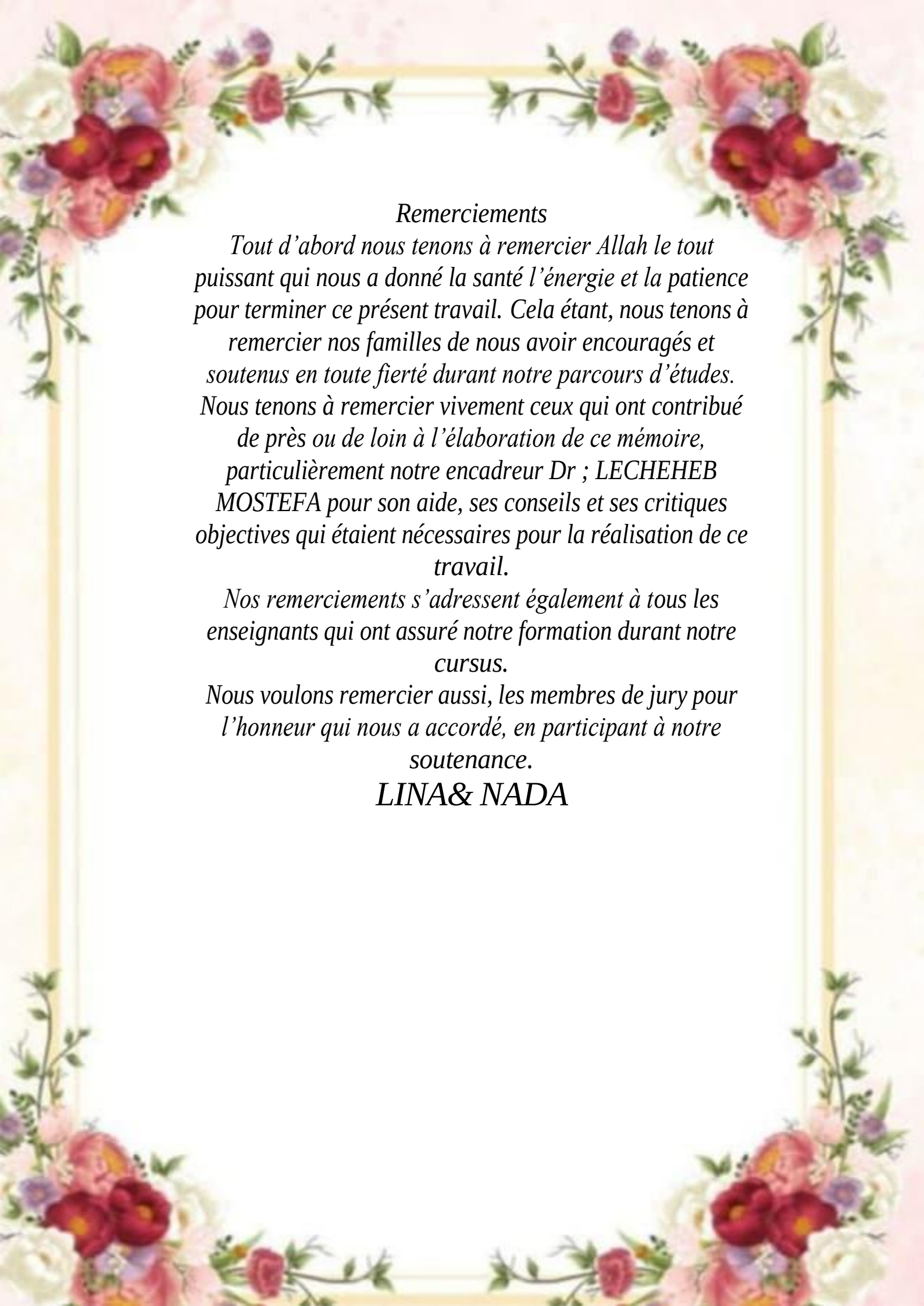
والى الشموع التي تنير لي الطريق الى لؤي ومنصف.....

الى اولئك الذين يفرحهم نجاحي والى الذين مهدو عثرات مسيرتي بدعائهم وانسوا صغابهم بحبهم لي من كانوا واقفين خلفي مثل ظلي مهما كثرت تخططاتي .

الى من كانوا رسلا يبعثوا لإحياء العلم وانتشال الأمة وحل الضياع هم أساتذتي.....

لله الشكر كله ان وقفني لهذه اللحظة فالحمد لله ربي العالمين والصلاة والسلام على نبينا الكريم

لينة



Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier Allah le tout puissant qui nous a donné la santé l'énergie et la patience pour terminer ce présent travail. Cela étant, nous tenons à remercier nos familles de nous avoir encouragés et soutenus en toute fierté durant notre parcours d'études. Nous tenons à remercier vivement ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, particulièrement notre encadreur Dr ; LECHEHEB MOSTEFA pour son aide, ses conseils et ses critiques objectives qui étaient nécessaires pour la réalisation de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant notre cursus.

Nous voulons remercier aussi, les membres de jury pour l'honneur qui nous a accordé, en participant à notre soutenance.

LINA& NADA

Sommaire

Dédicace.....	I
Remerciements....	II
Sommaire.....	III
Liste des figures.....	IV
Liste des tableaux....	V
Notations.....	VI
Résumé.....	VII
Introduction général.....	1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1	Introduction.....	4
I.2	Présentation de l'ouvrage	4
I.3	Ossature et système constructif adopté.....	10
	a Ossature	10
	b Le Planchers.....	10
	c Revêtement	10
	d Escaliers	11
	e Maçonnerie	11
	f Isolation	11
	g L'acrotère.....	12
	h Les voiles	12
I.4	Données du site.....	12
I.5	Données de calcul	13
I.6	Principaux caractéristiques et avantages de béton	13
I.7	Les caractéristiques des matériaux	13
	a Le Béton	13
	b Les matériaux composants le béton	13

c	Dosage du béton.....	14
d	Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	14
e	Méthode de calcul.....	16
f	Déformation et contrainte de calcul.....	16
g	Déformation longitudinale du béton	18
H	Module de déformation transversale du béton.....	18
I	Aciers	19
J	Diagramme contraintes-déformations de l'acier	20
K	Contrainte limite de traction des armatures	21
L	Etats limites	22
I.8	Actions et sollicitations	24
a	Les actions	24
b	Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	25

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1	Introduction.....	28
II.2	Pré-dimensionnement des planchers.....	29
a	Définition.....	29
b	Plancher à corps creux	29
c	Dimensions des poutrelles	30
d	Plancher en dalle pleine	31
II.3	Pré dimensionnement des voiles	31
a	Définition.....	33
b	Disposition des voiles.....	33
II.4	Pré dimensionnement des poutres.....	33
a	Les poutres principales	34
b	Poutres secondaires (chainages)	35

II.5	Pré dimensionnement des poteaux	36
a	Définition.....	36
b	Principe.....	36
c	Etapas de Prédimensionnement.....	36
d	Dimensions des poteaux	36
II.6	Pré dimensionnement des escaliers	37
a	Définition.....	38
b	Terminologie.....	38
c	Caractéristiques techniques.....	39
II.7	Evaluation des charges et surcharges	40
a	Les planchers terrasse à corps creux (inaccessible).....	41
b	Plancher étage courant et RDC.....	41
c	Les balcons sont en dalle pleine (Balcons).....	41
d	Mur extérieur (double cloison)	42
e	Murs intérieurs (simple cloison)	42
f	Escalier	43
g	L'acrotère.....	44
II.8	Descente de charges	45
a	Charges permanentes et l'effort normal «Nu».....	45
b	Charges d'exploitation	48
c	Choix du poteau le plus sollicité.....	49
d	Calcul de la longueur de flambement L_f	50
e	Calcul de l'effort Nu	50
f	Vérifications du $1,1 Nu \leq Nu$	51
g	Vérification selon le RPA 2024.....	52

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1	Introduction	55
III.2	Etude de l'acrotère	55

III.2.1 Détermination de la charge due au séisme :	
III.2.2 Calcul de sollicitation :.....	
III.2.3 Ferrailage :	
III.2.4 Schéma du ferrailage :	
III.3 Les escaliers	63
III.3.1 L'étude de la première partie d'escaliers de RDC	63
III.3.1.1 Schéma statique	63
III.3.1.2 Evaluation des charges et des surcharges	63
III.3.1.3 Combinaisons des charges	64
III.3.1.4 Calcul des sollicitations à l'ELU	64
III.3.1.5 Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants.....	65
III.3.1.6 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	66
III.3.1.7 Calcul des sollicitations à l'ELS	67
III.3.1.8 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	70
III.3.1.9 Le ferrailage à l'ELU	70
III.3.1.10 Schéma du ferrailage.....	76
III.3.2 L'étude d'escaliers de l'étage	77
III.3.2.1 Schéma statique	77
III.3.2.2 Combinaisons des charges	77
III.3.2.3 Calcul des sollicitations.....	78
III.3.2.4 Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants.....	78
III.3.2.5 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants.....	80
III.3.2.6 Calcul des sollicitations à l'ELS	88
III.3.2.7 Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant	82
III.3.2.8 Le ferrailage à l'ELU	83
III.3.2.9 Schéma du ferrailage.....	88

III.4 Poutre palière	89
III.4.1 Evaluation des charges.....	89
III.4.2 Calcul le ferrailage sous sollicitations de flexion simple	90
III.4.3 La poutre palière a la torsion	95
III.4.4 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	96
III.4.5 Schéma de ferrailage.....	97
III.4.6 Evaluation des charges.....	97
III.4.7 Calcul de ferrailage	98
III.4.8 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	100
III.4.9 Schéma de ferrailage.....	105
III.5.1 Balcon (dalle pleine).....	105
III.5.1.1 Evaluation des charges	106
III.5.1.2 Le ferrailage	108
III.5.1.3 Schéma de ferrailage.....	109
III.5.2 Balcon (dalle pleine).....	109
III.5.2.1. Evaluation des charges.....	110
III.5.2.2 Le ferrailage	111
III.5.2.3 Schéma de ferrailage.....	113
III.5.3 Balcon (dalle pleine).....	113
III.5.3.1. Evaluation des charges.....	114
III.5.3.2 Le ferrailage	115
III.5.3.3 Schéma de ferrailage.....	117
III.5.4 Balcon (dalle pleine).....	117
III 4.1.1. Calcul en Etage courant.....	118
III.5.4.2 Le ferrailage	119
III.5.4.3 Schéma de ferrailage.....	121
III.6 Les planchers	121
III.6.1 Généralité.....	121
III.6.2 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure	122
III.6.3 Les combinaisons d'action.....	122
III.6.4 Type et Position des poutrelles	122
III.6.5 Méthodes de calculs.....	123

III.6.5.1 poutrelles du niveau Planche étage courant et RDC...	128
III.6.5.1.1 Les Diagramme des moments et des efforts tranchants	135
III.6.5.2 poutrelles du niveau Planche terrasse	137
III.6.5.2.1 Les Diagramme des moments et des efforts tranchants	145
III.7. Ferrailage de nervures.....	147
III.8 Schéma de Ferrailage.....	158
III.9 Conclusion.....	159

Chapitre IV : Etude sismique et modélisation

IV.1. Introduction	161
IV.2. Objective de l'étude sismique	161
IV.3. Méthode de calcul.....	161
IV.3.1. Méthode statique équivalente [3].....	161
IV.3.2. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	161
IV.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale	162
IV.3.4. Choix de la méthode de calcul	163
IV.4. La modélisation de la structure.....	164
IV.4.1. Introduction.....	164
IV.4.2. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024	167
IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure	168
IV.4.4. Spectre de calcul	169
IV.4.5. Vérification du nombre de modes à considérer.....	171
IV.4.6. Vérification de la période.....	172
IV.5. Estimation empirique de la période fondamentale	173
IV.5.1. Calcul de la force sismique totale	174
IV.5.2. Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme	175

IV.5.3. Calcul de déplacements.....	175
IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble.....	176
IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).....	177
IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	179
IIV.7 conclusion	179

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction.....	181
V.2 Les poutres.....	181
V.2.1 Sollicitation du calcul	182
V.2.2 Les poutres principales.....	182
V.2.2.1 Le ferrailage à l'ELU.....	187
V.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant à ELU	184
V.2.2.3 Vérification des contraintes à l'ELS.....	187
V.2.2.4 Vérification de la flèche à l'ELS	187
V.2.2.5 Schéma du ferrailage (poutre principale).....	188
V.2.3 Les poutres secondaires	188
V.2.3.1 Le ferrailage à l'ELU.....	188
V.2.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS.....	189
V.2.3.3 Vérification de la flèche à l'ELS	189
V.2.3.4 Schéma du ferrailage (poutre secondaire).....	190
V.3 Les poteaux.....	190
V.3.1 Recommandations du RPA2024	191
V.3.2 Calcule Ferrailage des poteaux.....	193

V.3.3 Vérifications nécessaires.....	198
V.3.4 Représentation du ferrailage des poteaux	200
V.4 Les voiles.....	201
V.4.1. ferrailage des voiles.....	201
V.4.1.1 Exposé de la méthode.....	201
V.4.1.2 Armature verticale.....	203
V.4.1.3 Armatures minimales	203
V.4.1.4 Aciers horizontaux... ..	204
V.4.3 Méthode de calcul des voiles	205
V.4.4 Vérification	205
V.4.4.1 Détermination des sollicitations	206
V.4.4.2 Armature verticaux.....	206
V.4.4.3 Ferrailage Horizontal	209
V.4.4.4 Ferrailage transversal.....	210
V.4.4.5 Vérification des voiles à l'effort tranchant	210
V.4.4.6 Vérification à L'ELS.....	210
V.4.5 Schéma du ferrailage	211
V.5 Conclusion	212

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	213
VI.2 Rôle de fondation.....	213
VI.3 Contrainte admissible du sol.....	214

VI.4 stabilité des fondations	214
VI.5 types de fondations	214
VI.6 Choix du type de fondation.....	215
VI.7 Calcul des fondations	216
VI.7.1 Semelles isolées.....	218
VI.7.2 Semelles Filantes.....	219
VI.8 Ferrailage de la semelle filante sous voile	219
VI.9 Schéma de ferrailage	225
VI.10 Conclusion	226
Conclusion générale	227
Liste des références.	
Annexes .	

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Coupe de façade principale	4
Figure I.2: Façade Postérieure	5
Figure I.3: Coupe AA	6
Figure I.4: Vue en Plan de RDC.....	7
Figure I.5: Vue en Plan étages courant.....	8
Figure I.6: plan toiture	9
Figure I.7: Plancher dalle pleine.....	10
Figure I.8: Dalle à corps creux	10
Figure I.9: Présentation de l'escalier.	11
Figure I.10: Mur extérieur et Mur intérieur.....	11
Figure I.11: Mur simple cloison.	11
Figure I.12: Isolation.	12
Figure I.13 : Les voiles.....	12
Figure I.14 : Eprouvette cylindrique du béton.....	15
Figure I.15: Diagramme parabole-rectangle des contraintes Déformations du béton.....	16
Figure I.16: Diagramme rectangulaire simplifié	17
Figure I.17: Diagramme contrainte déformation d'acier Pour notre cas on utilise des aciers Fe E400.....	20
Figure I.18 : Les Ronds Lisses (RL).....	21
Figure I.19 : Les Hautes Adhérences (HA)	21
Figure I.20: Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots). ..	23

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Figure II.1 : Plon de coffrage RDC...	28
Figure II.2: Coupe du plancher en corps creux	29
Figure II.3: Coupe verticale du plancher à corps creux	30
Figure II.4: Section de la poutrelle	31
Figure II.5: Coupe de voile en élévation.	32
Figure II.6 : Section réduite du voile.....	33
Figure II.7: Position des poutres et les poteaux.....	36
Figure II.8: Coupe plancher terrasse.	40
Figure II.9: coupe plancher étage courant.	41
Figure II.10: Mur extérieur.....	42
Figure II.11: Mur simple cloison.....	43
Figure II.10: Représentation du poteau central le plus sollicité.	45

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

Figure III.1: Schéma de l'acrotère	56
Figure III.2:. Coupes transversales de l'acrotère.....	58
Figure III.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère	63
Figure III.4: schéma escalier RDC.....	63
Figure III.5: La charge équivalente Elu.	64
Figure III.6: diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU.....	67
Figure III.7: la charge équivalente els.....	68
Figure III.8: diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS	70
Figure III.9: Section de calcul d'escalier.	71
Figure III.10: Schéma du ferrailage des escaliers(rdc).....	77

Figure III.11: Schéma d'escalier étage courant.....	77
Figure III.12: la charge équivalente elu.	78
Figure III.13: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (à ELU).....	80
Figure III.14: la charge équivalente els.....	80
Figure III.15: Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (à ELS).....	82
Figure III.16: Schéma du ferrailage des escaliers(étage courant).	89
Figure III.17: Evaluation des charges.	89
Figure III.18: La section de calcul de la poutre en flexion simple.....	90
Figure III.19: Coupe de la poutre	95
Figure III.20: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	97
Figure III.21: La section de calcul de la poutre en flexion simple.....	98
Figure III.22: Coupe de la poutre	103
Figure III.23: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	105
Figure III.24: schéma du balcon.....	105
Figure III.25 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.	109
figure III.26: schéma du balcon.....	109
Figure III.27 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.	113
figure III.28: schéma du balcon.....	113
Figure III.29 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.	117
figure III.30: schéma du balcon.	118
Figure III.31 : Section théorique pour le ferrailage du balcon.	121
Figure III.32 : Diagramme des efforts tranchants	124
Figure III.33 Diagramme à ELU type 1 des moments plancher étages courants... ..	135
Figure III.34 Diagramme à ELS type 1 des moments plancher étages courants.....	135
Figure III.35 Diagramme à ELU type 1des efforts tranchant plancher étages courants ..	136
Figure III.36 Diagramme à ELS type 1des efforts tranchant plancher étages courants...	136
Figure III.37 Diagramme à ELU type 1 des moments plancher terrasse	144
Figure III.38 Diagramme à ELS type 1 des moments plancher terrasse	144
Figure III.39 Diagramme à ELU type 1des efforts tranchant plancher terrasse.....	145

Figure III.40 Diagramme à ELS type 1des efforts tranchant plancher terrasse.....	145
Figure III.41: Coupe d'une poutrelle	146
Figure III.42: Schéma de Ferrailage de nervure (16+5).....	157
Figure III.43: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	158

CHAPITRE IV : Etude sismique

Figure IV. 1 : Vue globale de la structure	166
Figure IV. 2 : Disposition des voiles dans le bâtiment.....	167
Figure IV. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe Y	172
Figure IV. 4 : Translation de bâtiment selon l'axe X.....	172
Figure IV. 5 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z	173

Chapitre V : Etude des éléments structuraux :

figure V.1: Schéma du ferrailage de la poutre principale.....	188
figure V.2: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.....	190
figure V.3: Schéma de ferrailage des poteaux.....	200
figure V.4: Section entièrement comprimée.....	202
figure V.5: Section entièrement tendue.....	202
figure V.6: Section partiellement comprimée	203
figure V.7: Les dimensions du voile étudié.....	205
figure V.8: Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.....	206
figure V.9: Schéma du ferrailage des voiles	210

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

figure VI.1: Les fondation superficielle.....	214
figure VI.2 : Coupe du schéma de ferrailage du voile périphérique	217
figure VI. 3: longitudinal du schéma de ferrailage du voile périphérique	217
figure VI.4: Semelle filante	219
figure VI.5: Semelle filante sous voile.....	220
figure VI. 6: ferrailage de la semelle	221
figure VI.7 : semelle sous 2 poteaux.....	221
figure VI. 8 : Schéma de ferrailage de la longrine	225

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	9
Tableau I.2 Dosage du béton.....	14
Tableau I.3 Caractéristiques des nuances d'acier.....	20

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et

Tableau II.1 Pré dimensionnement des poteaux.....	36
Tableau II.2 Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	40
Tableau II.3 Evaluation des charges permanentes du Plancher étage courant et RDC.....	41
Tableau II.4 Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine ..	41
Tableau II.5 Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon (étage courant et RDC).....	42
Tableau II.5 Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....	42
Tableau II.6 Charge permanente du mur double cloison... ..	43
Tableau II.7 Evaluation des charges permanentes de palier.....	43
Tableau II.8 Evaluation des charges permanentes de Paillasse.....	44
Tableau II.9 Tableaux Surcharges d'exploitation.....	45
Tableau II.10 Déterminationdes charges permanentes pour Poteau d'angle	46
Tableau II.11 Déterminationdes charges permanentes pour Poteau central.....	49
Tableau II.12 Calcul de $\bar{N}_u$ des poteaux	51

Tableau II.13	Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux.....	52
----------------------	---	----

Tableau II.14	Vérification selon le RPA 2024 des dimensions des poteaux.....	52
----------------------	--	----

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III- 1:	ferraillage à l'ELU d'appuis.....	72
Tableau III- 2:	ferraillage à l'ELU de travée.....	73
Tableau III- 3:	vérification des contraintes à l'ELS de travée.....	74
Tableau III- 4:	Vérification des contraintes à l'ELS	75
Tableau III- 5:	Tableau de ferraillage à l'ELU de travée	84
Tableau III- 6:	Tableau de ferraillage à l'ELU d'appuis.....	85
Tableau III- 7:	Vérification des contraintes à l'ELS de travée.....	86
Tableau III- 8:	Vérification des contraintes à l'ELS	87
Tableau III.9 :	Charges et surcharges d'exploitation sur dalle pleine	118
Tableau III.10:	Ferraillage de balcon type 03 Etage courant... ..	119
Tableau III.11 :	Vérification des contraintes de béton à l'ELS.....	119
Tableau III.12 :	Vérification des contraintes d'acier à l'ELS	120
Tableau III.13 :	Les combinaisons d'action étage courant ,RDC et terrasse	122
Tableau III.14 :	Type et Position des poutrelles.....	122
Tableau III.15	Les charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	126
Tableau III.16	Les sollicitations à ELU, (Plancher étage courant et RDC)	134
Tableau III.17	Les sollicitations à ELS, (Plancher étage courant et RDC)	134
Tableau III.18	Les sollicitations à ELU, (Plancher terrasse).....	143

Tableau III.19 Les sollicitations à ELU, (Plancher terrasse).....	143
Tableau III.20 :Les Résultats de ferrailage en travée de plancher terrasse	149
Tableau III.21 :Les Résultats de ferrailage en appui de plancher terrasse.....	150
Tableau III.22 :Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage et RDC.....	153
Tableau III.23 :Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage et RDC.....	153

CHAPITRE IV : Etude sismique

Tableau IV.1: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i	168
Tableau IV. 2 : Valeurs du coefficient C_T	168
Tableau IV. 3 : Valeurs du coefficient de comportement, R	169
Tableau IV. 4 : Valeurs des Pondérations P_q	170
Tableau IV. 5 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ ans.....	170
Tableau IV. 6 : Valeurs des coefficients d'importance	170
Tableau IV. 7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV,V et VI).....	171
Tableau IV. 8 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT	171
Tableau IV. 9 : La force sismique V dynamique à la base	174
Tableau IV. 10 : Centre de masse et centre de torsion	174
Tableau IV. 11 : Calcul de l'excentricité	175
Tableau IV. 12 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme	175
Tableau IV. 13 : Vérification de déplacement	176
Tableau IV. 14 : Vérification au renversement sens x	177
Tableau IV. 15 : Vérification au renversement sens y	177
Tableau IV. 16 : Vérification vis avis de l'effet $(P-\Delta)$ sens x	178
Tableau IV. 17 : Vérification vis avis de l'effet $(P-\Delta)$ sens y	178

Tableau IV. 18 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux	179
--	-----

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	182
Tableau V. 2: Les sollicitations musculaire de calcul (la poutre principale)	182
Tableau V. 3: Les sollicitations de la poutre secondaire.....	182
Tableau V. 4: Le ferrailage de la poutre secondaire	188
Tableau V. 5: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	192
Tableau V. 6: Les sollicitations dans les poteaux	194
Tableau V. 7: Ferrailages longitudinaux des poteaux.....	197
Tableau V. 8: Les armatures transversales des poteaux	198
Tableau V. 9: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	199
Tableau V. 10: Vérification des poteaux au flambement.....	200
Tableau V. 11: Longueur de recouvrement.....	200
Tableau V. 12: Les sollicitations du voile le plus sollicité.	
Tableau V. 13 : Les sollicitations et les sections de calcul du voile le plus sollicité.....	208

Notations

BAEL : Béton armé aux états limites.

CBA 93 : Règles de calcul du béton armé (Algérie).

RPA2024 : Règlement Parasismique Algérien

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service

V : Force sismique totale, effort tranchant.

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

D : Facteur d'amplification dynamique.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

W_p : Poids propre de l'acrotère.

C_T : Coefficient de période.

β : Coefficient de pondération.

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q**.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

B : Aire d'une section de béton.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

N_d : Effort normal réduit.

q_{eq} : Charge répartie équivalente.

σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} , f_{bu} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

G : Charge permanente, Module de cisaillement

Q : Charge d'exploitation, Facteur de qualité.

q : Capacité portante admissible, charge répartie.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

σ_{moy} : Contrainte moyenne.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_{adm} , $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

C : Cohésion, enrobage.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

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

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

ϵ_s : Déformation de l'acier.,

C_P : Facture de force horizontale pour les éléments secondaires.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_r : Section d'armatures de répartition.

Φ : Diamètre des armatures.

e : Espacement, excentricité.

α : Position relative de la fibre neutre, Coefficient fonction de l'élancement du poteau, coefficient qui dépend de la zone sismique et de la catégorie de site considéré,

z : Bras de levier.

μ_u : Moment ultime réduit.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

B_r : Section réduite.

V_0 : Effort tranchant a la base.

T : Effort tranchant, Période.

T_u : Effort tranchant ultime

S_t : Espacement.

L : Longueur ou portée.

L_r : Longueur de recouvrement.

L_e : Longueur élastique.

l_s : Longueur de scellement.

λ : Elancement.

F_p : Force sismique d'élément secondaire.

F : Force concentrée.

M : Moment, Masse.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_R : Moment fléchissant dû *au séisme*.

M_{Tu} : Moment équilibré par la table de compression.

d : Hauteur utile.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{adm} : Flèche admissible.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

E : Charge accidentelle, module de Young.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y: Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

i: Rayon de giration.

ν : Coefficient de poisson.

η : Coefficient de fissuration, Coefficient de correction d'amortissement.

ρ_a : Coefficient correcteur.

P : Périmètre de la section.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier, Poids spécifique des grains.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton, Poids propre de béton.

γ_d : Poids spécifique du sol sec.

h_r : Hauteur de radier.

S : Surface de semelle.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

RESUME

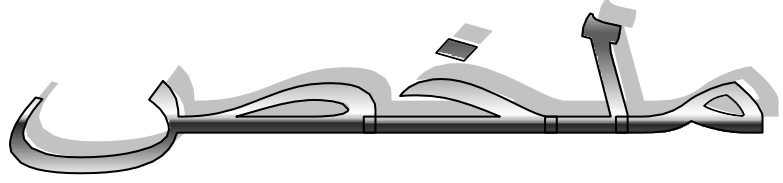
Ce mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée et de cinq étages (R+5), contreventé par des voiles porteurs et implanté en zone sismique. L'étude comprend la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, le pré-dimensionnement des éléments et la descente de charges, le calcul des éléments secondaires, l'étude dynamique et sismique sous le RPA, le ferrailage des éléments structuraux, puis l'étude de l'infrastructure. Les calculs sont menés conformément aux règlements CBA 93, BAEL et RPA, et la modélisation est réalisée à l'aide du logiciel ROBOT.

Mots-clés : bâtiment R+5, béton armé, voiles porteurs, contreventement, étude sismique, RPA2024, ferrailage.

ABSTRACT

This thesis deals with the study of a reinforced-concrete residential building with a ground floor and five storeys (R+5), braced by structural shear walls and located in a seismic zone. The work covers the presentation of the structure and material properties, preliminary design and load take-down, the design of secondary elements, the dynamic and seismic analysis according to the Algerian seismic code, the reinforcement of structural elements, and the foundation study. Calculations follow the CBA 93, BAEL and RPA codes, and the modelling is carried out using the ROBOT software.

Keywords: *R+5 building, reinforced concrete, shear walls, bracing, seismic study, RPA2024, reinforcement.*



تتناول هذه المذكرة دراسة بناية من الخرسانة المسلحة ذات طابع سكني تتكون من طابق أرضي وخمسة طوابق، مدعّمة بجدران حاملة (الغوال) وواقعة في منطقة زلزالية. تشمل الدراسة تقديم المنشأة وخصائص المواد، التصميم الأولي للعناصر وحساب الحملات، دراسة العناصر الثانوية، الدراسة الديناميكية والزلزالية وفق القواعد الجزائرية المضادة و BAEI و CBA 93 للزلازل، تسليح العناصر الإنشائية، ثم دراسة البنية التحتية. تم إجراء الحسابات وفق القواعد. ROBOT والنمذجة باستعمال برنامج، RPA2024

Introduction

Générale

Introduction générale

Le secteur du bâtiment connaît un développement continu, en particulier dans les zones urbaines où la demande en logements ne cesse de croître. Face à cette demande, la construction de bâtiments à plusieurs niveaux constitue une solution adaptée permettant d'optimiser l'occupation du sol tout en garantissant le confort et la sécurité des usagers.

L'Algérie étant située dans une région à activité sismique notable, la conception parasismique des ouvrages revêt une importance capitale. Le choix du système de contreventement conditionne fortement le comportement de la structure vis-à-vis des actions sismiques. Dans ce travail, le contreventement est assuré par des voiles porteurs en béton armé, reconnus pour leur grande rigidité et leur capacité à reprendre les efforts horizontaux.

Le présent mémoire a pour objectif l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation de type R+5, contreventé par des voiles porteurs. L'étude est menée conformément aux règlements en vigueur (CBA 93, BAEL 91 modifié 99 et RPA), avec l'appui du logiciel de calcul ROBOT pour la modélisation et l'analyse dynamique.

Ce travail est organisé en six chapitres : le premier présente l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux ; la deuxième traite du pré-dimensionnement des éléments et de la descente de charges ; le troisième est consacré au calcul des éléments secondaires ; le quatrième porte sur l'étude dynamique et sismique ; le cinquième concerne le ferrailage des éléments structuraux ; enfin, le sixième traite de l'étude de l'infrastructure. Le mémoire se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction :

L'analyse d'un bâtiment en béton armé s'appuie sur un ensemble de principes fondamentaux permettant à l'ingénieur d'assurer une conception sûre, durable et économiquement optimisée. Dans cette optique, le présent chapitre est dédié à la description générale de l'ouvrage étudié, à l'identification du système structurel retenu ainsi qu'à la présentation détaillée des matériaux employés.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage d'habitation de type R+5, implanté dans la wilaya de Mila. Selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, cette région est classée en zone V, correspondant à une zone de sismicité moyenne.

L'objectif principal de ce projet de calcul est de présenter l'étude structurelle complète d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée et de cinq étages (R+5), surmonté d'une terrasse inaccessible.

Les caractéristiques géométriques essentielles de l'ouvrage sont résumées ci-dessous :

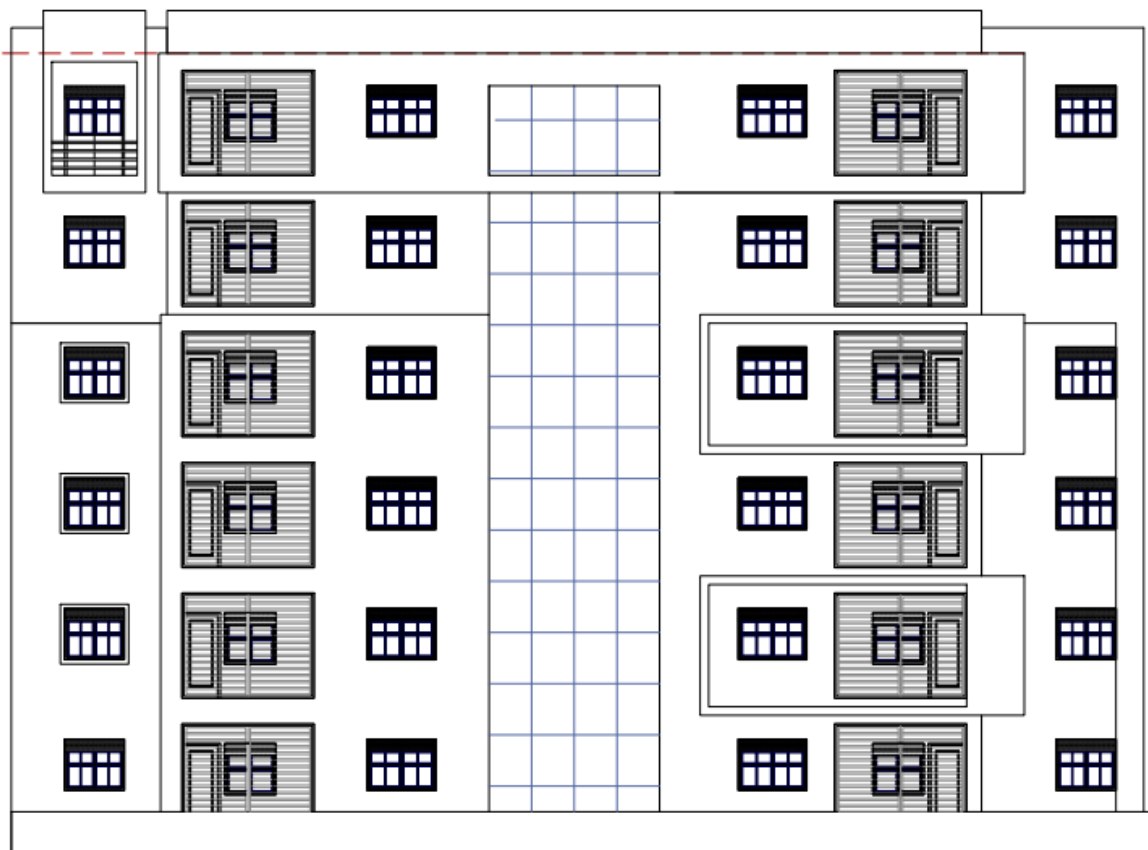


Figure I.1 : Coupe de façade principale



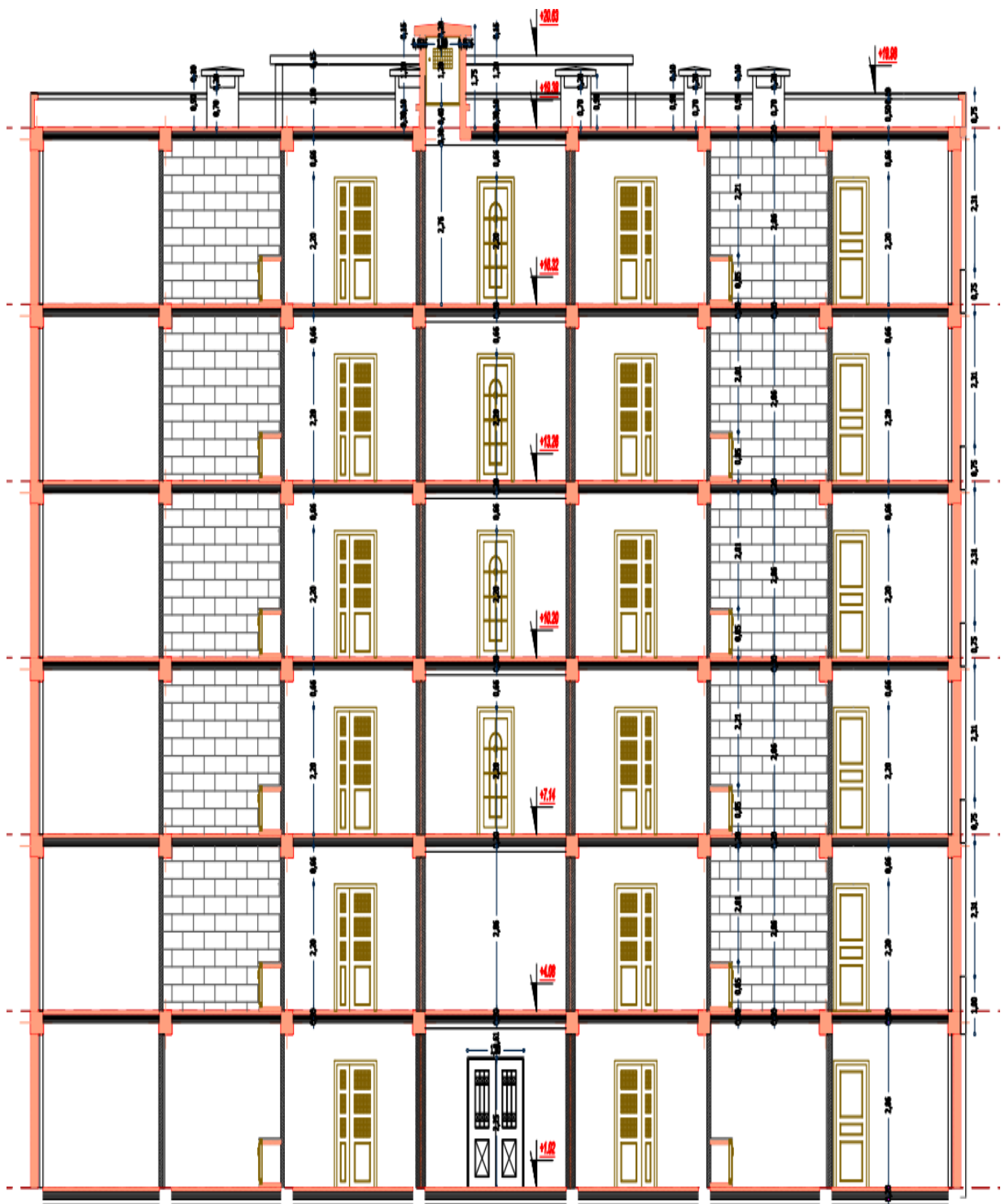


Figure I.3: Coupe AA

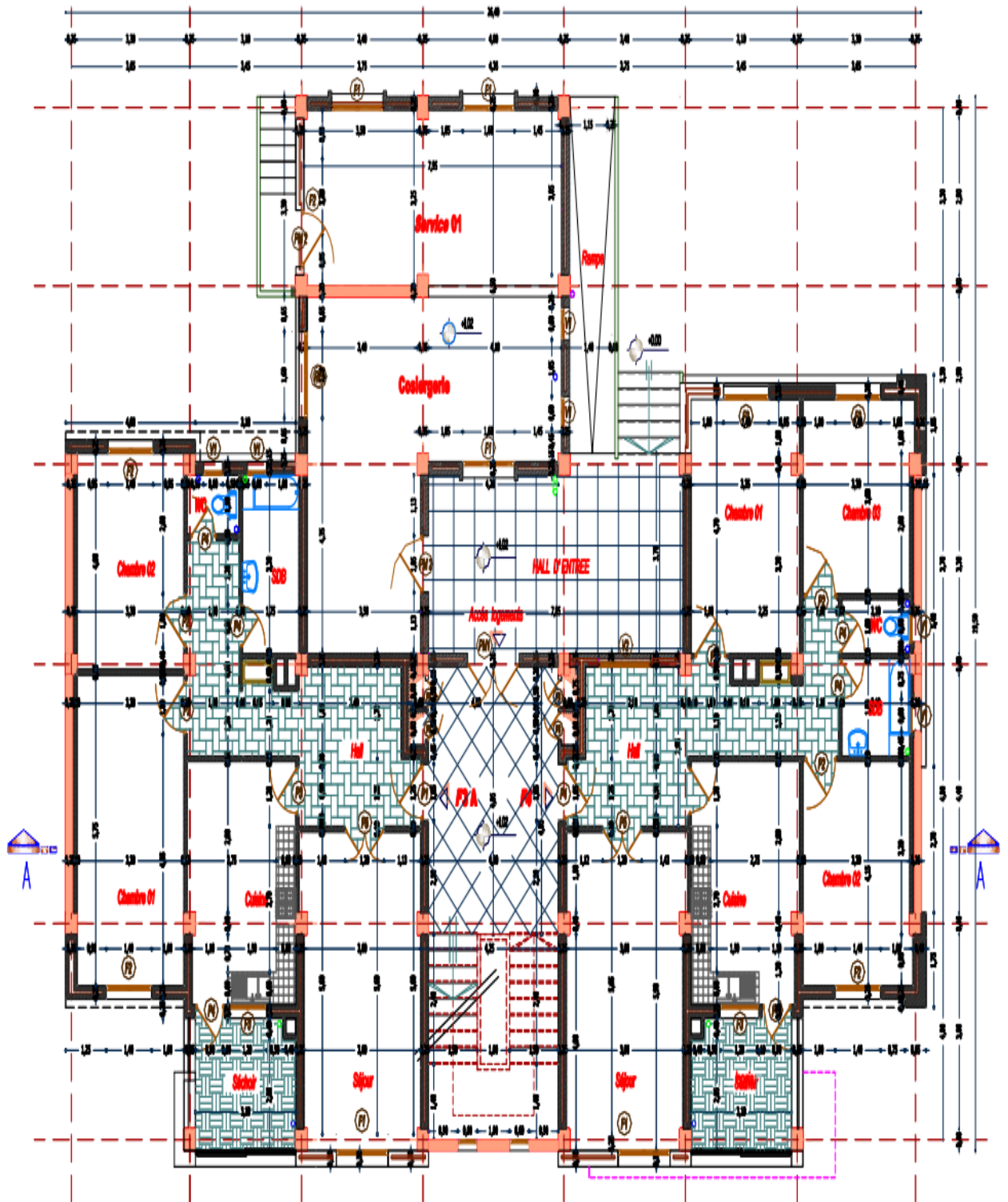


Figure I.4: Vue en Plan de RDC.

I.3 .Ossature et système constructif adopté :

a. Ossature :

La stabilité de la structure est assurée par un système de portiques en béton armé, complété par des voiles de contreventement exigés par le RPA 2024. Ce dispositif permet de garantir une résistance adéquate vis-à-vis des actions verticales et horizontales, notamment les sollicitations sismiques.

b. Planchers :

Le système de planchers retenu est constitué de dalles à corps creux. Ce choix est motivé par plusieurs considérations, à savoir la facilité de mise en œuvre, l'adéquation avec les portées du projet, la réduction du poids propre des planchers et, par conséquent, la diminution des effets sismiques, ainsi qu'un avantage économique notable.

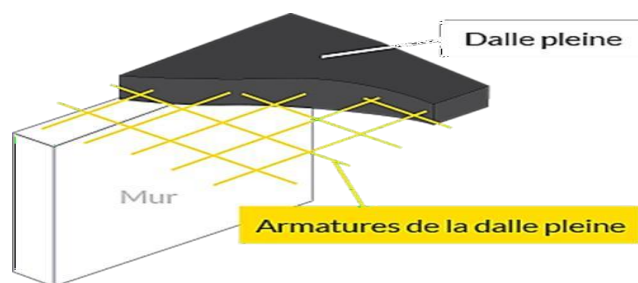


Figure I.7:Plancher dalle pleine.

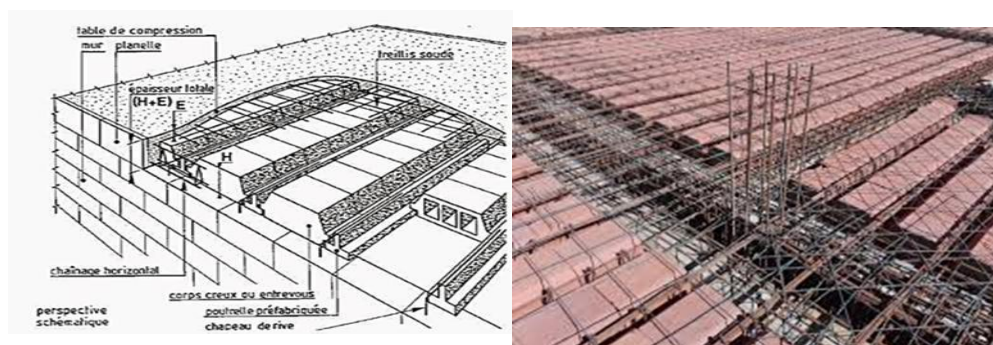


Figure I.8:Dalle à corps creux.

c. Revêtements :

Les revêtements prévus dans l'ouvrage sont composés de carrelage pour les planchers et les escaliers, d'enduit de plâtre pour les murs et plafonds intérieurs, et d'enduit en ciment pour les façades extérieures. La terrasse est protégée par une étanchéité multicouche assurant l'imperméabilité contre les eaux pluviales.

d. Escaliers :

L'ouvrage comporte un seul type d'escalier, constitué de deux paliers intermédiaires permettant l'accès aux étages supérieurs.

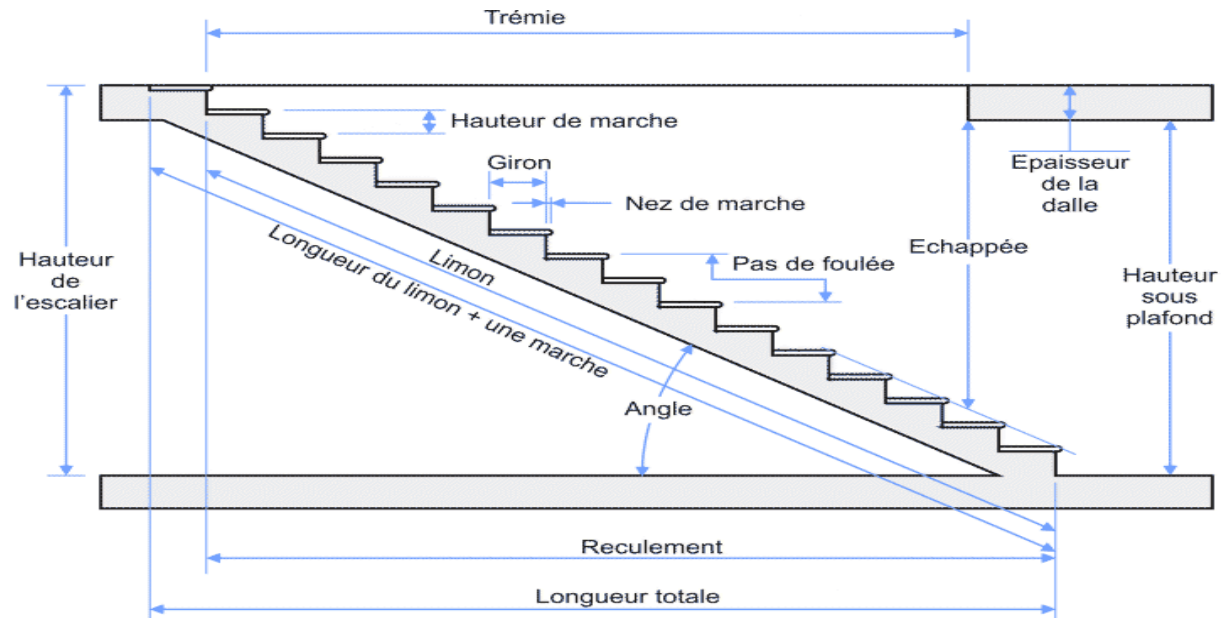


Figure I.9:Présentation de l'escalier.

E. Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en double paroi de briques creuses de 15 cm et 10 cm, séparées par un vide d'air de 5 cm. Les cloisons intérieures sont exécutées en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, solution couramment utilisée en Algérie.

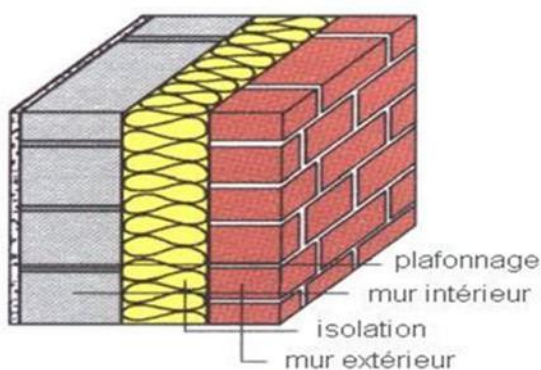


Figure I.10 :Mur extérieur et Mur intérieur.

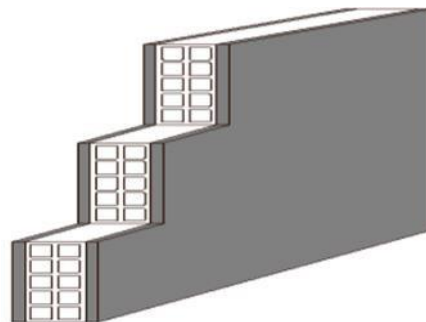


Figure I.11:Mur simple cloison.

f . Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse des planchers et la présence de vides dans les dalles à corps creux. Pour les murs extérieurs, l'isolation est obtenue grâce au vide d'air entre les deux parois, tout en limitant les ponts thermiques lors de l'exécution .



Figure I.12:Isolation.

g. Acrotère :

La terrasse inaccessible est bordée par un acrotère en béton armé d'une hauteur comprise entre 60 cm et 100 cm, avec une épaisseur de 10 cm.

h. Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés en place. Ils assurent à la fois la transmission des charges verticales et la stabilité de la structure sous l'effet des actions horizontales.



Figure I.13:Les voiles.

I.4 Données du site :

Le bâtiment est classé en zone sismique V selon le RPA 2024. Il appartient au groupe d'usage 2 et est implanté sur un site meuble de type S3. La contrainte admissible du sol est estimée à 2,0 bars.

I.5 Données de calcul :

Les hypothèses retenues pour cette étude sont les suivantes :

- Résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité instantané : $E_{i28} = 32\,164 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité différé : $E_{v28} = 10\,818 \text{ MPa}$
- Limite élastique de l'acier HA : $f_e = 400 \text{ MPa}$

I.6 Caractéristiques et avantages du béton armé :

La réalisation d'un élément en béton armé comprend successivement la mise en place du coffrage, l'installation des armatures, le bétonnage avec vibration adéquate, puis le décoffrage après durcissement suffisant.

Les principaux avantages du béton armé résident dans son caractère économique, sa capacité à adopter diverses formes, sa bonne résistance aux agents atmosphériques et son comportement satisfaisant face au feu.

I.7 Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés sont conformes aux règlements en vigueur, notamment le CBA 93, le BAEL 91 et le RPA.

a. Le béton :

Le béton est un matériau composite obtenu par le mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Après durcissement, il présente des propriétés mécaniques élevées.

Poids volumique : béton armé : $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

b. matériaux Les composants le béton

❖ Ciment :

Le ciment se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. La dimension des grains de ciment est caractérisée par la valeur de la finesse Blaine qui mesure la surface totale des grains contenus dans 1 gramme. La finesse Blaine des ciments est de l'ordre de $3\,500$ à $4\,500 \text{ cm}^2/\text{g}$. La dimension caractéristique des grains de ciment est d'environ 30 à $50 \mu\text{m}$. Obtenu par cuisson à 1450°C d'un mélange homogène de calcaire et d'argile, dans la proportion (80/20)%.

❖ Granulats :

Les granulats rocheux sont constitués par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton.

❖ **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

❖ **Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

❖ **L'eau :**

L'eau, dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

❖ **Les adjuvants :**

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment. Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

c. Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature. Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

Composantes	Graviers 15 < Dg < 25mm	Sable 0 < Dg < 5mm	Ciment (CPA325)	L'eau
Volume	800L	400L	7 SCARS	175L
Poids (kg)	1200	600	350	175

Tableau I.2:Dosage du béton.

d. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

❖ Masse volumique

Elle varie entre 2.2 à 2.5 t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2.5 t/m³.

❖ Les résistances mécaniques du Béton :

Résistance à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours f_{c28} . Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Ainsi, pour $j \leq 28$ jours, elle suit :



Figure I.14: éprouvette cylindrique du béton.

✦ Approximativement les lois suivantes :

La résistance caractéristique à la compression : **$f_c 28 = 25 \text{ MPa}$** (valeur Minimale exigée)

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

Résistance à la traction : [BAEL91 (A.2.1.12)]

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} < 60 \text{ MPa.}$$

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

e. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

❖ Définition de l'état limite

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

f .Déformation et contrainte de calcul

Il existe deux états limites :

❖ Etat limite ultime de résistance (ELU) :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-rectangle

sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

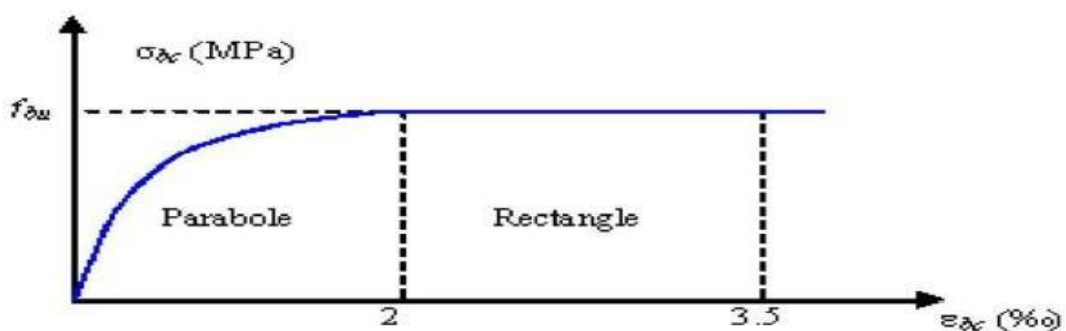


Figure I.15:Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

- ➔ $\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$
- ➔ $\varepsilon_{bc2} = 3.5\text{‰}$ si $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$
- ➔ $\varepsilon_{bc1} = (4.5 + 0.025f_{cj}) \text{‰}$ si $f_{cj} > 40\text{MPa}$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton f_{bu} est donné par :

$$F_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\delta_b \cdot \theta}$$

δ_b : Coefficient de sécurité du béton :

$\gamma_b = 1.5$ pour les combinaisons normales

$\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons accidentelles

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$ situation normale.

Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

- $\theta = 0.85$ situation accidentelle, lorsqu'elle est inférieure à 1h.
- ✓ ε_{bc} : Déformation du béton en compression.
- ✓ f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$.
- ✓ f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

- ✓ $0 \leq \varepsilon_b \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0.25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4 - 103 \times \varepsilon_{bc})$
- ✓ $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$

❖ Etat limite service de résistance :

La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$ Donc : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

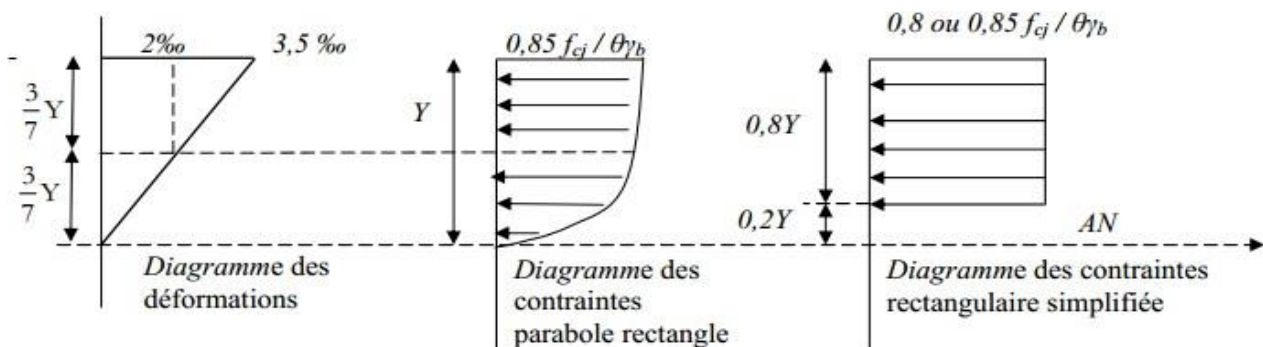


Figure I.16: Diagramme rectangulaire simplifié.

- ✦ Sur une distance de $0.2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- ✦ Sur la distance restante $0.8y$ la contrainte a pour valeur $\frac{0.85*f_{tj}}{\theta*\gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.
- ✦ $\frac{0.85*f_{tj}}{\theta*\gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissant ou constante vers mêmes fibres.

❖ La contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- ✦ $\tau_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$ cas normal fissuration peu nuisible
- ✦ $\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow$ cas où la fissuration est préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime **T_u**.

$$T_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :

- ✓ b : largeur de la pièce.
- ✓ d : hauteur utile.

g . Déformation longitudinale du béton

❖ Déformations instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{tj}} = 11000 \sqrt[3]{25} \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Le calcul sous charges de courte durée (< 24 jours).

❖ Déformations différées (E_{vj}) :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{tj}} = 3700 \sqrt[3]{2.1} \quad \text{d'où : } E_{v28} = 10818.9 \text{ MPa.}$$

Avec : E_{ij} , et f_{cj} en MPa.

H. Module de déformation transversale du béton

❖ Coefficient de poisson :

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson ν est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort.

$$\nu = \left(\frac{\Delta d}{d}\right) / \left(\frac{\Delta L}{L}\right)$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta d}{d} : \text{déformation relative transversale.} \\ \frac{\Delta L}{L} : \text{déformation relative longitudinale} \end{array} \right.$

IL est pris égale : $\nu = 0,2$ pour **ELS (béton non fissuré)**.
 $\nu = 0,0$ pour **ELU (béton fissuré)**.

i. Aciers

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et Présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5 % d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié :

a. Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale.

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81000 \text{ MPa}$.
- ✓ Poids volumique : Acier $\gamma_b = 78,5 \text{ KN/m}^3$.

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22 FeE24	215	Emploi courant.
		235	Epingles de levage des pièces préfabriquées.

Barres HA Type 1 et 2	FeE40 FeE50	400	Emploi courant.
		500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40 FeTE50	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
		500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau I.3:Caractéristiques des nuances d'acier.

j. Diagramme contraintes-déformations de l'acier

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$ situation fondamentale.

$\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle.

Pour notre cas on utilise des aciers Fe E400.

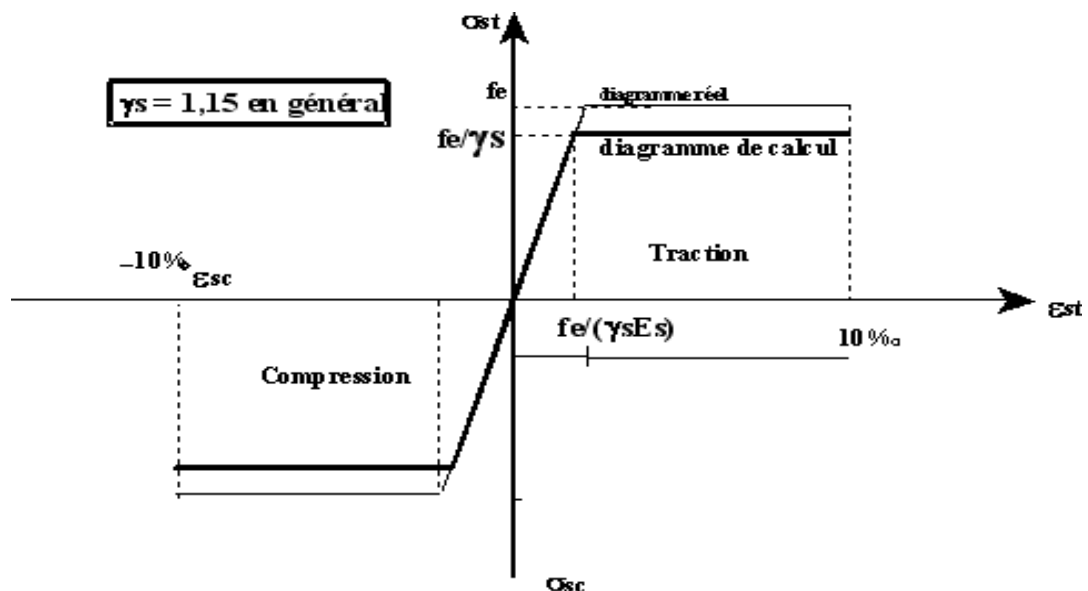


Figure I.17:Diagramme contrainte déformation d'acier.

$$\text{Ou : } \varepsilon_{\sigma} = \frac{\sigma_s}{E} ;$$

k. Contrainte limite de traction des armatures

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

- **Fissuration peu nuisible** : pas de limitation.
- **Fissuration préjudiciable** : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110\eta\sqrt{f_{tj}})$.
- **Fissuration très préjudiciable** : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90\eta\sqrt{f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration :

- $\eta = 1$ pour les Ronds Lisses (RL).



Figure I.18: Les Ronds Lisses (RL).

- $\eta = 1.6$ pour les Hautes Adhérences.



Figure I.19: Les Hautes Adhérences (HA).

I. Etats limites

Suivant les règles **BAEL** on distingue deux états limites de calcul :

- ✓ Etats limite ultime de résistance **ELU**.
- ✓ Etats limite de service **ELS**.
- ❖ **Etats limites ultimes (ELU) :**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en Supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne RPA 2024. On doit par ailleurs vérifier que l'ELU n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

a. Hypothèse de calcul :

- ✦ Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- ✦ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✦ La résistance du béton à la traction est négligée.
- ✦ Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
 - ✓ Le béton en compression.
 - ✓ L'acier en traction et en compression.

Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83)

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des pointes A. B ou C appelés Pivots.

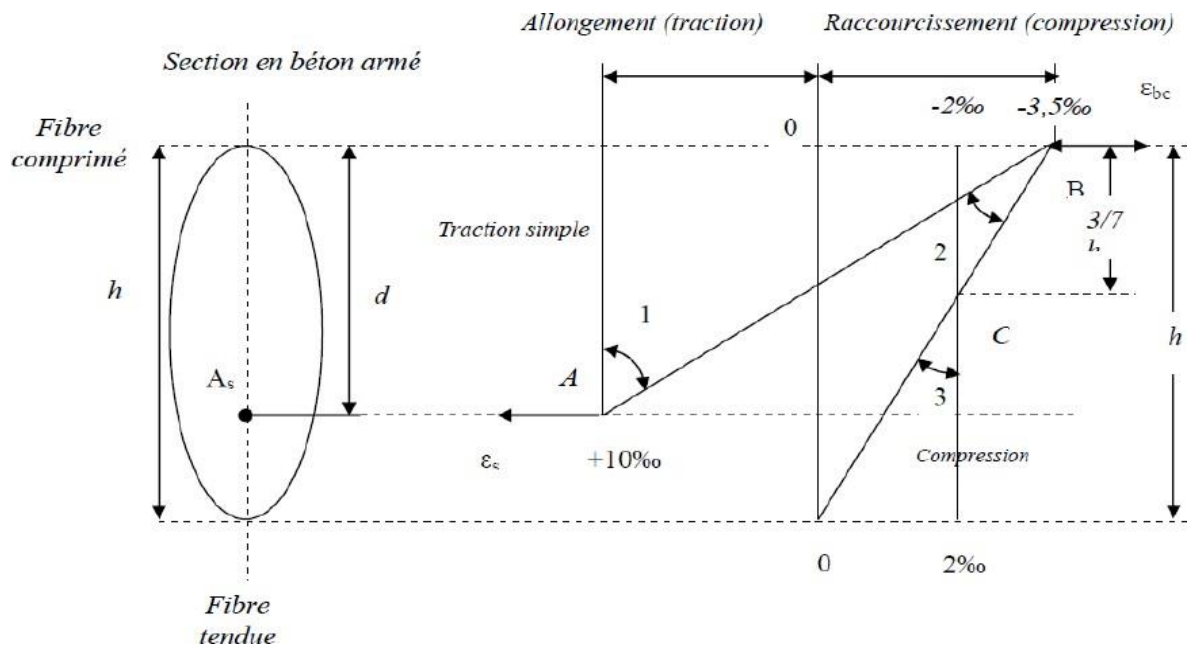


Figure I.20:Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

✦ **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

✦ L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A ;

✦ **traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0 ; Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

✦ **flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$.

✦ La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha_{AB} \cdot d$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec

$0 < \alpha < 0,259$ admet le pivot A

Cas particulier où $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) \alpha = 0,167$

✦ Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :

$\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.

✓ La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

✓ Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des Armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

✦ **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la Déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$. La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.

❖ **En résumé :**

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans le béton.

Pivot C : compression simple ou flexion composée.

❖ **Etats limites de service (ELS) :**

Consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

❖ **Hypothèse de calcul :**

- ✦ Les sections droites restent planes.
- ✦ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✦ Le béton tendu est négligé.
- ✦ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Par convention (**n**) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$n = 15$ « coefficient d'équivalence ».

I.8 Actions et sollicitations :

a. Les actions

❖ **Définitions :**

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

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitations.

❖ Valeurs caractéristiques des actions :

✦ Les actions permanentes (G) :

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

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

✦ Les actions variables (Q) :

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

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

✦ Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée

D'application, on peut citer :

- ✓ Les chocs.
- ✓ Les séismes.
- ✓ Les explosions.
- ✓ Les feux.

b . Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

Etat limite ultime :

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

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

✓ **Etat limite de service:**

Combinaison d'action suivante : **G + Q**

❖ S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

G : La charge permanent .

Q : La charge d'exploitation.

Chapitre II:

Prédimensionnement et descente de charge

Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer les dimensions des différents éléments de la Structure, les dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA2024**.

CBA93, BAEL 91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification et aussi on prend en considération l'économie afin d'éviter les surplus d'acier et du béton.

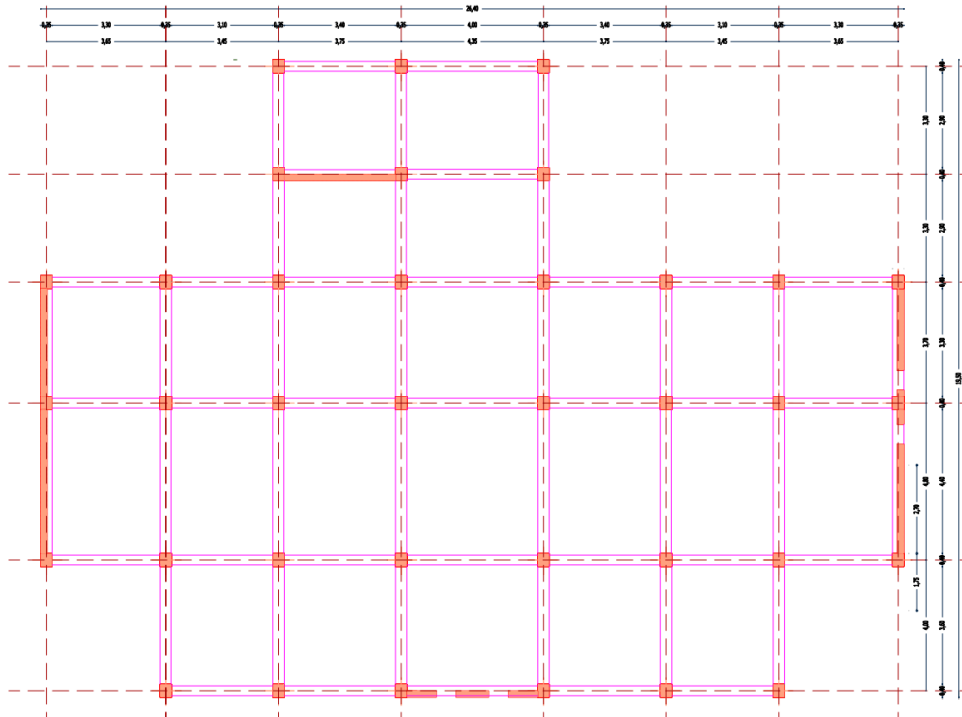


Figure I.1 : Plan de coffrage RDC

II.2 Prédimensionnement des planchers :

a. Définition

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Ils jouent également le rôle d'un coupe-feu en cas d'incendie. Dans notre cas nous avons un plancher à corps creux.

b. Plancher à corps creux

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ la facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 4.30 m).
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force sismique.

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

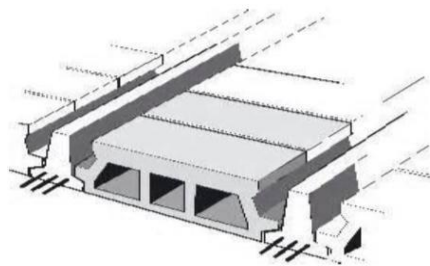


Figure II.2:Coupe du plancher en corps creux.

❖ Résistance au feu

✦ D'après BEAL 91

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- ✓ $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que : **$e = 16 \text{ cm}$.**

❖ Condition de flèche

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$L_{\max} = \min (L_X ; L_Y) = L_{\max} \min (4.35, 4.80)$$

$$L_{\max} = 4.35.$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} = \frac{435}{22.5} = 20 \text{ cm (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus d'appuis).}$$

Donc :

$h_t = 20 \text{ cm}$ (4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corps creux).

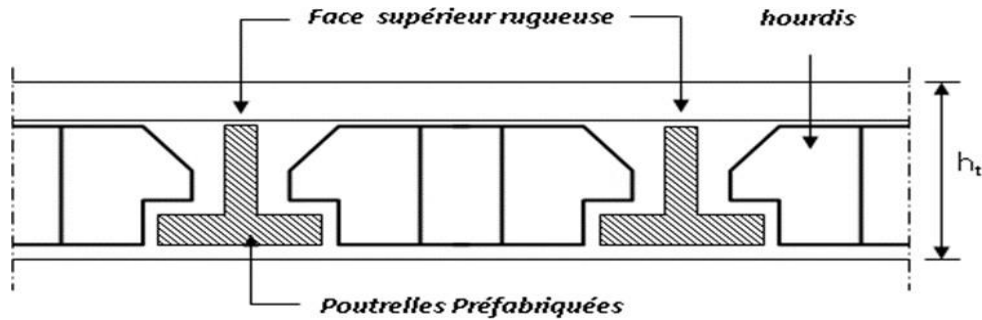


Figure II.3: Coupe verticale du plancher à corps creux.

❖ 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 :

$$e = \max \{ 16 ; 18 ; 20 \} \text{ cm.}$$

$$e = (16+4) \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm.}$$

c. Dimensions des poutrelles

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 où on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

$$✓ \quad b_1 = \min \left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{\max}}{10}; 6h_0 \right).$$

✓ **cm. l_n** : distance entre axes des nervures.

✓ **h_0** : Dalle de compression = 4 cm.

✓ $50 \text{ cm} \geq l_n \geq 80 \text{ cm}$ donc $l_n = 65 \text{ cm}$.

✓ **b_1** $= \min \left(\frac{65}{2}; \frac{450}{2}; 24 \right) = 24 \text{ cm}$.

Donc on adopte $b_1=25$

✓ $b = l_n = 65 \text{ cm}$.

✓ $b_0 = b - 2b_1 = 65 - 50 = 15 \text{ cm}$.

✓ $b_0 \geq \frac{h_t}{2} \rightarrow b_0 \geq 10 \text{ cm}$.

Donc $b_0 = 15 \text{ cm}$.

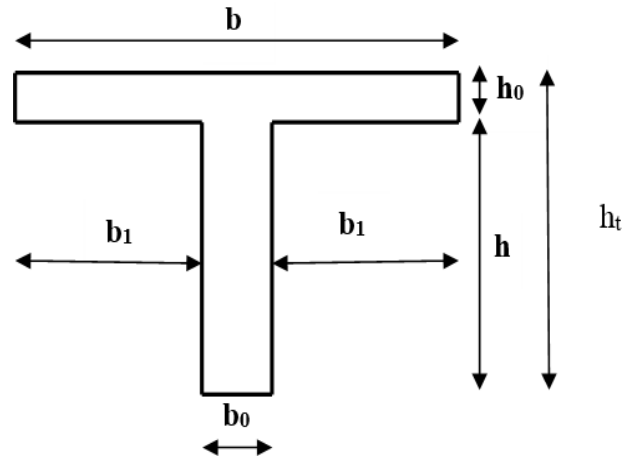


Figure II.4:Section de la poutrelle.

d. Plancher en dalle pleine

❖ Résistance à la flexion

✓ Dalles reposant sur deux côtés : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$.

✓ Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq \frac{L_x}{20} + 7$.

✓ Dalles encastrée sur un coté :

$$\frac{L_x}{15} \leq e \leq \frac{L_x}{10} \rightarrow \frac{435}{15} \leq e \leq \frac{435}{10} \rightarrow 29 \leq e \leq 43.5$$

✓ L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable).

Donc on adopte une épaisseur : **$e = 15 \text{ cm}$** ; pour les deux balcons.

II.3 Pré dimensionnement des voiles

a. Définition

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

❖ **D'après le RPA 2024 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ».

Avec :

- ✓ L : porté du voile.
- ✓ e : épaisseur du voile.

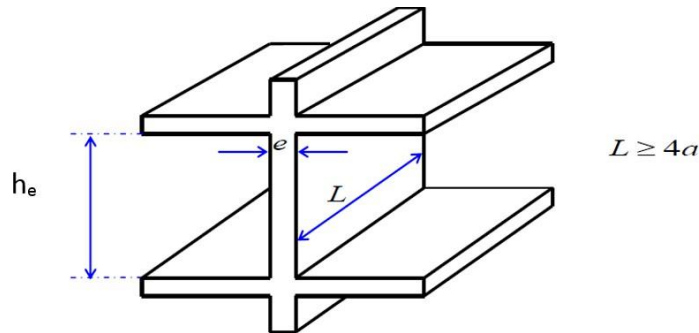


Figure II.5: Coupe de voile en élévation.

❖ **L'article (7.7.1 RPA2024.)** nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est 15cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

$$\alpha \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right).$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 306 - 20 = 286$ cm et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq \frac{286}{20} \rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm.}$$

$$\mathbf{e \geq 15 \text{ cm.}}$$

On adopte pour tous les voiles : **$e = 15$ cm.**

$L \geq 4e = 60$ cm → **Condition vérifiée.**

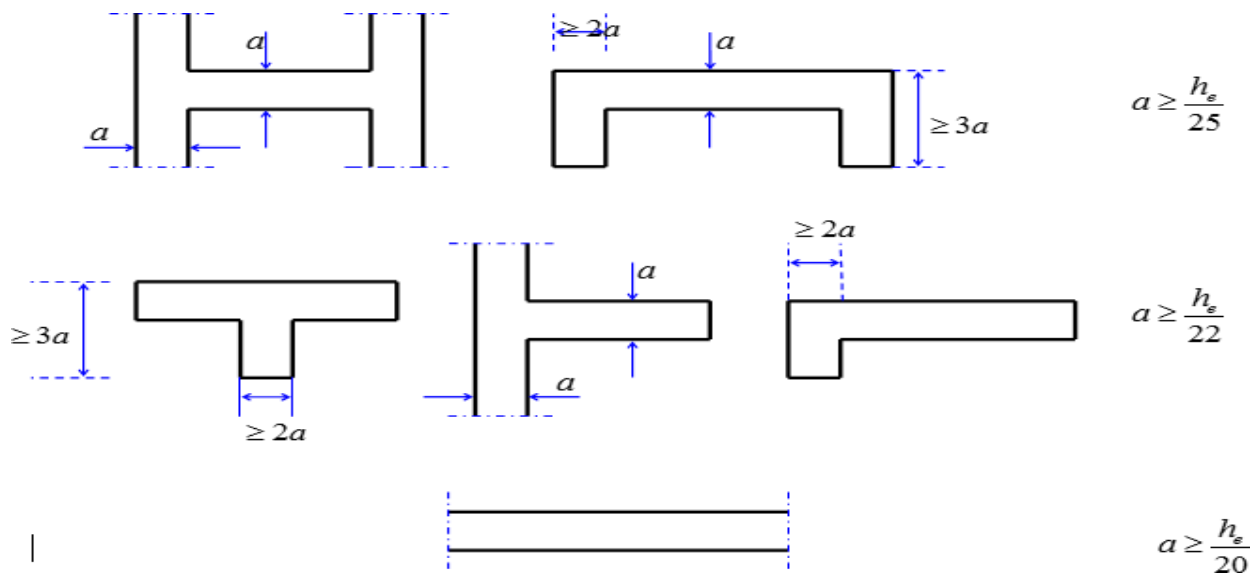


Figure II.6:Section réduite du voile.

b. Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- ✓ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

II.4 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire. Elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par CBA 93 et vérifiées par la suite selon le **RPA2024**.

Selon le CBA 93.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}. \\ 0.3h \leq b \leq 0.8. \end{array} \right.$$

Avec :

- ✓ **L_{max}** : portée entre nus des appuis.
- ✓ **h** : hauteur de la poutre.
- ✓ **b** : largeur de la poutre.

En générale, les formes et dimension des poutres sont influencées par la condition de limitation des flèches.

a. Les poutres principales

Reçoivent les charges transmise par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur
Les quelles ces poutres reposent.

- ✓ Relient les poteaux.
- ✓ Supportent la dalle.

★ La hauteur par la condition de flèche : $L_{max} = \min (L_x ; L_y) = \min (4.35 ;$

4.80)

$$\frac{L_{max}}{15} h \leq \frac{L_{max}}{10} = \frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} = 29 \text{ cm} \leq h \leq 43.5 \text{ cm}$$

On prend **h_p = 40 cm.**

★ La largeur de la poutre est souvent choisie de façon à pouvoir loger les aciers :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3.h \leq b \leq 0.8.h \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \text{On prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

★ Vérifications selon le **RPA 2024** :

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les poutres principales sont d'une section **(30×40) cm².**

b. Poutres secondaires (chainages)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles et leurs dimensions sont déterminées comme suit :

- ★ La hauteur par la condition de flèche :

$$L_{\max} = \min(L_x; L_y) = \min(4.35; 4.80).$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4.35}{15} \leq h \leq \frac{4.35}{10} = 29 \text{ cm} \leq h \leq 43.5 \text{ cm}$$

On prend $h_p = 35 \text{ cm}$

La largeur de la poutre est souvent choisie de façon à pouvoir loger les aciers :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4.35}{15} \leq h \leq \frac{4.35}{10} = 29 \text{ cm} \leq h \leq 43.5 \text{ cm}$$

On prend $h_p = 35 \text{ cm}$.

La largeur de la poutre est souvent choisie de façon à pouvoir loger les aciers :

$$\begin{cases} 0,3 h \leq b \leq 0,8.h \\ 10; 5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend la min de RPA 2024 principales **$b = 30 \text{ cm}$** pour tous les poutres

- ★ Vérifications selon le **RPA2024** :

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq \rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les Poutres secondaires (chainages) sont d'une section $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.5 Prédimensionnement des poteaux

a. Définition

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations, dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

b. Principe

Les poteaux sont pré -dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

c. Etapes de Pré dimensionnement

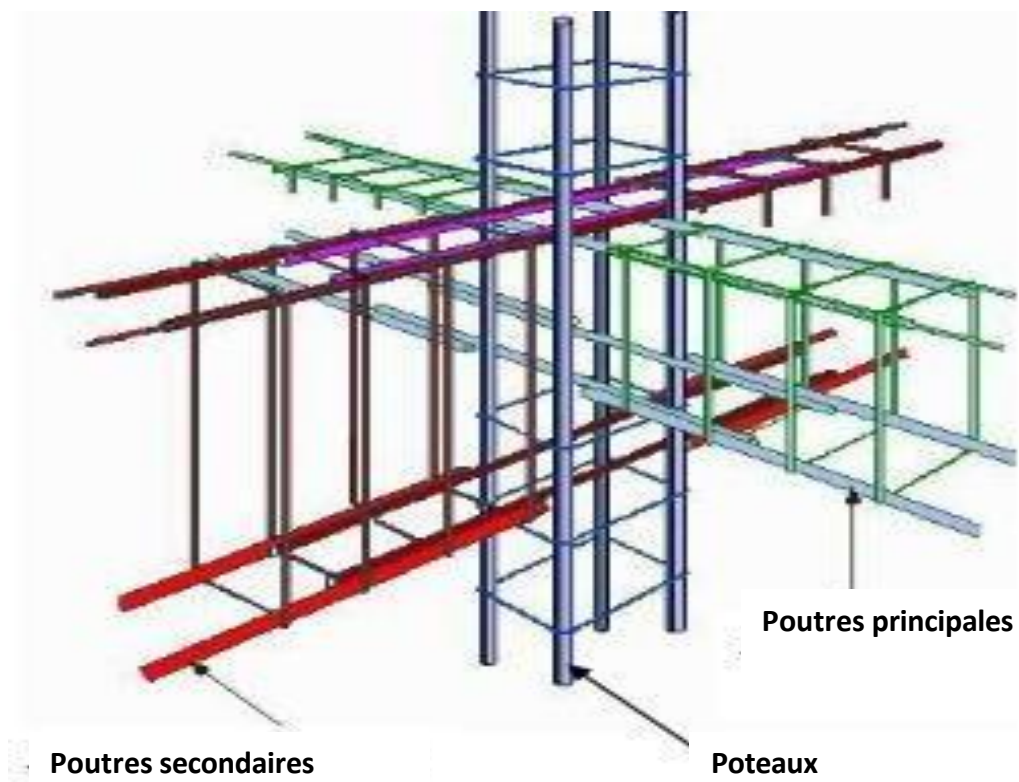
- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Dimensionnements des poteaux.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 2024**.

d. Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA2024: $\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ en zone V.

Niveau d'étage		5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ème}	RDC
Dimension du Poteau	b (cm)	30	30	30	30	30	30
	a (cm)	40	40	40	40	40	40

Tableau II.1:Pré dimensionnement des poteaux.



FigureII.7:Position des poutres et les poteaux.

II. 6 Pré dimensionnement des escaliers

a. Définition

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Un escalier est constitué d'une suite de marches et de paliers permettant le passage d'un niveau à un autre, Les marches seront en béton armé ou métallique ou en bois. Dans notre cas, elles sont réalisées en béton coulé sur place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- ✦ Rapidité d'exécution.
- ✦ Utilisation immédiate de l'escalier.

b. Terminologie

- ✓ Mur d'échiffre : Mur bordant l'escalier sur un ou plusieurs côtés.
- ✓ Palier : Plate-forme située au départ et à l'arrivée de chaque volée.
- ✓ Paillasse : Dalle inclinée supportant les marches et les contre marches.
- ✓ Marche : Surface horizontale sur laquelle repose le pied.
- ✓ Contremarche : Partie verticale séparant deux marches consécutives (auteur de 15 à 18cm environ).
- ✓ Volée : Portion d'escalier comprise entre deux paliers successifs. C'est l'ensemble constitué par les marches, les contremarches et la paillasse.
- ✓ Emmarchement : Largeur de l'escalier ($\geq 80\text{cm}$ pour les maisons individuelles).
- ✓ Hauteur à franchir : Hauteur franchie par l'escalier. Elle est égale à la hauteur sous plafond + l'épaisseur du plancher.
- ✓ Rampe : Garde-corps composé d'une main courante et de balustre.
- ✓ Main courante : Partie supérieure d'une rampe sur laquelle glisse la main.
- ✓ Ligne de foulée : Ligne figurant la trajectoire moyenne des pas d'une personne sur un escalier.
- ✓ Si l'embranchement de l'escalier est $> 1\text{ m}$, la ligne de foulée se place à $d = 0,50\text{ m}$. Si l'embranchement de l'escalier est $< 1\text{ m}$, la ligne de foulée se place au milieu de l'embranchement.
- ✓ Nez de marche : Pour faciliter le parcours de l'escalier, les marches sont superposées de façon à former saillie sur le nu de la contremarche, cette saillie est appelée nez de marche. Dans un escalier courant, la grandeur du nez est fonction de celle du giron au droit de la ligne de foulée et varie de 30mm pour les marches larges à maximum 50 mm pour les marches étroites. Dans un escalier très raide (hauteur des marches $\leq 200\text{ mm}$), un nez de marche trop important constitue un danger car le pied peut y rester accroché lors de la montée. Le nez de marche empêche également le talon de buter sur la contremarche lors de la descente.

- ✓ Hauteur de la marche : est la distance verticale qui sépare la surface de 2 marches consécutives.
- ✓ Giron : est la distance horizontale entre deux contremarches consécutives ou entre le nez de deux marches successives.

c. Caractéristiques techniques

✦ Pour étage courant et RDC :

- ✓ Hauteur : $H = 3,06$ m.
- ✓ Giron : $g = 30$ cm.

✦ Détermination de la hauteur de la marche, nombre de marches et contremarches :

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

Avec:

- $h = \frac{H}{n}$
- $g = \frac{l}{n-1}$

On a : $59 < 2h+g < 66$ **donc :** $14,5 < h < 18$.

- ✓ h : varié de 15 cm à 18 cm.
- ✓ g : varié de 22 cm à 33 cm.

On adopte : $N_c = 18$ cm.

$$N_c = \frac{H}{h} \quad \text{donc : } h = \frac{H}{N_c} = \frac{306}{18} = 17$$

$h = 17$ cm **Avec :**

N_c : Nombre des contremarches.

- ✓ On aura 18 contremarches entre chaque étage 9 contremarches pour RDC et étage courant.

$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8$ marches pour RDC et étage courant.

Avec :

n : nombre des marches.

✓ Inclinaison de la pailasse :

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H'}{L'}$$

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

$$L' = (n-1) \times g \longrightarrow L' = (9-1) \times 30 \longrightarrow L' = 2.40 \text{ m.}$$

$$\text{Tg} \alpha = 1.53/2.40 \longrightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

La longueur de volée est :

$$L = \frac{153}{\sin \alpha} ; \quad L=2 \quad \text{L'épaisseur de la paillasse est :}$$

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$\frac{285}{30} < e < \frac{285}{20}$$

$$9.5 < e < 14.25$$

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

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : $e = 15 \text{ cm}$.

II. 7 Evaluation des charges et surcharges

a. Les planchers terrasse à corps creux (inaccessible)

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

❖ Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	85
2-Etanchéité multi couche	5	200	12
3-Forme de pente 1%	1	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
6-Dalle en corps creux	16+4	/	280
7-Enduit en plâtre	2	1000	20
Total			G = 633 Kg/m²

Tableau II.2: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

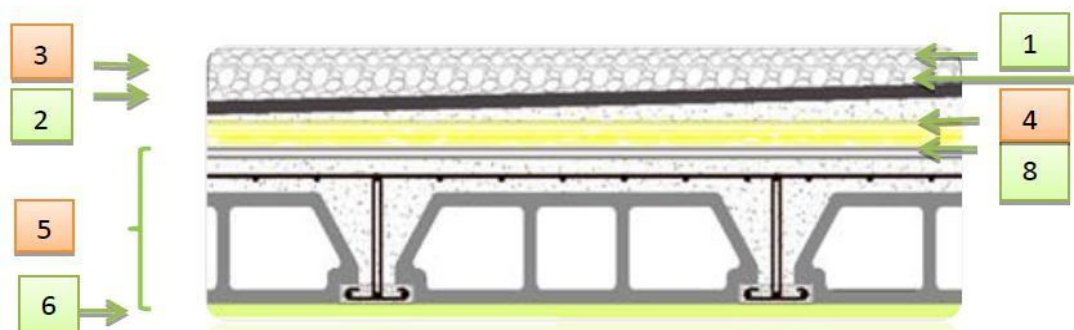


Figure II.8: Coupe plancher terrasse.

b. Plancher étage courant et RDC

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

❖ Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1700	36
4-Dalle en corps creux	16+4	/	280
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	/	75
Total			G = 495 Kg/m²

Tableau II.3:Evaluation des charges permanentes du Plancher étage courant et RDC.

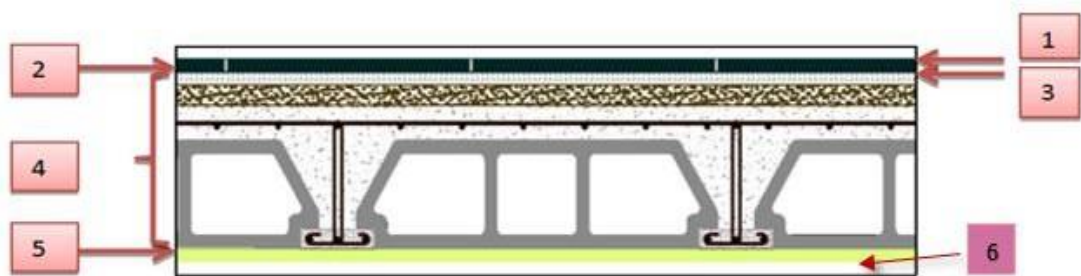


Figure II.9:coupe plancher étage courant.

c. Les balcons sont en dalle pleine (Balcons)

❖ Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KG/ m ³)	G (KG/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en BA	14	2500	350

5-Enduit ciment	2	2000	40
Total			G = 510 kg/m²

Tableau II.4:Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon (étage courant et RDC).

d. Mur extérieur (double cloison) :

❖ Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Brique creuse	25	1400	350
2-Enduit plâtre	2	1200	24
3-Enduit ciment	2	2000	40
Total			G = 414 kg/m²

Tableau II.5:Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

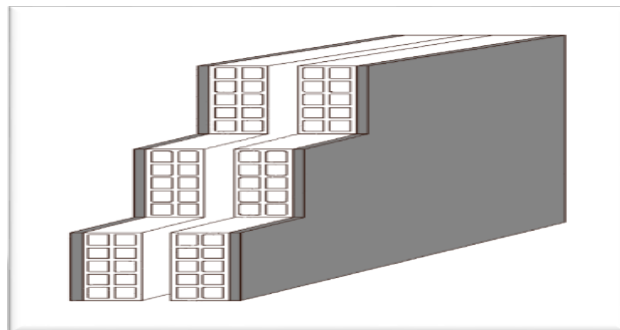


Figure II.10:Mur extérieur.

e . Murs intérieurs (simple cloison)

❖ Charge permanente

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)

1	Enduit en ciment extérieurs	0.02	2000	40
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	Enduit en ciment intérieur	0,02	1400	28
			Total	G = 158kg/m²

Tableau II.6:Charge permanente du mur double cloison.

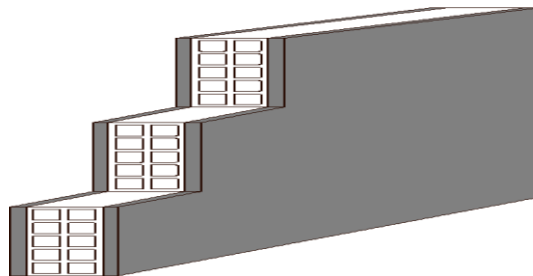


Figure II.11:Mur simple cloison.

f. Escalier

❖ Charge permanente de palier de repos :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40
Total			G = 535 Kg/m²

Tableau II.7:Evaluation des charges permanentes de palier.

❖ Charge permanente la paillasse :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 32,52 = 444,73$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20
		Total	G = 829.73 Kg/m²

Tableau II.8: Evaluation des charges permanentes de Paillasse.

g. L'acrotère :

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

On prend H = 75cm.

- ✓ **S** : surface de la section droite de l'acrotère.
- ✓ **G** : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

❖ **Poids propre de l'acrotère**

On considère le poids d'une bande d'acrotère de longueur unitaire appliqué en son centre de gravité soit (NG).

Enduit : ep = 2cm → G enduit = 0,055 t/ml = 55 kg/m.

Béton :

- ✓ $S1 = \frac{0,1 \times 0,1}{2} = 0,005 \text{ m}^2$
- ✓ $S2 = 0,75 \times 0,1 = 0,075 \text{ m}^2$.
- ✓ $S3 = 0,15 \times 0,1 = 0,015 \text{ m}^2$.
- ✓ **Stotal** = 0.095 m².

$$\text{Gbéton} = 2500 \times (0.005 + 0.075 + 0.015) \times 1\text{m} = 237.5$$

$$\text{Kg/ml. } G_t = 237.5 + 55 = 292.50 \text{ Kg/ml.}$$

✓ La charge permanente $G = 292.5 \text{ Kg/ml.}$

❖ Surcharges d'exploitation : (DTR B.C 2.2)

Eléments	Surcharges
Plancher terrasse (inaccessible)	1,00 KN/m ²
Plancher étage courant et RDC	1.5 KN/m ²
Balcon	3,50 KN/m ²
Escalier	2.5 KN/m ²
Acrotère	1.00 KN/m ²

Tableau II.9:Tableaux Surcharges d'exploitation.

II . 8 Descente de charges

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

a. Charges permanentes et l'effort normal «Nu»

❖ Poteau central (Poteau le plus sollicité):

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte :

La surface reprise par le poteau :

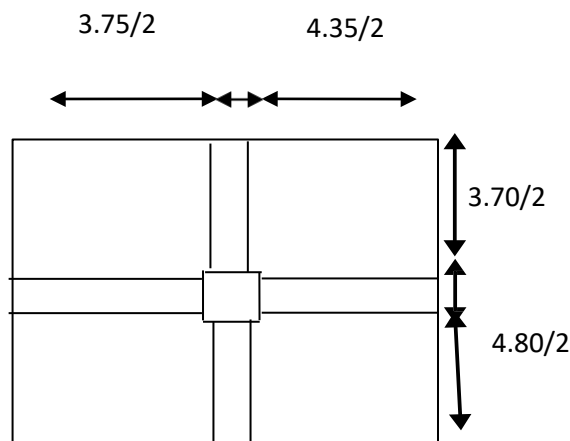


Figure II.12:Représentation du poteau central le plus sollicité.

$$S=(4.35/2+3.75/2)*(3.70/2+4.80/2)=17.21 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcul des charges permanentes revenant au poteau :**

Section	Désignation	G(KN)
(1-1)	Plancher terrasse : $6.33 \times ((1.87+2.17) \times (1.85+2.40))$	108.69
	Poutre longitudinale (P.P) : $25 \times (0.3 \times 0.4) \times (1.80+2.17)$	11.91
	Poutre transversale (P.S) : $25 \times (0.3 \times 0.35) \times (1.85+ 2.40)$	11.16
Σ		131.76
(2-2)	Venant de (1-1)	131.76
	Poteau : $25 \times (0.3 \times 0.4) \times 3.06$	9.18
	Murs double cloison : $4.14 \times (3.06-20) \times (4/2)$	23.68
	Murs simple cloison : $1.58 \times (3.06-20) \times (4/2)$	9.04
Σ		173.66

(3-3)	Venant de (2-2)	173.66
	Plancher étage courant : $4.95 \times ((1.87+2.17) \times (1.85+2.40))$	84.99
	Poutre transversale :	11.91
	Poutre longitudinale	11.16
Σ		281.72
(4-4)	Venant de (3-3)	281.72
	Poteau	9.18
	Murs double cloison : $4.14 \times (3.06-20) \times (4/2)$	23.68
	Murs simple cloison : $1.58 \times (3.06-20) \times (4/2)$	9.04
Σ		323.62
(5-5)	Venant de (4-4)	323.62
	Plancher étage	84.99
	Poutre transversale	11.91
	Poutre longitudinale	11.16
Σ		431.68
(6-6)	Venant de (5-5)	431.68
	Poteau	9.18
	Murs double cloison : $4.14 \times (3.06-20) \times (4/2)$	23.86

	Murs simple cloison : $1.58 \times (3.06 - 20) \times (4/2)$	9.04
Σ		473.76
(7-7)	Venant de (6-6) Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale	473.76 84.99 11.91 11.16
Σ		581.82
(8-8)	Venant de (7-7) Poteau Murs double cloison : $4.14 \times (3.06 - 20) \times (4/2)$ Murs simple cloison : $1.58 \times (3.06 - 20) \times (4/2)$	547.93 9.18 23.86 9.04
Σ		623.9
(9-9)	Venant de (8-8) Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale	623.9 84.99 11.91 11.16
Σ		731.96
(10-10)	Venant de (9-9)	731.96

	Poteau Murs double cloison : $4.14 \times (3.06 - 20) \times (4/2) =$ Murs simple cloison : $1.58 \times (3.06 - 20) \times (4/2)$	9.18 23.68 9.04
Σ		773.86
(11-11)	Venant de (10-10) Plancher étage Poutre transversale Poutre longitudinale	773.86 84.99 11.91 11.16
Σ		881.92
(12-12)	Venant de (11-11) Poteau Murs double cloison : $4.14 \times (3.06 - 20) \times (4/2) =$ Murs simple cloison : $1.58 \times (3.06 - 20) \times (4/2)$	881.91 9.18 23.68 9.04

Σ		923.82

Tableau II.10:Détermination des charges permanentes pour Poteau central.

✓ **NG = 923.82KN.**

b. Charges d'exploitation

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

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

Avec :

- ✓ n: Nombre d'étage, on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- ✓ Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ✓ Q1, Q2,..., Qn: Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

- Sous la terrasse: Q_0 .

- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.

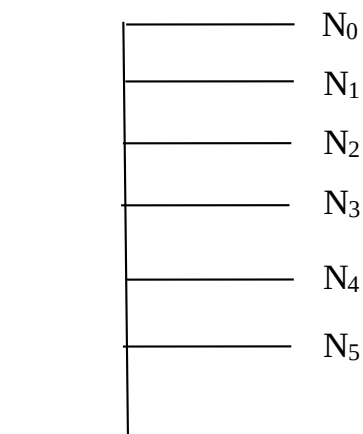
. Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.

. Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

. Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

C . Dégression des charges d'exploitation :

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
5	$Nq0=1,00$	1
4	$Nq1=q0+q1$	2,5
3	$Nq2=q0+0,95 (q1+q2)$	3,85
2	$Nq3=q0+0,90 (q1+q2+q3)$	5,05
1	$Nq4=q0+0,85 (q1+q2+q3+q4)$	6,1
RDC	$Nq5=q0+0,80 (q1+q2+q3+q4+q5)$	7



	Q (KN/m ²)	S (m ²)	Q = q x S (KN)	$\frac{3 + n}{2n}$	Qcum (KN))
5 ^{ème} étage	1	17.21	17.21	1	17.21
4 ^{ème} étage	1.5	17.21	25.82	1	43.03
3 ^{ème} étage	1.5	17.21	25.82	0.95	67.56
2 ^{ème} étage	1.5	17.21	25.82	0.90	90.80
1 ^{ère} étage	1.5	17.21	25.82	0.85	112.75
RDC	1.5	17.21	25.82	0.80	133.41

Tableau II.11:Détermination des charges d'exploitations.

d .Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement L_f comme suit :

0,7 × L0 : si le poteau est à ses extrémités :

- ✓ Soit encastré dans un massif de fondation.
- ✓ Soit assemblé à des poutres de plancher.

L0 : dans les autres cas.

- ✓ Pour notre cas, on prend :

$L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrées jusqu'à la fondation).

✦ Etage courant et RDC :

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

e . Calcul de l'effort $\bar{N}_u$

L'effort normal admissible est :

$$\bar{N}_u = \alpha * \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$\bar{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (a - 0.02) (b - 0.02).$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que.

$$\gamma_b \begin{cases} 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ 1,15 \text{ situation accidentelle..} \end{cases}$$

$$\checkmark \quad \gamma_s \begin{cases} 1,15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ 1 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\checkmark \quad \text{Résistances caractéristiques du béton et de l'acier} \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa .} \end{cases}$$

- ✓ **A_s** : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau.

$$A_s = 0.2\% \text{ ab}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

❖ Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

✓ $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2*\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ pour $\lambda < 50$.

✓ $\alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right)$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$.

✓ $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{a*b^3}{12ba}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$.

✓ $\lambda = \frac{l_f}{i}$

✓ i : Rayon de giration.

✓ λ : L'élancement géométrique.

✓ L_f : Longueur de flambement.

—

$$N_u \propto \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

	Dimension (cm)	$B_r(\text{cm}^2)$	$L_f(\text{m})$	Λ	α	A_s (cm^2)	— $N_u(\text{kN})$
5 ^{ème} ét	30x40	1064	2,142	18.56	0.805	240	8306.148
4 ^{ème} ét	30x40	1064	2,142	18.56	0.805	240	8306.148
3 ^{ème} ét	30x40	1064	2,142	18.56	0.805	240	8306.148
2 ^{ème} éta	30x40	1064	2,142	18.56	0.805	240	8306.148
1 ^{ère} éta	30x40	1064	2,142	18.56	0.805	240	8306.148
RDC	30x40	1064	2.142	18.56	0.805	240	8306.148

Tableau II.12 : Calcul de $\bar{N}_u$ des poteaux.

f . Vérifications du 1,1 $N_u \leq \bar{N}_u$:

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 * 923.82) + (1.5 * 133,41) = 1447,27 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de

10% tel que: $N_u = 1.10 * (1.35G + 1.5Q)$. Donc $N_u = 1.10 * 1447,27 = \mathbf{1591.99 \text{ KN}}$.

	G (KN)	G_{cum} (KN)	Q cum (KN)	N_u (KN)	1,1 N_u (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	1,1 N_u ≤ $\overline{N_u}$
5^{ème} étage	173.66	173.66	17.21	260.26	286.29	8306.148	Vérifiée
4^{ème} étage	149.96	323.62	43.03	501.43	551.58	8306.148	Vérifiée
3^{ème} étage	149.96	473.76	67.56	740.92	815.01	8306.148	Vérifiée
2^{ème} étage	149.96	623.90	90.80	978.47	1076.31	8306.148	Vérifiée
1^{ère} étage	149.96	773.86	112.75	1213.84	1335.22	8306.148	Vérifiée
RDC	149.96	923.82	133.41	1447.27	1591.99	8306.148	Vérifiée

Tableau II.13 : Vérifications du $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$ des poteaux.

g . Vérification selon le RPA 2024

D'après le **RPA 2024** les clauses suivantes doivent être vérifiées :

❖ **Coffrage :** RPA 2024, Art 7.4.1 .

condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h)= Min (30, 40) cm ≥ 25cm	Vérifiée
Min (b, h) ≥ h_e/20	Min(b, h) = 30cm ≥ (h _e /20) = (306-20)/20 = 14.3cm	Vérifiée
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h) = 0.75 ≤ 4	Vérifiée

Tableau II.14 : Vérification selon le RPA 2024 des dimensions des poteaux

❖ Conclusion

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- ✦ Les dimensions des poutres principales :

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

- ✦ Les dimensions des poutres secondaires (chainages) :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

- ✦ Les dimensions des poteaux pour tous les niveaux sont :

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

Chapitre III :

Ferraillage des éléments secondaires

III.1. Introduction :

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

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon.

Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie du structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 2024** .

III.2. Etude de l'acrotère :

a . Introduction :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console verticale encastree à sa base au niveau du plancher terrasse à une hauteur total $h = 75 \text{ cm}$ et une épaisseur $e = 10 \text{ cm}$.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- ✓ Charges permanentes : Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- ✓ Charges d'exploitation : Une charge d'exploitation horizontale égale à 1 KN/ml due à la main courante.
- ✓ Charges climatiques (gradient thermique).
- ✓ Charges accidentelles : Les seules charges accidentelles à prendre en compte sont celles dues aux séismes.

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS.

Il a pour rôle de :

- ✓ Protection d'étanchéité.
- ✓ Servant comme garde-corps.
- ✓ Entretien des façades.

b . Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

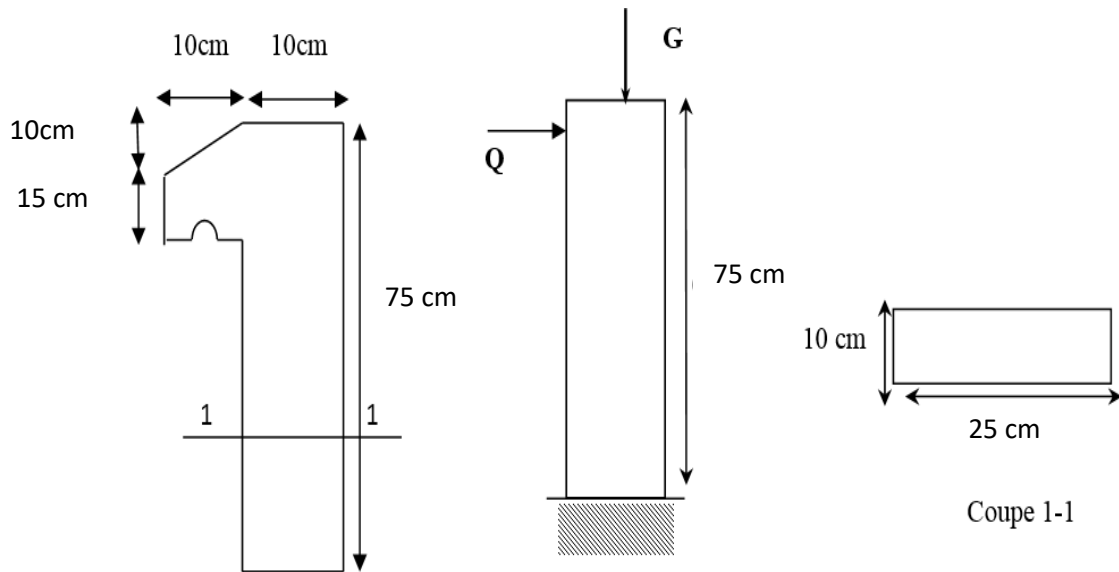


Figure III.1 : Acrotère.

C . Détermination des sollicitations :

❖ Charge permanente :

On considère le poids d'une bande d'acrotère de longueur unitaire appliqué en son centre de gravité : soit (**NG**).

• Béton

$$S_{acrotère} = (0.10 \times 0.10) / (2) + (0.15 \times 0.10) + (0.10 \times 0.75) = 0.095 \text{ m}^2.$$

$$G_{béton} = \gamma_{béton} \times S_{acrotère} \times 1\text{ml} = (2500 \times 0.095) \times 1\text{ml}.$$

$$G_{béton} = 2500 \times 0.095 = 237.5 \text{ gk/ml}.$$

• Enduit

$$G_{Enduit} (ep = 2 \text{ cm}) = \text{poids de l'enduit} : 0.02 \times 2000 \times 0.75 \times 2 = 60 \text{ Kg/ml}.$$

$$G_{total} = 237.5 + 60 = 297.5 \text{ Kg/ml}.$$

❖ Charge d'exploitation :

Une charge appliquée une main horizontalement à l'extrémité de la console qui est prise égale à **100 Kg/ml** ; Cette charge générant un moment d'encastrement (**MQ**).

Le Moment fléchissant max dû à la surcharge **Q** :

$$MQ = Q \times 1ml \times h.$$

$$\text{Effort tranchant : } T = Q \times 1ml.$$

Donc on a :

Gtotal : crée un effort normal $NG = 297.5 \text{ Kg/ml}$. Un moment $MG = NG \times 0 = 0$.

Q : crée un effort normal $NQ = 0 \text{ KN}$.

Un moment maximum $MQ = Q \times 1ml \times h = 100 \times 1ml \times 0.75 = 75 \text{ Kg.m}$.

$$T = Q \times 1ml = 100 \text{ Kg}.$$

d. Évaluation et combinaison des charges

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$Nu = 1.35 \times G_{total} = 1.35 \times 297.5 \text{ Kg/ml} = 401.63 \text{ Kg/ml}.$$

$$Mu = 1.5 \times MQ = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 100 \times 0.75 = 112.5 \text{ Kg.m}.$$

$$Tu = 1.5 \times Q = 1.5 \times 100 \text{ Kg/ml} = 150 \text{ Kg/ml}.$$

❖ **Calcul à l'ELS :**

$$N_{ser} = G_{total} = 297.5 \text{ Kg/ml}.$$

$$M_{ser} = MQ = Q \times h = 100 \times 0.75 = 75 \text{ Kg.m}.$$

$$T_{ser} = Q = 100 \text{ Kg/ml}.$$

e . Calcul de l'excentricité

e_0 : L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section considérée :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$e_{u0} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{112.5}{401.63} = 0.280 \text{ m}$$

❖ **Etat limite ultime (ELS) :**

$$e_{u0} = \frac{Ms}{Ns} = \frac{75}{297.5} = 0.256 \text{ m}$$

f. Position de centre de pression :

$$e_{ser0} = 0.280 \text{ m} > e_1 = \frac{h}{6} = \frac{0.25}{6} = 0.042 \text{ m}$$

$e_0 > e_1$: l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée (P.C)

g . Le ferrailage de l'acrotère

❖ **Calcul à l'ELU :**

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

- ✓ **h** : Epaisseur de la section ; Soit : $h = 25 \text{ cm}$.
- ✓ **b** : largeur de la section ; Soit : $b = 100 \text{ cm}$.
- ✓ **c = c'** : enrobage ; Soit : $c = c' = 02 \text{ cm}$.
- ✓ **d = h - c** : hauteur utile ; Soit : $d = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$.
- ✓ **Mf** : moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.
- ✓ La fissuration est préjudiciable.

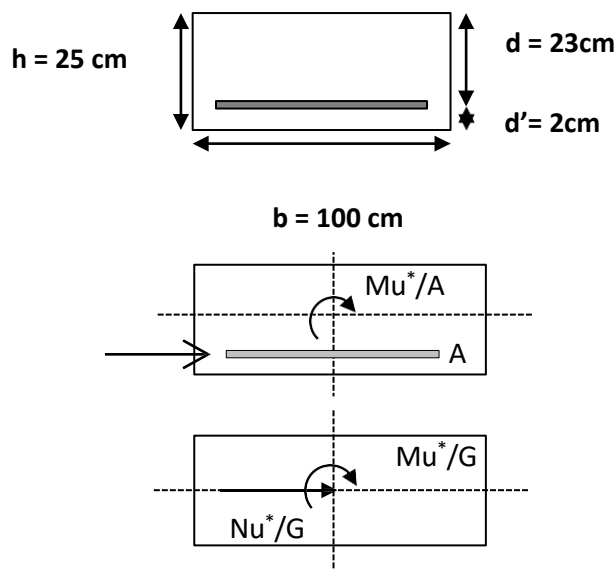


Figure III.2: Coupes transversales de l'acrotère.

❖ **Moment fictif :**

On a :

$$M_u = 112.5 \text{ Kg.m.}$$

$$N_u = 401.63 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 112.5 + 401.63 \left(0.23 - \frac{0.25}{2} \right) = 154.67 \text{ kg.m.}$$

On applique les formules de la flexion simple :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.15} = 14.16 \text{ Mpa.}$$

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

$$U_{b0} = \frac{M_f}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{154.67 \cdot 106}{1000 \cdot 230^2 \cdot 14.26} = 0.0206$$

$\mu = 0.392 > \mu_{bu} = 0.206 \Rightarrow A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.291.$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.291 = 0.884.$$

$$Z_b = d \times \beta = 0.8 \times 0.884 = 0.707 \text{ m.}$$

$$\sigma_s = f_e = 400 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

❖ **Armature fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \cdot \sigma_s} = \frac{154.6 \cdot 10^4}{70.7 \cdot 348} = 62.86 \text{ mm}^2 = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s} = 62.86 - \frac{401.6 \cdot 10}{348} = 51.31 \text{ mm}^2 = 0.51 \text{ cm}^2.$$

❖ **Vérification à L'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1 [BAEL91])**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot (b \cdot d) \cdot \frac{f_{t28}}{f}.$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot (100 \cdot 23) \cdot \frac{2.1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

Avec : $f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa.}$

On trouve :

$$A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2 > A_u = 0.51 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_s = A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$s_t \leq \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm.}$$

$$s_t \leq \text{min} (3 \times 10 ; 33) \text{ cm.}$$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm.}$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{As}{4} = \frac{2.77}{4} = 0.69 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA6 = 1.13 cm².**

❖ **Calcul de l'espacement [BAEL-91] :**

$$S_t \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(40, 45 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}.$$

On adopte un espacement **S_t = 20 cm.**

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

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

τ_u : contrainte de cisaillement maximale.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :

$$V_u = 1.35 * V_G + 1.5 * V_Q = 1.35 * (0) + 1.5 * (100)$$

$$V_u = 1.5 \times 100 = 150 \text{ kg}.$$

$$\tau_u = \frac{150 * 10}{100 * 23} = 0.065 \text{ MPa}.$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec :

$$\overline{\tau_u} = \frac{0.075}{\gamma b} = \frac{0.075}{1.5} * 25 = 1.25 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_u = 0,065 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 12,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

❖ **Longueur de scellement droit ([BAEL91] art 1.2.2) :**

$$l_s = 40\varnothing = 40 \times 0.6 = 24 \text{ cm.}$$

l_s : Longueur de scellement.

$$l_s = 24 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification à l'Etat de service (ELS) : On a :**

$$M_{ser\ G} = 75 \text{ kg.m.}$$

$$N_{ser} = 297.5 \text{ kg/ml.}$$

$$M_{ser\ A} = M_{ser\ G} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

$$M_{ser\ A} = 75 + 297.5 \left(0.23 - \frac{0.025}{2} \right) = 106.23 \text{ kg.m.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Donc : $\eta = 1.6$.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa.} \\ f_e = 400 \text{ Mpa.} \\ \eta = 1.6. \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa.}$$

$$X = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.23 = 0.12 \text{ m} = 12.11 \text{ cm.}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 23 - \frac{12.11}{3} = 18.96 \text{ m.}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} (b \times X \times \overline{\sigma}_{bc} \times Z) = \frac{1}{2} (1 \times 12.11 \times 15 \times 18.96) = 0.026 \text{ MN.m/ml.}$$

$$M_{ser/A} = 106.23 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ser/A} < M_1 = 37260 \text{ Kg.m} \rightarrow \text{Section sans armatures comprimées (SSAC).}$$

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \overline{\sigma}_{st}} = \frac{106.32 \times 10^4}{189 \times 202.16} = 27.71 \text{ mm}^2 = 0.27 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{st}} = 27.71 \times 10^4 - \frac{295}{202.16} = 26.23 \text{ mm}^2 = 0.26 \text{ cm}^2.$$

❖ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99) :**

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{100}; A_{min} \right\} \rightarrow A_{min} > \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{100 \times 10}{100}; \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} \right\}$$

$$A_s \geq \max \{1; 2.77\} = 2.77 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A > \max(A_{ser}; A_s; A_{min})$

On adopte : **A = 6HA8 = 3.02 cm²**, avec un espacement de 25 cm.

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.02}{4} = 0.755 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **4HA6 = 1.13 cm²** avec un espacement de 15 cm.

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme :**

L'action sismique sur les éléments non structuraux est donnée par l'article (6.3.2) des règles RPA/2003. Selon ces règles. Les forces horizontales de calcul sur les éléments non structuraux (tels que les acrotères et les cheminées par exemple) sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times CP \times WP.$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans **le tableau 4.1 du RPA 2024**, dans notre cas Zone V, groupe 2, alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$A = 0.15.$$

CP : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donné par **le tableau 6.1 du RPA 2024**, pour le consol **CP = 0.8**.

WP : Poids propre de l'acrotère $W_p = 227.50 \text{ kg/ml}$.

$$F_p = 4 \times A \times CP \times WP.$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 227.50 = 109.20 \text{ kg/ml}.$$

$$F_p = 109.20 \text{ kg/ml} < 1.5 Q = 150 \text{ Kg/ml} \Rightarrow \text{Condition déjà vérifié.}$$

Remarque : les forces horizontales (telles que le vent) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère.

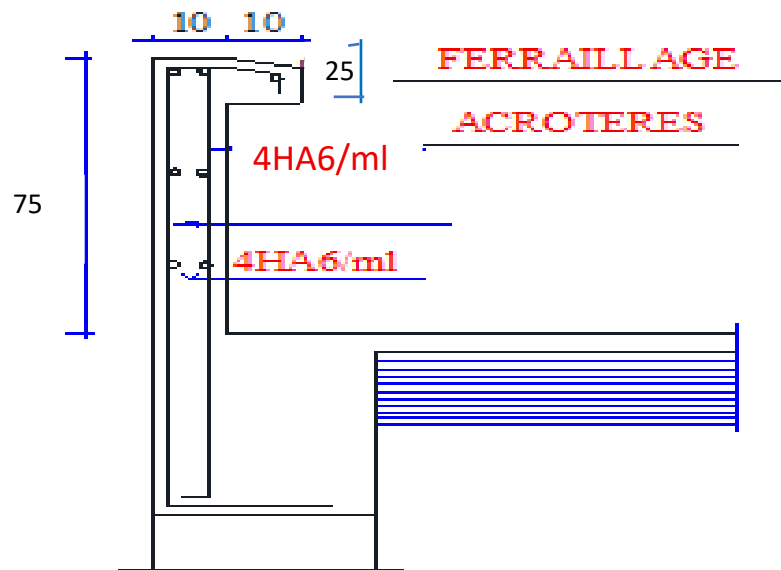


Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit $A_s' = A_s$).

III.3. Les escaliers :

L'escalier travaille à la flexion simple. On considère la dalle comme une poutre sollicitée à une charge uniformément répartie, et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.3.1. L'étude de la première partie d'escaliers de RDC :

III.3.1.1. Schéma statique :

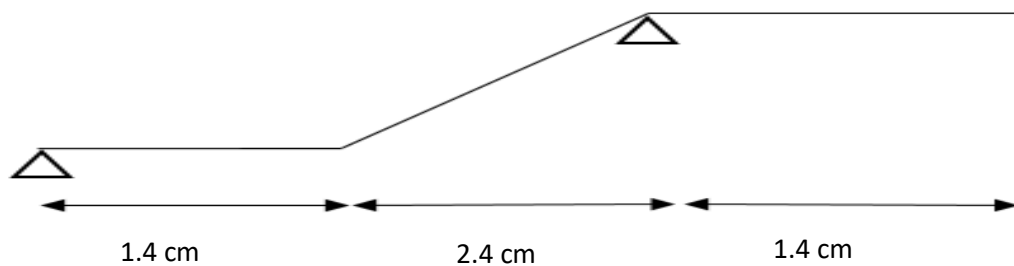


figure II.4: schéma escalier RDC .

III.3.1.2. Evaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation de volée et palier ont été calculées dans le chapitre 2 :

❖ Volée (palliasse) :

$$\begin{cases} G = 8.29 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Palier :**

$$\begin{cases} G = 5.35 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Pour les murs extérieurs :**

$$G = 4.14 \text{ KN/m}^2$$

III.3.1.3. Combinaisons des charges :

Le calcul pour une bande de 1m de largeur.

❖ **Volée :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.29 + 1.5 \times 2.5 = 14.94 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 9.579 + 2.5 = 10.79 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Palier :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5 = 10.97 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Pour Mur extérieur :**

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G \times (h - e) = 1.35 \times 4.14 \times (3.06 - 0.15) = 16.26 \text{ KN.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G \times (h - e) = 4.14 \times (3.06 - 0.15) = 12.04 \text{ KN.}$$

III.3.1.4. Calcul des sollicitations à l'ELU :

❖ **Calcul des reactions d'appuis :**

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux

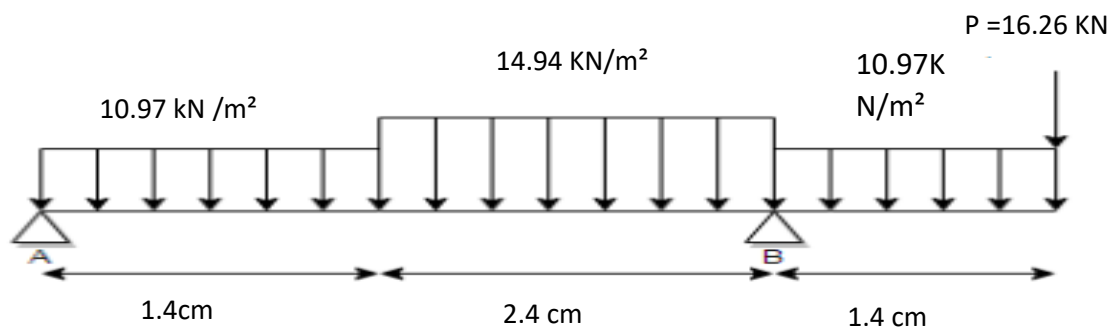


figure III.1: La charge équivalente ELU.

ELU :

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_{Ay} - 10.97 \times 1.4 - 14.94 \times 2.4 + R_{By} - 10.97 \times 1.4 - 16.26 = 0.$$

$$\rightarrow R_{Ay} + R_{By} = 82.832 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 3.8 \times R_{By} + \left(-10.97 \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} \right) - \left(14.94 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.4 \right) \right) - (10.94 \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 2.4 + 1.4 \right)) - (16.26 \times 5.2) = 0$$

$$-10.75 - 93.22 - 68.92 + R_{By} \times 3.8 - 84.55 = 0 \rightarrow R_{By} = 67.747 \text{ KN.}$$

Donc :

$$R_{Ay} + R_{By} = 82.832 \text{ KN.}$$

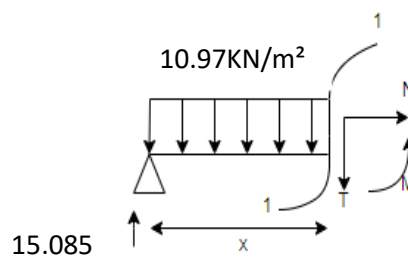
$$R_{Ay} = 82.832 - 67.747 = 15.085 \text{ KN.}$$

III.3.1.5 Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :

Nous procédons par la méthode des sections, car la poutre est soumise des charges différentes

ELU :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$



Moment fléchissant :

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M(x) = -10.97 \times \frac{x^2}{2} + 15.085x$$

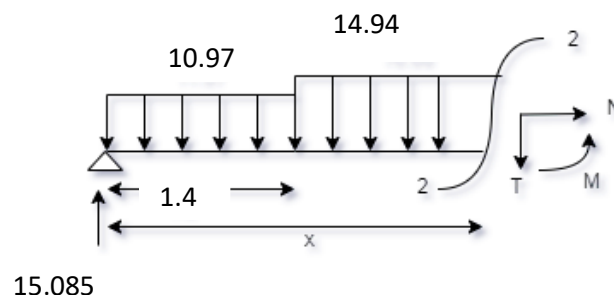
$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 & \rightarrow M(x) = 10.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\sum T_x = 0 \rightarrow T(x) = 15.085 - 10.97x$$

$$\begin{cases} x = 0 & \rightarrow T(x) = 15.085 \text{ KN} \\ x = 1.4 & \rightarrow T(x) = -0.273 \text{ KN} \end{cases}$$

Section 2-2 : $1.4 \leq x \leq 3.8 \text{ m}$



Moment fléchissant :

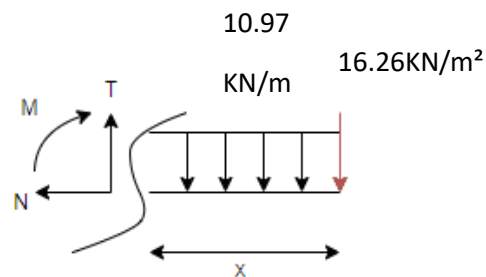
$$\sum \mathbf{M}_x = \mathbf{0} \rightarrow M(x) = 15.085x - 15.358\left(x - \frac{1.4}{2}\right) - 14.94(x - 1.4)\left(\frac{x-1.4}{2}\right)$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow M(x) = 10.37 \text{ KN.m} \\ x = 3.8 \rightarrow M(x) = -33.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\sum \mathbf{T}_x = \mathbf{0} \rightarrow T(x) = 15.085 - 15.358 - 14.94(x - 1.4)$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow T(x) = -0.273 \text{ KN} \\ x = 3.8 \rightarrow T(x) = -36.13 \text{ KN} \end{cases}$$

Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$ **Moment fléchissant :**

$$\sum \mathbf{M}_x = \mathbf{0} \rightarrow M(x) = -10.97 \times \frac{x^2}{2} - 16.26x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 \rightarrow M(x) = -33.514 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$\sum \mathbf{T}_x = \mathbf{0} \rightarrow T(x) = 10.97 \times x + 16.26$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 16.26 \text{ KN} \\ x = 1.4 \rightarrow T(x) = 31.6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{max} = 10.37 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 36.13 \text{ KN} \end{cases}$$

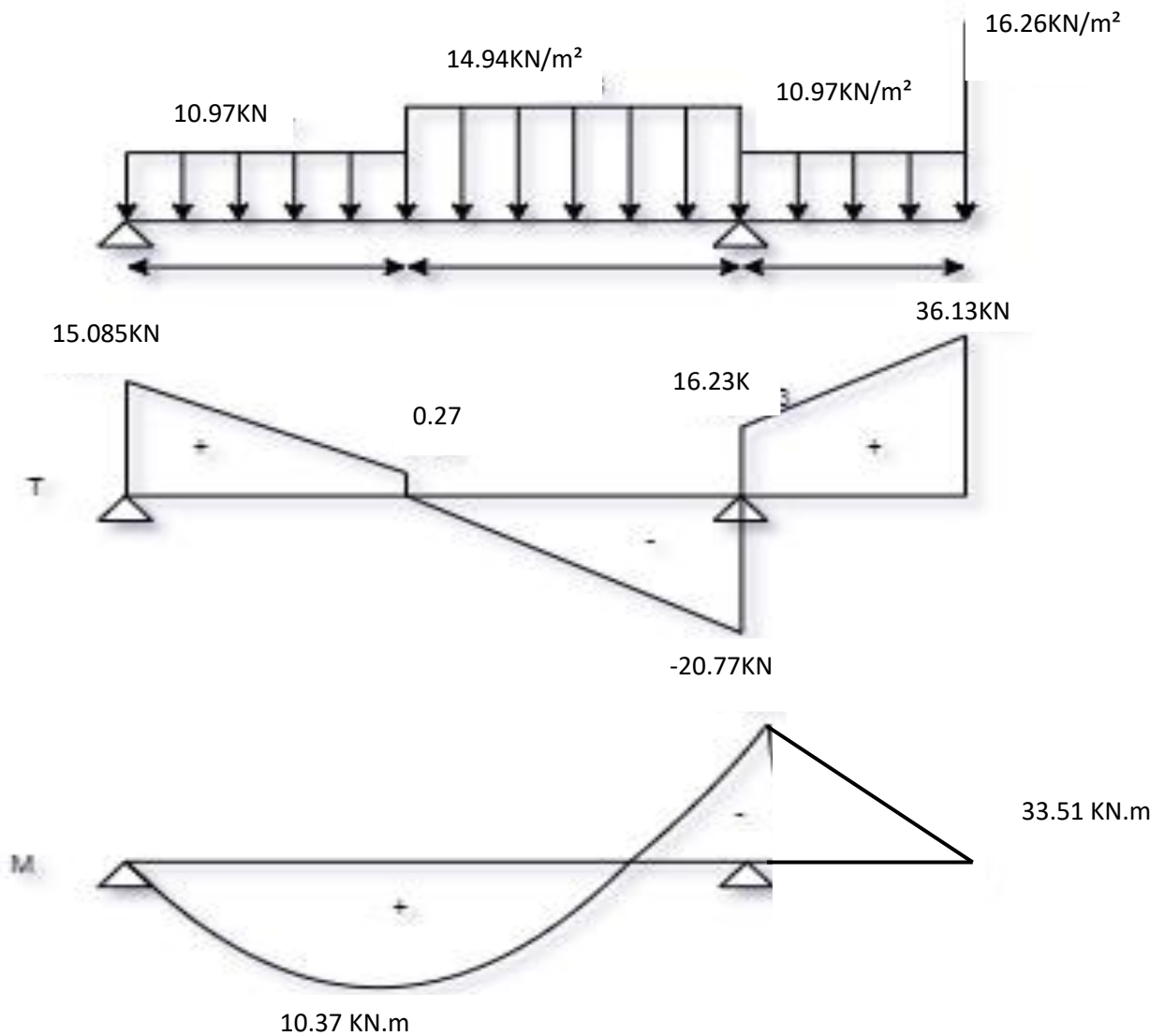


figure III.2:diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELU .

Calcul du moment max :

$$T = 15.08 - 10.97x \rightarrow X = \frac{15.08}{10.97} = 1.37m$$

$$M(x) = 15.08x - 10.97 \frac{x^2}{2}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 10.36 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 10.36 \rightarrow M_t = 8.91 \text{ kN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_{\max} = 0.5 \times 10.36 \rightarrow M_a = 5.18 \text{ kN.m}$$

III.3.1.7. Calcul des sollicitations à l'ELS :

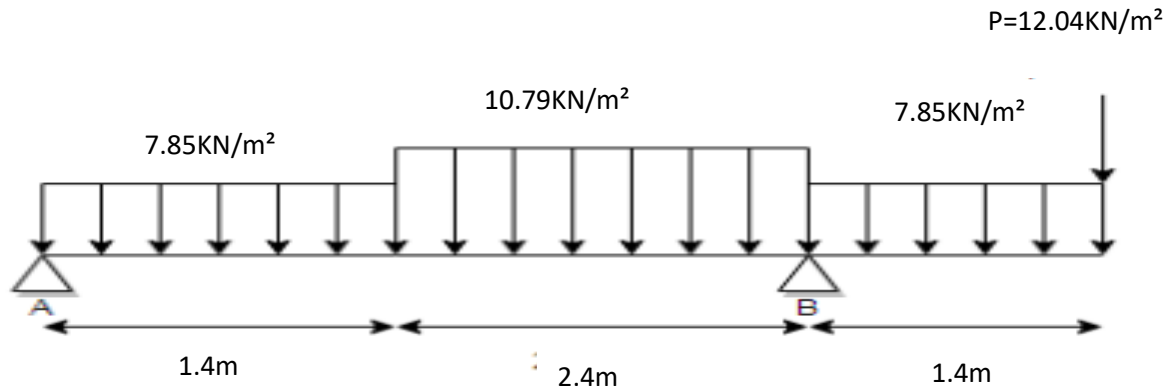


figure III.3: la charge équivalente els.

❖ Les réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_{Ay} + R_{By} - (7.85 \times 1.4) - (10.97 \times 2.4) - (7.85 \times 1.4) - 12.04 = 0.$$

$$\rightarrow R_{Ay} + R_{By} = 63.639 \text{ KN}.$$

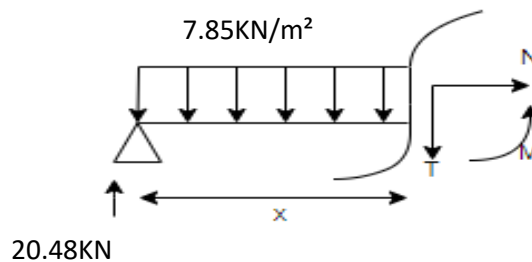
$$\sum M/A = 0 \rightarrow \left(7.85 \times 1.4 \times \frac{1.4}{2} \right) - \left(10.79 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.4 \right) \right) - 7.85 \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 2.4 + 1.4 \right) - (12.04 \times 5.2) + R_{By} \times 3.8 = 0.$$

$$3.8R_{By} = -7.693 + 59.637 + 49.455 + 62.608 \rightarrow R_{By} = 43.16 \text{ KN}.$$

$$\rightarrow R_{Ay} = 20.48 \text{ KN}.$$

❖ Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$



- Le moment fléchissant :

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M_x + 7.85 \frac{x^2}{2} - 20.48x = 0.$$

$$\rightarrow M_x = -7.85 \frac{x^2}{2} + 20.48x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_x = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 \rightarrow M_x = 20.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- L'effort tranchant :

$$\sum T_x = 0 \rightarrow -T + 20.48 - 7.65x = 0.$$

$$\rightarrow T = 20.48 - 7.85x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 20.48 \text{ KN.} \\ x = 1.4 \rightarrow T = 9.49 \text{ KN.} \end{cases}$$

- Section 2-2 : $1.4 \leq x \leq 3.8 \text{ m}$

Le moment fléchissant :

$$\sum \mathbf{M}_x = 0 \rightarrow M_x - 20.48x + \left(7.85 \times 1.4 \times \left(x - \frac{1.4}{2}\right)\right) + \left(10.79 \times (x - 1.4) \left(\frac{x-1.4}{2}\right)\right) = 0$$

$$\rightarrow M_x = -5.395x^2 + 24.596x - 2.8812$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow M_x = 20.98 \text{ KN.m} \\ x = 3.8 \rightarrow M_x = 12.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

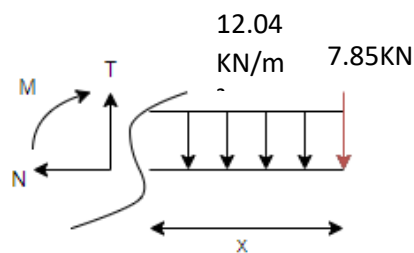
- L'effort tranchant :

$$\sum \mathbf{T}_x = 0 \rightarrow +20.48 - 7.85 \times 1.4 - 10.79(x - 1.4) - T = 0$$

$$\rightarrow T = 24.60 - 10.79x$$

$$\begin{cases} x = 1.4 \rightarrow T = 9.50 \text{ KN} \\ x = 3.8 \rightarrow T = -16.40 \text{ KN} \end{cases}$$

Section 3-3 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$



- Moment fléchissant :

$$\sum \mathbf{M}_x = 0 \rightarrow M_x = -12.04 \frac{x^2}{2} - 7.85 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_x = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 \rightarrow M_x = -22.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- L'effort tranchant :

$$\sum \mathbf{T}_x = 0 \rightarrow T = 12.04 x + 7.85$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 7.85 \text{ KN.} \\ x = 1.4 \rightarrow T = 24.71 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{max} = 22.79 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 24.71 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3.1.8 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

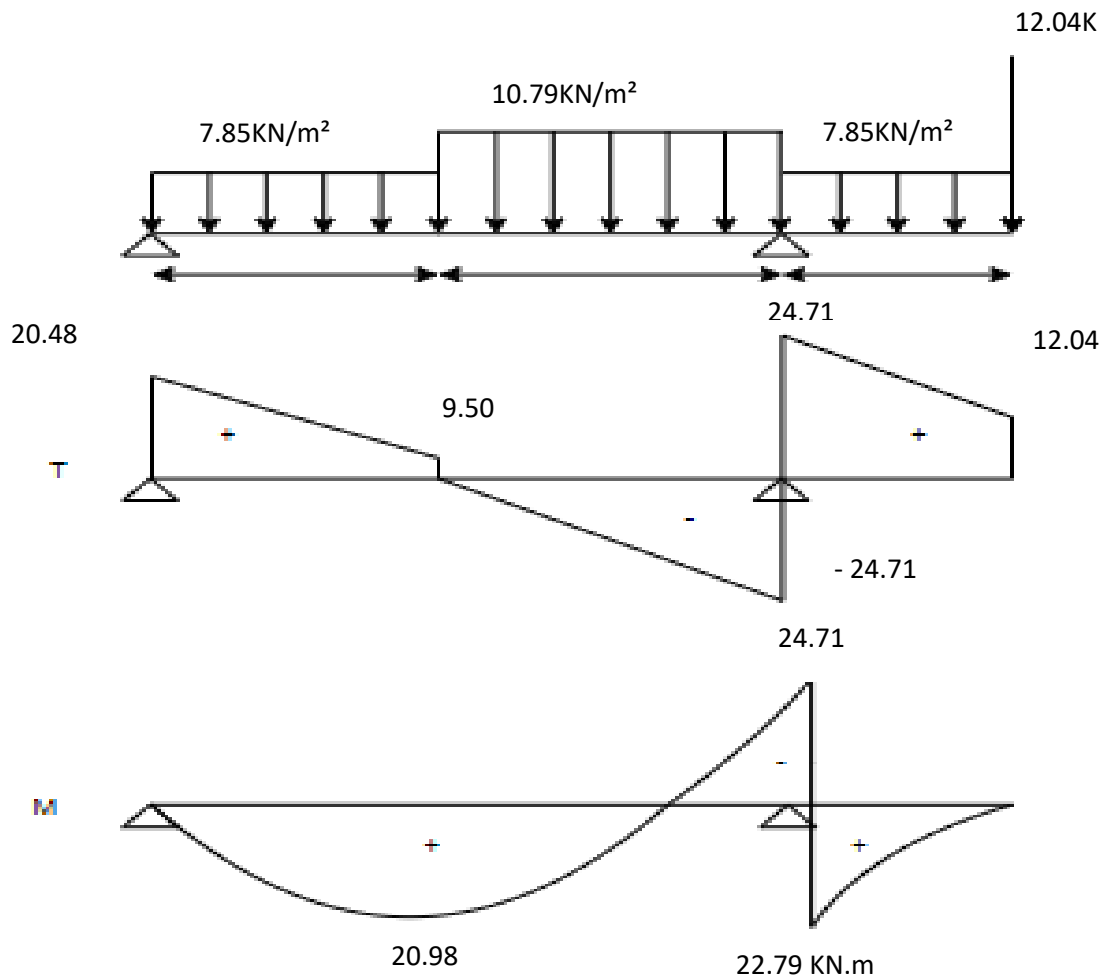


figure III.4:diagramme de moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS.

$$T = 0 \rightarrow 20.48 - 7.85x = 0 .$$

$$x = 2.61 \text{ m.}$$

$$M_x = 20.48 \times 2.61 - 7.85 \left(\frac{2.61^2}{2} \right)$$

$$M_{max} = 26.51 \text{ KN.m}$$

-Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_x = 20.87 \text{ KN.m}$$

-Moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_x = 12.28 \text{ KN.m}$$

III.3.1.9 Le ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m (voir figure ci-après) :

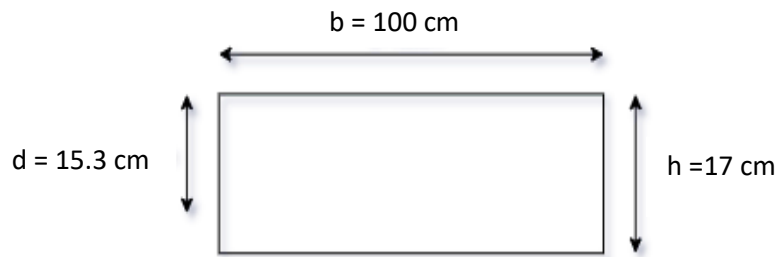


figure III.5:Section de calcul d'escalier.

❖ **Ferraillage en appuis :**

$$h = 17 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 15.3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{16.73 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.17} = 0.05$$

$$\mu_b = 0.05 \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire } A' = 0$$

$$0.05 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.064.$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 11.38 \text{ cm} = 113.8 \text{ mm}.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times z} = \frac{28.48 \times 10^6}{113.8 \times 348} = 422.45 \text{ mm}^2. \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 4.2 \text{ cm}^2.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 153 \times 2.1}{400} = 184.74 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s\min} = 1.84 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : 6HA10} \rightarrow A_s = 4.71 \text{ cm}^2.$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{sad}}{4} = \frac{4.71}{4} \rightarrow A_r \geq 1.17 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2.$$

❖ **L'espacement :**

-Armature longitudinale :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \text{cv.}$$

-Armature transversale :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 15 \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \text{cv.}$$

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(mm)	$A_{s(calculé)}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t(cm)$
12.14	0.085	0.11	146.3	4.2	1.84	4.71	15

Tableau III.1:ferrailage à l'ELU d'appuis.

❖ **Ferrailage en travée :**

$$M_t = 28.48 KN.m$$

-calcul le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{28.48 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.17} = 0.085 \leq \mu = 0.186 \rightarrow \text{pivot A}.$$

$$\mu = 0.085 \leq \mu = 0.392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.11$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 14.63 \text{ cm} = 146.3 \text{ mm}.$$

$$A_{s(calculé)} = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{28.48 \times 10^6}{146.3 \times 348} = 5.59 \text{ cm}^2.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{smin} = 184.75 \text{ mm}^2 = 1.84 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} \rightarrow A_s = \max\{5.59; 1.84\} = 5.59 \text{ cm}^2.$$

On prend :

$$A_{sad} = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{sad}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } A_r = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

❖ **L'espacement:**

-Armature longitudinal :

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

$$S_t \leq 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots cv.$$

-Armature transversal :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots cv.$$

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(mm)	$A_s(\text{calculé})(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t(cm)$
20.64	0.085	0.11	146.3	5.59	1.84	5.65	15

Tableau III.2:ferrailage à l'ELU de travée.

❖ **Vérification à l'effort tranchant à ELU :**

Selon le BAEL91 modifié99

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{34.75 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0.22 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.22 \leq \overline{\tau_u} = 3.3 \dots \dots \text{cv.}$$

III.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I}$$

❖ **En travée :**

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A_s(d - y) = 0$$

Avec :

$$\begin{cases} \eta = 15(\text{d'après le BAEL}) \\ A_s = 5.65cm^2 \\ d = 15.3cm \end{cases}$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé

I : moment d'inertie

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15 \times 5.65(15.3 - y) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 1296.68 = 0$$

$$\rightarrow \Delta = 266510.09 \rightarrow y = 4.31cm.$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.31^3 + 15 \times 5.65 (15.3 - 4.13)^2$$

$$I = 341062.78 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.87 \times 10^6}{341062} \times 43.1$$

$$\sigma_{bc} = 2.63 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 2.63 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{cv}.$$

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
20.87	5.65	4.31	341062.78	2.63	cv

Tableau III.3: vérification des contraintes à l'ELS de travée.

➤ **En appuis :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2} b y^2 - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{1}{2} 100 y^2 - 15 \times 5.65 \times (15.3 - y) = 0$$

$$\rightarrow 50 y^2 + 84.75 y - 1296.67 = 0$$

$$\Delta = 266516.56$$

On prend : $y = 4.32 \text{ cm}$.

- **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.32^3 + 15 \times 5.65 (15.3 - 4.32)^2$$

$$I = 14248.57 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.28 \times 10^6}{14248570} \times 43.2$$

$$\sigma_{bc} = 3.72 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3.72 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{cv}.$$

Il n'y a pas de risque de fissuration du béton en compression.

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
12.28	5.65	4.32	14248.57	3.72	cv

Tableau III.4:Vérification des contraintes à l'ELS.

III.3.4. Vérification de la flèche à ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.17}{5.2} = 0.03 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots c.v. \\ \frac{5.65}{100 \times 15.3} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{400} = 0.015 \dots cv. \\ \frac{0.17}{5.2} = 0.03 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots c.n.v \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire

$h = 0.17 \text{ m}$; $d=0.153 \text{ m}$; $b = 1\text{m}$; $L=5.2 \text{ m}$

D'après le BAEL 91 la flèche totale est

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad si : L < 5m. \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad si : L > 5m. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_s.L^2}{10E_i \times I_{si}} \dots \dots \dots (1) \\ \delta_v = \frac{M_s.L^2}{10E_i \times I_{sv}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

(1) ...Flèche due aux charges instantanées.

(2) ...Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L= 5.2 \text{ m}$ le moment d'inertie de la section totale homogène :

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

$$I = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \times 5.65 \times \left(\frac{17}{2} - 15.3 \right)^2$$

$$I = 44860.51 cm^4.$$

-Moment d'inertie fictif :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.5 \times f_{t28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée} \\ \lambda_v = \frac{0.5 \times f_{t28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{5.65}{100 \times 15.3} = 0.0036 .$$

$$Y = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{100 \cdot \frac{17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15.3}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8.82 \text{ cm} .$$

$$Z = d - \frac{Y}{3} = 15.3 - \frac{8.82}{3} = 12.36 \text{ cm} .$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} = \frac{24.55 \times 10^6}{565 \times 123.6} = 351.55 \text{ Mpa} .$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0036 \times 351.55 + 2.1}$$

$$\mu = 0.486$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0036 \times \left(2 + 3 \frac{100}{100}\right)} = 5.83 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0036 \left(2 + 3 \frac{100}{100}\right)} = 2.33 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times 44860.51}{1 + 5.83 \times 0.486} = 12872.85 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 44860.51}{1 + 2.33 \times 0.486} = 23141.54 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa} . \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ Mpa} . \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{24.55 \times 10^6 \times 5200^2}{10 \times 32164.195 \times 12872.85} = 16.03 \text{ mm} = 1.6 \text{ cm} . \\ \delta_v = \frac{24.55 \times 10^6 \times 5200^2}{10 \times 10818.865 \times 23141.54} = 26.51 \text{ mm} = 2.6 \text{ cm} . \end{cases}$$

$$\Delta_{\delta T} = \delta_v - \delta_i = 2.6 - 1.6 = 1 \text{ cm} < \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{100} = 1.02 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.1.10. Schéma du ferrailage :

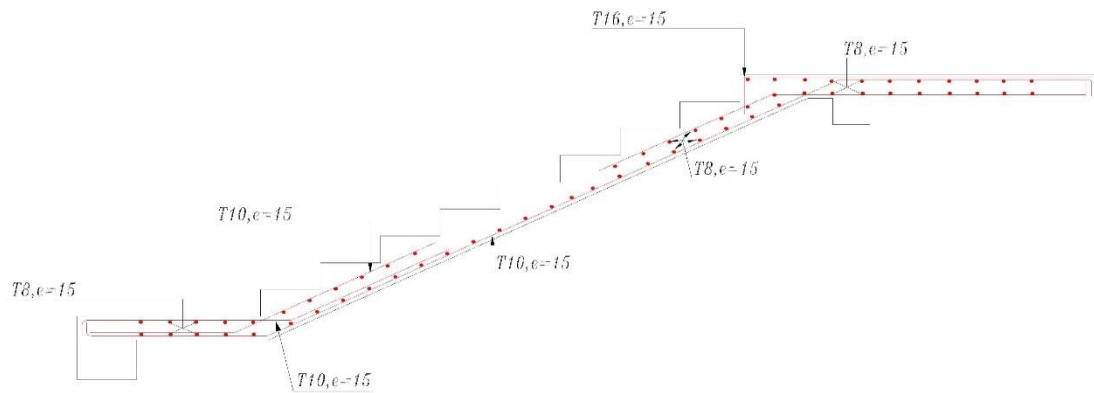


figure III.6:Schéma du ferrailage des escaliers(RDC).

III.3.2. L'étude d'escaliers de l'étage :

III.3.2.1. Schéma statique :

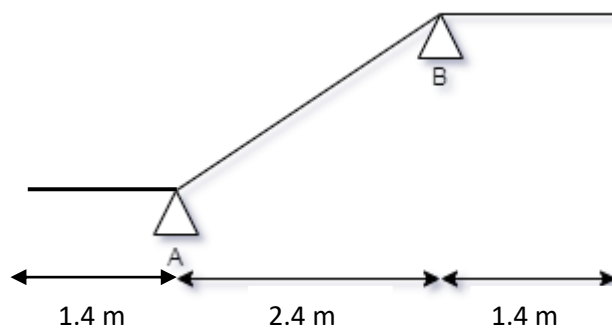


figure III.7:Schéma d'escalier étage courant.

III.3.2.2. Combinaisons des charges :

Le calcul pour une bande de 1m de largeur.

- Volée :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.29 + 1.5 \times 2.5 = 14.94 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS : $q_s = G + Q = 8.29 + 2.5 = 10.79 \text{ KN/ml}$.

- **Palier :**

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5 = 10.97 \text{ KN/ml}$.

A l'ELS : $q_s = G + Q = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ KN/ml}$.

- **Pour le Mur extérieur :**

A l'ELU : $q_u = 1.35G \times (H - e) = 1.35 \times 4.14 \times (3.06 - 0.15) = 16.26 \text{ KN}$.

A l'ELS : $q_s = G \times (H - e) = 4.14 \times (3.06 - 0.15) = 12.04 \text{ KN}$.

III.3.2.3. Calcul des sollicitations :

a. Calcul des réactions d'appuis :

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

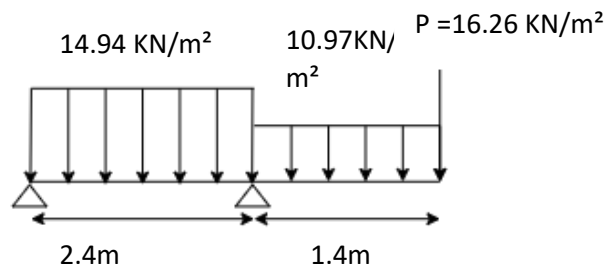


figure III.8: la charge équivalente Elu.

ELU :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_{Ay} - 14.94 \times 2.4 + R_{By} - 10.97 \times 1.4 - 16.26 = 0.$$

$$R_{Ay} + R_{By} = 67.47 \text{ KN}.$$

$$\sum M/A = 0$$

$$M - 10.94 \times 1.4 \times \left(\frac{1.4}{2} + 2.4\right) - 14.94 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} - 16.26 \times 3.8 + R_{By} \times 2.4 = 0$$

$$R_{By} = 63.46 \text{ KN}.$$

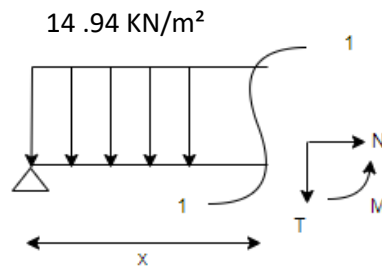
$$R_{Ay} = 67.47 - 63.46 = 4.01 \text{ KN}.$$

III.3.2.4. Calcul les moments fléchissant et les efforts tranchants :

Nous procédons par la méthode des sections, car la poutre est soumise des charges différentes

ELU :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$



Efforts tranchants :

$$\sum T_x = 0 \rightarrow -T + 4.01 - 14.94x = 0$$

$$T = -14.94x + 4.01$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 4.01 \text{ kN} \\ x = 2.4 \rightarrow T = -31.846 \text{ kN} \end{cases}$$

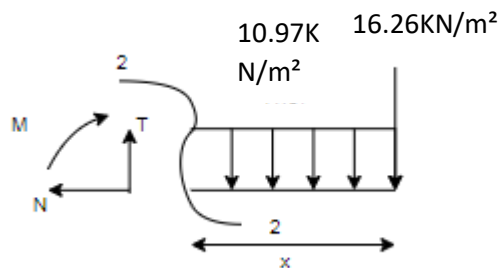
Moments fléchissant :

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M - 4.01x + 14.94 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M = 4.01x - 14.94 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_x = 0 \text{ kN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M_x = -33.40 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$



Efforts tranchants :

$$\sum T_x = 0 \rightarrow -T - 10.97x - 16.26 = 0$$

$$T = 10.97x + 16.26$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 16.26 \text{ kN} \\ x = 1.4 \rightarrow T = 31.61 \text{ kN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M - 10.97 \frac{x^2}{2} - 16.26x = 0$$

$$M = 10.97 \frac{x^2}{2} + 16.26x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 \rightarrow M = 33.51 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Le moment sur appui :

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 33.51$$

$$M_a = 16.76 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 33.51$$

$$M_t = 28.29 \text{ KN.m}$$

III.3.2.5. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

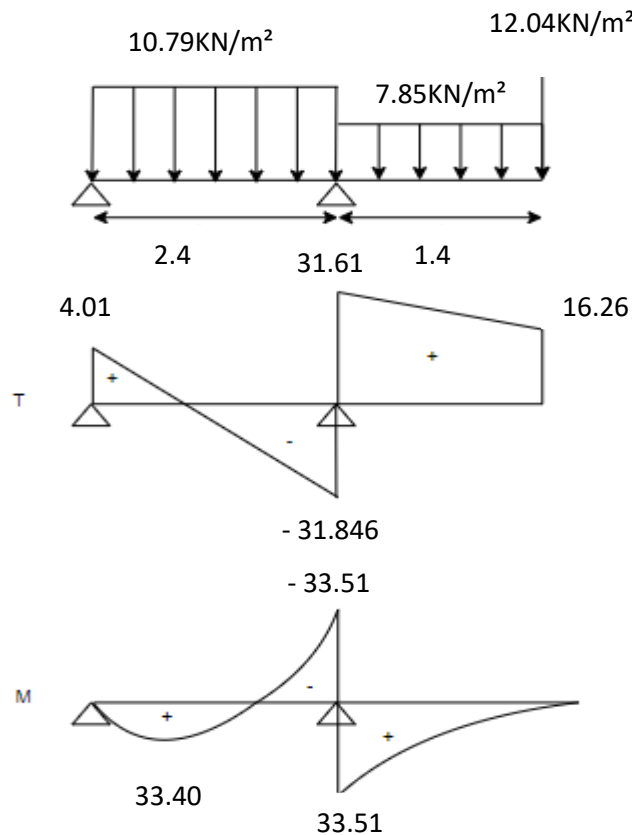


figure III.9:Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (à ELU).

III.3.2.6.Calcul des sollicitations à l'ELS :

- Calcul les réactions d'appuis :

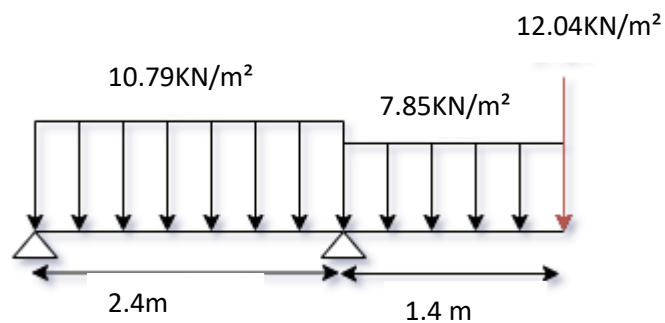


figure III.10:la charge équivalente els.

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_{Ay} + R_{By} - 10.79 \times 2.4 - 7.85 \times 1.4 - 12.04 = 0$$

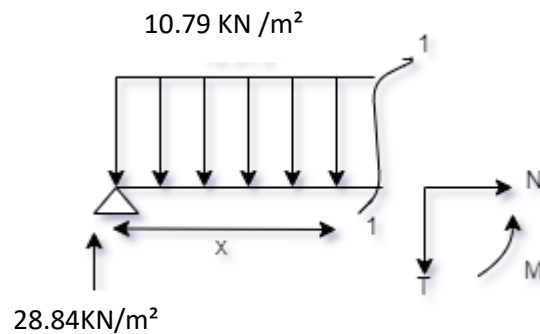
$$R_{Ay} + R_{By} = 48.93 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (10.79 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2}) - 7.85 \times 1.4 \times (\frac{1.4}{2} + 2.4) - 12.04 \times 3.8 + R_{By} \times 2.4$$

$$R_{By} = 20.09 \text{KN}$$

$$R_{Ay} = 28.84 \text{KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.4 \text{m}$



Efforts tranchants :

$$\sum T_x = 0 \rightarrow -T - 10.79x + 28.84 = 0$$

$$T = -10.79x + 28.84$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 28.84 \text{KN} \\ x = 2.4 \rightarrow T = 2.94 \text{KN} \end{cases}$$

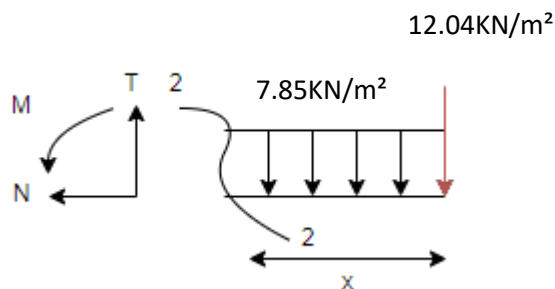
Moments fléchissant :

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M + 10.79 \frac{x^2}{2} - 28.84x = 0$$

$$M = 28.84x - 10.94 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M = 0 \text{KN.m} \\ M = 2.4 \rightarrow M = 28.14 \text{KN.m} \end{cases}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{m}$



Efforts tranchants :

$$\sum T_x = 0 \rightarrow T - 7.85x - 12.04 = 0$$

$$T = 7.85x + 12.04$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T = 12.04 \text{ KN} \\ x = 1.4 \rightarrow T = 23.03 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum M_x = 0 \rightarrow M - 7.85 \frac{x^2}{2} - 12.04x = 0$$

$$M = 7.85 \frac{x^2}{2} + 12.04x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 \rightarrow M = 24.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 24.55$$

$$M_t = 20.87 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appui :

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 24.55$$

$$M_a = 12.27 \text{ KN.m}$$

III-3-2-7 Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant :

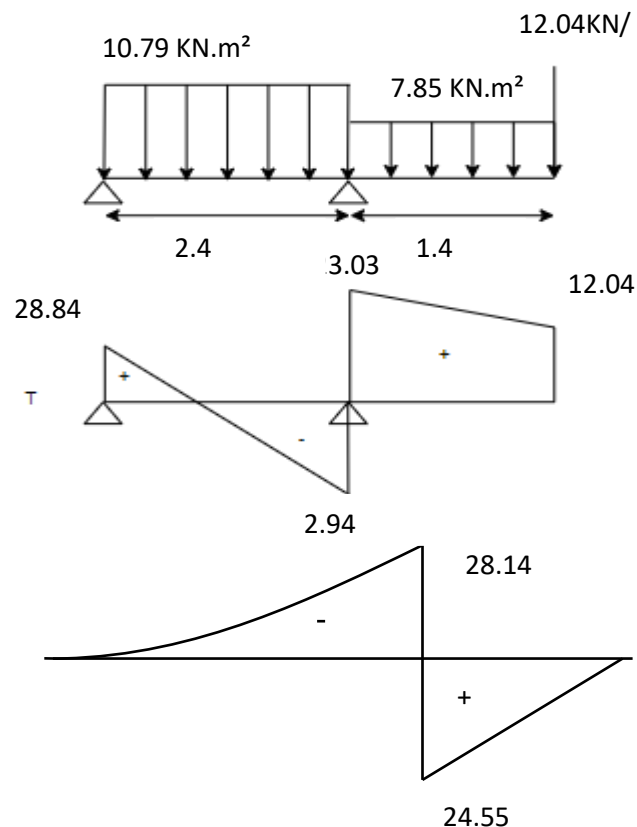


figure III.15:Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (à ELS).

III.3.2.8. Le ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

Ferrailage en travée :

$$h = 17 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 0.9 \quad h = 15.3 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{20.87 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.062$$

$$\mu = 0.062 \leq \mu_l = 0.393 \quad \text{Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (As' = 0).}$$

$$\mu = 0.062 \leq 0.186 \quad \text{Donc : pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.062)}) \rightarrow \alpha = 0.08$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 153(1 - 0.4(0.08)) \rightarrow Z = 14.8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{20.87 \times 10^6}{148.104 \times 348} = 404.9 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 4.04 \text{ cm}^2$$

• La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millième et la règle de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 148.104 \times 2.1}{400} = 178.84 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{A_s; A_{s\min}\} = \text{Max}\{4.04; 1.78\} \rightarrow A_s = 4.04 \text{ cm}^2$$

Armature principe :

On adopte : 4HA12=4.52 cm².

Armature de répartition :

Selon le BAEL91 mod99 article 14.II.2

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

$$A_r \geq \frac{4.52}{4} \rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA10=1.57 cm²

Espacement :

Armature longitudinal :

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

$$S_t \leq \min(51 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

Armature transversal :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(68\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

M(KN)	μ_b	α	Z(mm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	S_t
20.64	0.062	0.08	148.104	4.04	1.87	4.52	15

Tableau III.5: Tableau de ferrailage à l'ELU de travée.

• **Ferrailage en appuis :**

Calcul le moment réduit (μ)

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{12.27 \times 10^6}{1000 \times 153^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.036$$

$$\mu = 0.036 \leq \mu_l = 0.393 \quad \text{Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (As' = 0).}$$

$$\mu = 0.036 \leq 0.186 \quad \text{Donc : pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.036)}) \rightarrow \alpha = 0.046$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 153(1 - 0.4(0.046)) \rightarrow Z = 150.18\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z\sigma_s} = \frac{12.27 \times 10^6}{150.18 \times 348} = 234.77\text{mm}^2 \rightarrow A_s = 2.34\text{cm}^2$$

- **La section minimale d'acier tendu vaut :**

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millième et la règle de condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1000 \times 153 \times 2.1}{400} = 184.74\text{mm}^2$$

$$A_{min} = 1.84\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{A_s; A_{smin}\} = \text{Max}\{2.34; 1.84\} \rightarrow A_s = 2.34\text{cm}^2$$

• **Armature principe**

On adopte : 3HA10=2.36cm².

• **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

$$A_r \geq \frac{2.36}{4} \rightarrow A_r = 0.59\text{cm}^2$$

On adopte : 3HA8=1.51cm²

• **Espacement :**

• **Armature longitudinal :**

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

$$S_t \leq \min(51\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

• **Armature transversale :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(68\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{ cm}$$

M(KN)	μ_b	α	$\tau(\text{mm})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$	S_t
12.14	0.036	0.046	150.18	2.34	1.84	2.36	15

Tableau III.6:Tableau de ferrailage à l'ELU d'appuis.

• **Vérification a l'effort tranchant ELU :**

On doit vérifier la condition ci-après

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{34.75 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.2 \text{ Mpa} .$$

Donc :

$$\tau_u = 0.2 \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I}$$

En travée :

Le moment statique :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A_s(d - y) = 0$$

Avec :

$$\eta = 15(\text{d'après le BAEL})$$

$$A_s = 4.52\text{cm}^2$$

$$d = 15.3\text{cm}$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé

I : moment d'inertie

$$\frac{1}{2} \times 100y^2 - 15 \times 4.04(15.3 - y) = 0$$

$$\rightarrow 50y^2 - 60.6(15.3 - y) = 0$$

$$50y^2 + 60.3y - 927.18 = 0$$

$$\rightarrow \Delta = 181799.91 \rightarrow \begin{cases} y_1 = -4.95 \\ y_2 = 3.76 \end{cases}$$

On prend :

$$y_2 = 3.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} by^3 + \eta(d - y)^2 A_s$$

$$I = 10800.94 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{28.48 \times 10^6}{10800.94 \times 10^4} \times 37.6$$

$$\sigma_{bc} = 9.91 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 9.91 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{cv}.$$

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y	I	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
28.48	4.04	3.73	10800.94	9.94	CV

Tableau III.7: Vérification des contraintes à l'ELS de travée.

En appuis :

Le moment statique :

$$\frac{1}{2} by^2 - \eta A_s(d - y) = 0$$

$$\frac{1}{2} 100y^2 - 15 \times 2.36 \times (15.3 - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 35.4y - 541.62 = 0$$

$$\rightarrow \Delta = 109577.16$$

$$y = 2.96 \text{ cm}.$$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} by^3 + \eta(d - y)^2 A_s$$

$$I = 6255.03 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.73 \times 10^6}{6255.03 \times 10^4} \times 2.96$$

$$\sigma_{bc} = 0.79 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 0.79 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{cv}.$$

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y	I	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
8.88	2.36	2.96	6255.03	0.79	CV

Tableau III.8: Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ **Vérification de la flèche à l'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.17}{3.8} = 0.044 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{c. n. v.} \\ \frac{236}{1000 \times 153} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.015 \dots \text{cv} \\ \frac{0.17}{2.4} = 0.071 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \text{c. n. v} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire

$$h = 17 \text{ cm} ; d = 15.3 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m} ; L = 5.2 \text{ m}$$

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : } L < 5 \text{ m} . \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5 \text{ m} . \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_i \times I_{si}} \dots \dots \dots (1) \\ \delta_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_i \times I_{sv}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

(1) ...Flèche due aux charges instantanées.

(2) ...Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas L= 3.8 m le moment d'inertie de la section totale homogène :

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

$$I = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \times 4.04 \times \left(\frac{17}{2} - 15.3 \right)^2$$

$$I = 43743.81 \text{ cm}^4.$$

Moment d'inertie fictif:

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times u} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.5 \times f_{t28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée} \\ \lambda_v = \frac{0.5 \times f_{t28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times Z} = \frac{4.04}{100 \times 15.3} = 0.00264 \text{ cm}.$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 15.3 - \frac{3.76}{3} = 14.05 \text{ cm}.$$

$$Y = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{100 \cdot \frac{17^2}{2} + 15 \times 4.04 \times 15.3}{100 \times 17 + 15 \times 4.04} = 8.73 \text{ cm}.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times Z} = \frac{33.51 \times 10^6}{404 \times 140.6} = 589.94 \text{ Mpa}.$$

$$u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4p\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0026 \times 314.2 + 2.1}$$

$$u = 0.315$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{4.14 \times \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 5.07 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{4.14 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 2.02 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{1.1 \times 43743.81}{1 + 8.08 \times 0.315} = 13568.47 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 43743.81}{1 + 3.23 \times 0.315} = 23835.99 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa} . \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ Mpa} . \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{33.51 \times 10^6 \cdot 3800^2}{10 \times 32164.195 \times 13568.47} = 1.1 \text{ mm} = 0.11 \text{ cm} . \\ \delta_v = \frac{33.51 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818.865 \times 23835.99} = 1.8 \text{ mm} = 0.18 \text{ cm} . \end{array} \right.$$

$$\Delta_{\delta T} = \delta_v - \delta_i = 0.18 - 0.11 = 0.7 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.76 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.3.2.9 Schéma du ferrailage :

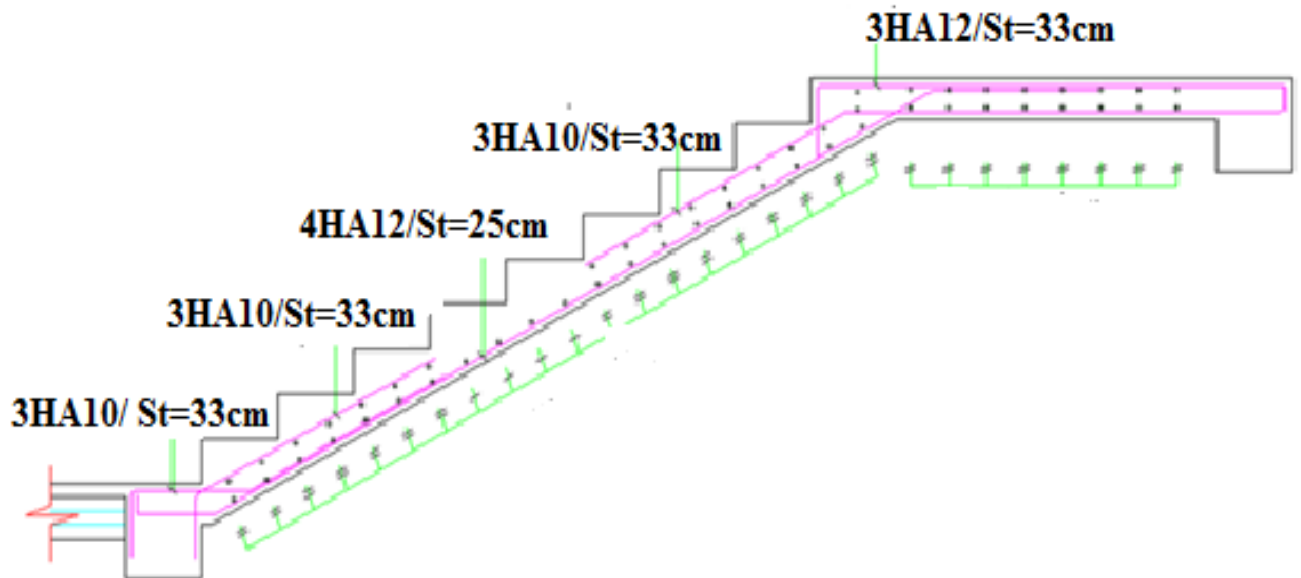


figure III.11:Schéma du ferrailage des escaliers(étage courant).

III.4. Poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

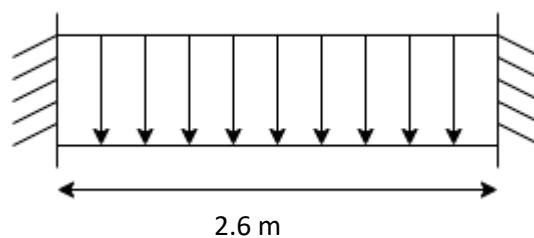


figure III.12:Evaluation des charges.

➤ RDC:

III.4 .1 Evaluation des charges :

La poids propre :

$$G=(0.3 \times 0.4 \times 25)=3 \text{ KN/ml.}$$

• La réaction de l'escalier sur la poutre :

à ELU : $R_A= 15.085 \text{ KN.}$

à ELS : $R_B=67.74 \text{ KN.}$

III . 4 1.1 Calcul des sollicitations :

• les moments fléchissant et les efforts tranchant :

➤ ELU :

$$q_u = 1.35G + R_A \rightarrow q_u = 19.13 \text{ KN/m.}$$

En travée :

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 5.38 \text{ KN.m.}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = 10.77 \text{ KN.m}$$

$$T_U = \frac{q_u \times l}{2} = 24.86 \text{ KN}$$

ELS :

$$q_s = G + R_A \rightarrow q_s = 70.74 \text{ KN}$$

En travée :

$$M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = 19.93 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = \frac{q_s \times l^2}{12} = 39.85 \text{ KN}$$

III.4.2 Calcul le ferrailage sous sollicitations de flexion simple :

La section de calcul de la poutre est comme suit :

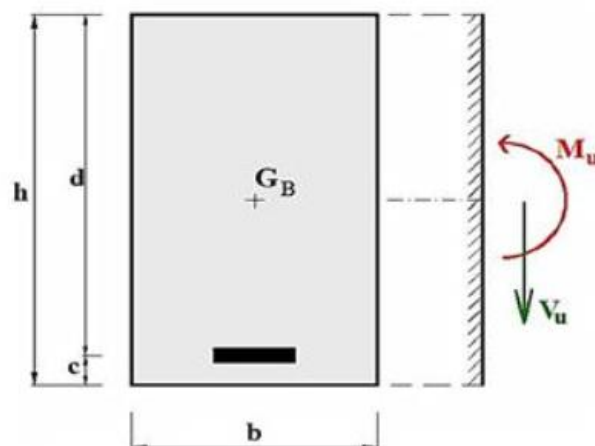


figure III.18: La section de calcul de la poutre en flexion simple.

Avec :

$$h=40\text{cm} \quad b=30\text{cm} \quad d=0.9h=36\text{cm}$$

- **en travée :**

- **Calcul le moment réduit (μ) :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{20.87 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.038$$

Calcul le moment limite (μ_l):

$$\mu_l = 0.8\alpha_l[1 - (0.4\alpha_l)]$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \quad \text{avec: } \varepsilon_{bc} = 35\%$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = 1.7\%$$

$$\alpha_l = 0.673$$

$$\mu_l = 0.393$$

$$\mu = 0.038 < 0.393$$

Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (A'_s).

$$\mu = 0.038 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.048$$

$$Z = 1 - 0.4\alpha \rightarrow Z = 0.98$$

• **La section fictive de l'acier tendue :**

$$A_s = \frac{M_t}{Z\sigma_s} = \frac{20.87 \times 10^6}{0.98 \times 360 \times 348} = 169.98 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2.$$

• **La section minimale d'acier tendu vaut :**

Le ferrailage minimal imposé par la règle d'RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièrne.

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0.005 \cdot b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 40; \frac{30 \times 40}{1000}; 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max\{6; 1.2; 1.449\}$$

$$A_{s_{\min}} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{s_{\min}}\} = \max\{1.69; 6\}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 6 \text{ cm}^2$$

- **Armature principale :**

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{HA}10 = 6.28 \text{ cm}^2$$

- en appuis :

- Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{24.55 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.044$$

$$\mu_1 = 0.393$$

$$\mu = 0.044 < 0.393 \rightarrow A'_s = 0$$

$$0.044 < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) \rightarrow \alpha = 0.056$$

$$Z = 1 - 0.4\alpha \rightarrow Z = 0.98$$

- La section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_a}{Z \sigma_s} = \frac{24.55 \times 10^6}{0.98 \times 360 \times 348} = 199.96 \text{ mm}^2 = 1.99 \text{ cm}^2.$$

- La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle d' RPA 2024 et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièrne

$$A_{s_{\min}} = \max\{6; 1.2; 1.99\} = 6 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{s_{\min}}\} \rightarrow A_s = \max\{1.99 \text{ cm}^2; 6 \text{ cm}^2\}$$

On adopte : $A_s = 6 \text{ cm}^2$.

- Armature principale :

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 3\text{HA}10 + 8\text{HA}10 = 6.29 \text{ cm}^2$$

- Vérification à l'effort tranchant à ELU :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\right\}$$

Donc :

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{24.86 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.23 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Espacement :**

- **Armature longitudinal :**

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(32.4cm; 40cm) = 32.4cm$$

$$S_t = 15 \leq 33cm \dots \dots \dots Cv$$

- **Armatures transversales :**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45cm^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e}$$

$$A_t \geq -0.58cm^2$$

$$A_t = \max(-0.58; 0.45) = 0.58cm^2.$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

➤ **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{En travée } M_t = 19.23KN.m$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\eta=15 \quad A'_s = 0 \quad A_s = 6.29cm^2 \quad M_{ser} = 19.23KN.m$$

$$\frac{by^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{300y^2}{2} - 15 \times 6.29 \times (360 - y) = 0$$

$$150y^2 + 9435y - 336600 = 0$$

$$\Delta = 2125289025 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 145783.4319$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = -185.12$$

$$y_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = 122.22$$

$$\text{Donc adopte : } y = y_2 = 122.22mm$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{300y^3}{3} + 15 \times 629 (360-y)^2$$

$$I = 100 (122.22)^3 + 9435 (360-122.22)^2$$

$$I = 716017280 \text{ mm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.23 \times 10^6}{716017280} \times 122.22 = 3.28 \text{ MPa}.$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 3.28 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}.$$

➤ **En appuis :**

- Le moment statique :

$$y = y_2 = 122.22 \text{ mm}$$

- Le moment d'inertie :

$$I = 716017280 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{39.85 \times 10^6}{716017280} \times 122.22$$

$$\sigma_{bc} = 6.80 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 6.80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

Vérification de la flèche :

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont dictées pour le cas des poutres, par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié 99 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 69.29 \text{ KN.m}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.4}{2.6} = 0.153 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{cv}. \\ \frac{0.4}{2.6} = 0.153 \geq \frac{19.93}{10 \times 69.29} = 0.029 \dots \dots \dots \text{cv}. \\ \frac{6.29}{30 \times 36} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{cv}. \end{array} \right.$$

Donc : pas de risque de la flèche .

III.4.3 La poutre palière a la torsion :

- Armatures longitudinales :

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle ($b \times h$) par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi ($e = \frac{\phi}{6}$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

Avec :

$$\begin{cases} M_a = 6. KN.m . \\ M_t = -M_a \cdot \frac{l}{2} = -6.929 \times \frac{5.2}{2} = -18.01 KN.m . \end{cases}$$

Donc :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

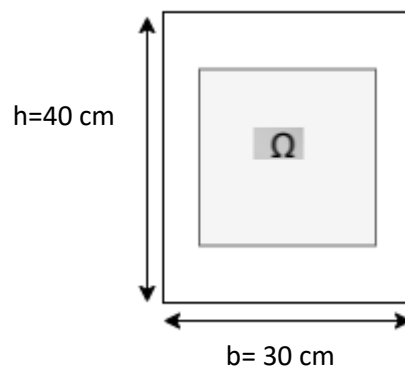


figure III.19:Coupe de la poutre.

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que. $\Omega = (b-e)(h-e)$.

e : Épaisseur de la paroi avec ($e = \frac{\phi}{6}$).

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$\phi = \min(30, 40) \rightarrow \phi = 30 \text{ cm}$.

$e = 5 \text{ cm}$

$\Omega = (30-5)(40-5) = 875 \text{ cm}^2$.

U : périmètre $U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$.

$$A_{tor} = \frac{18.01 \times 10^6 \times 1200 \times 1.15}{2 \times 87500 \times 400} = 355.05 \text{ mm}^2$$

$$A_{tor} = 3.72 \text{ cm}^2.$$

- **Armature transversal :**

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times s_t}{2\Omega f_e} = \frac{18.01 \times 10^6 \times 150}{2 \times 87500 \times 400} = 38.59 \text{ mm}^2.$$

$$A_{tor} = 0.3 \text{ cm}^2.$$

Contrainte de cisaillement a la torsion :

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2\Omega e}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{18.01 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50}$$

$$\tau_{torsion} = 2.05 \text{ Mpa}.$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{torsion} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{totale}^{torsion} = \sqrt{(\tau^{flexion})^2 + (\tau^{torsion})^2} = \sqrt{(0.23)^2 + (2.05)^2}$$

$$\tau_{otale}^{torsion} = 2.06 \text{ Mpa}.$$

Fissuration peu nuisible :

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ Mpa}.$$

$$\tau^{torsion} = 2.06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{cv}.$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Ferraillage globale :**

➤ **En travée :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2}$$

$$A_t = 6.29 + \frac{3.88}{2} = 8.23 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 6HA14 = 9.24 cm².

➤ **En appuis :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2}$$

$$A_t = 6.29 + \frac{3.88}{2} = 8.23 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 6HA14 = 9.24 cm².

- **Armature transversal :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.45 + 0.42 = 0.87 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 2HA8 = 1.01 cm².

III.4.4. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_{tor} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{tor} = 3.88 \text{ cm}^2 > \left(38.024 + \frac{8.87 \times 10^6}{0.9 \times 360} \right) \times \frac{1.15}{400} = 78.82 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow 3.88 \text{ cm}^2 > 0.78 \text{ cm}^2 \dots \dots cv.$$

III. 4. 5 Schéma de ferrailage :

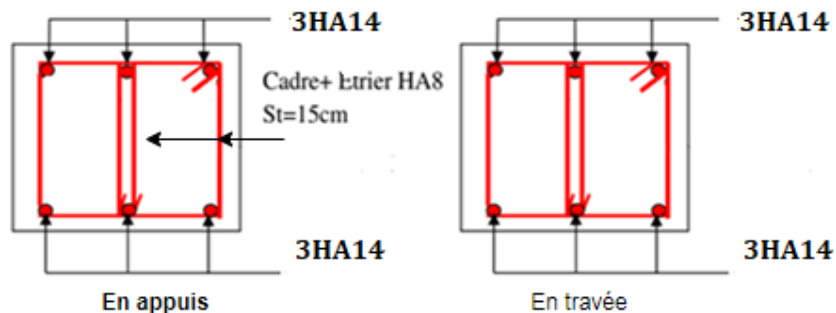


Figure III.20: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

➤ Etage courant :

III.4.6 Evaluation des charges :

La poids propre :

$$G = (0.3 \times 0.4 \times 25) = 3 \text{ KN/ml.}$$

• La réaction de l'escalier sur la poutre :

à ELU : $R_A = 4.01 \text{ KN.}$

à ELS : $R_A = 28.84 \text{ KN.}$

III.4.6.1. Calcul des sollicitations :

• les moments fléchissant et les efforts tranchant :

- ELU :

$$q_u = 1.35G + R_A \rightarrow q_u = 8.06 \text{ KN/m.}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = 2.29 \text{ KN.m}$$

➤ **En appuis :**

$$M_a = \frac{q_u \times l^2}{12} = 4.60 \text{ KN.m}$$

$$T_U = \frac{q_u \times l}{2} = 10.60 \text{ KN}$$

- ELS :

$$q_s = G + R_A \rightarrow q_s = 31.84 \text{ KN.}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = 8.97 \text{ KN.m}$$

➤ **En appuis :**

$$M_a = \frac{q_s \times l^2}{12} = 17.93 \text{ KN.m}$$

III.4 .7 Calcul de ferrailage :

➤ **Calcul le ferrailage sous sollicitations de flexion simple :**

La section de calcul de la poutre est comme suit :

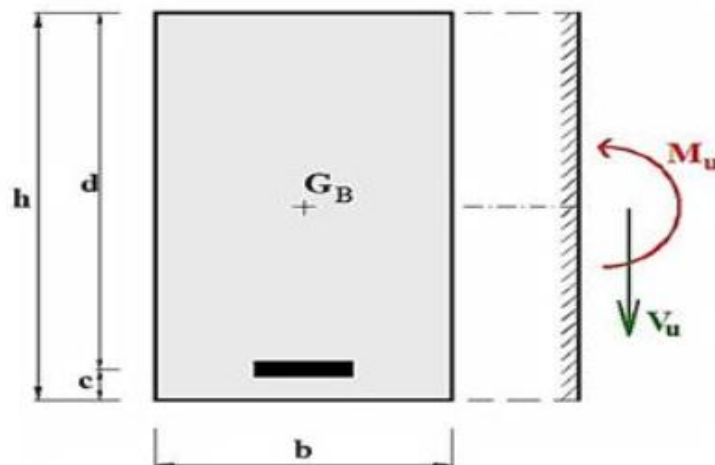


figure III.21:La section de calcul de la poutre en flexion simple.

Avec :

$$h=40\text{cm} \quad b=30\text{cm} \quad d=0.9h=36\text{cm}$$

➤ **Ferrailage en travée :**

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.0017.$$

Calcul le moment limite (μ_l):

$$\mu_l = 0.8\alpha_l[1 - (0.4\alpha_l)]$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \quad \text{avec: } \varepsilon_{bc} = 35\%$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = 1.7\%$$

$$\alpha_l = 0.673$$

$$\mu_l = 0.393$$

$$\mu = 0.0017 < 0.393.$$

Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire (A'_s).

$$\mu = 0.0082 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.0077$$

$$Z = 1 - 0.4\alpha \rightarrow Z = 0.99.$$

La section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = 37.92 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.37 \text{ cm}^2.$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle d'RPA2024 (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièmes.

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0.005 \cdot b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 40; \frac{30 \times 40}{1000}; 0.23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max\{6; 1.2; 1.449\}$$

$$A_{s_{\min}} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{s_{\min}}\} = \max\{0.75; 6\}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 6 \text{ cm}^2$$

Armature principale :

$$A_S = 6\text{cm}^2 \rightarrow 8\text{HA}10 = 6.28\text{ cm}^2$$

Ferraillage en appuis :

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.016$$

$$\mu_1 = 0.393$$

$$\mu = 0.034 < 0.393 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$0.034 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) \rightarrow \alpha = 0.02$$

$$Z = 1 - 0.4\alpha \rightarrow Z = 0.992$$

La section fictive de l'acier tendue :

$$A_S = \frac{M_a}{Z \sigma_s} = 66.43\text{mm}^2 = 0.66\text{cm}^2$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferraillage minimal imposé par la règle d' RPA2024 et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièrne

$$A_{s_{\min}} = \max\{6; 1.2; 1.449\} = 6\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_S = \max\{A_S; A_{s_{\min}}\} \rightarrow A_S = \max\{0.66\text{cm}^2; 6\text{cm}^2\}$$

$$\text{On adopte : } A_S = 6\text{cm}^2.$$

Armature principale :

$$A_S = 6\text{cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 8\text{HA}10 = 6.28\text{cm}^2.$$

Vérification à l'effort tranchant à ELU :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right\}$$

$$\text{Donc : } \overline{\tau_u} = 3.33\text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.18\text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.18\text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

➤ **Espacement :**

-Armature longitudinal :

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(32.4cm; 40cm) = 32.4cm$$

$$S_t = 15 \leq 33cm \dots \dots \dots C_v$$

-Armatures transversales :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45cm^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e}$$

$$A_t \geq -0.64cm^2$$

$$A_t = \max(-0.64; 0.45) = 0.45cm^2.$$

-Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa.$$

➤ En travée :

$$M_t = 8.97KN.m$$

-Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15, A'_s = 0, A_s = 6.29cm^2, M_{ser} = 3.3KN.m$$

$$\frac{by^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{300y^2}{2} - 15 \times 6.29(360 - y) = 0$$

$$150y^2 + 9435y - 336600 = 0$$

$$\Delta = 2125289025$$

$$\text{Donc : } y = 122.22mm$$

-Le moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{300y^3}{3} + 15 \times 629(360 - y)^2$$

$$I = 100(122.22)^3 + 9435(360 - 122.22)^2$$

$$I = 716017280 \text{ mm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.3 \times 10^6}{716017280} \times 122.22 = 0.56 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 0.56 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{cv}$$

➤ **En appuis :**

-Le moment statique :

$$y = 122.22 \text{ mm}.$$

-Le moment d'inertie :

$$I = 716017280 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.6 \times 10^6}{716017280} \times 122.22$$

$$\sigma_{bc} = 1.13 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 1.13 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{cv}$$

Vérification de la flèche :

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont dictées pour le cas des poutres, par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL 2024 modifié comme suit :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 9.89 \text{ KN.m}.$$

$$\begin{cases} \frac{0.4}{2.8} = 0.143 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{cv.} \\ \frac{0.4}{2.8} = 0.143 \geq \frac{3.3}{10 \times 9.89} = 0.033 \dots \dots \dots \text{cv.} \\ \frac{6.29}{30 \times 36} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{cv.} \end{cases}$$

Donc : pas de risque de la flèche .

➤ **La poutre palière a la torsion :**

• **Armatures longitudinales :**

D'après le BAEL 2024, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle ($b \times h$) par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi ($e = \frac{\emptyset}{6}$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

Avec :

$$\begin{cases} M_a = 0.882 \text{ KN.m} . \\ M_t = -M_a \cdot \frac{l}{2} = -0.882 \times \frac{3.7}{2} = 1.63 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

Donc :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

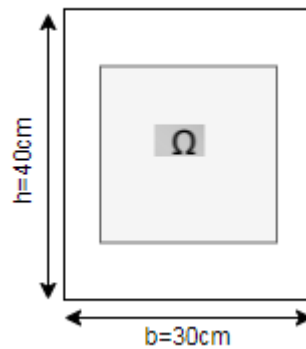


figure III.22:Coupe de la poutre.

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que. $\Omega = (b-e)(h-e)$.

e : Épaisseur de la paroi avec ($e = \frac{\emptyset}{6}$).

$\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$\emptyset = \min(30, 40) \rightarrow \emptyset = 30 \text{ cm}$.

$e = 5 \text{ cm}$

$\Omega = (30-5)(40-5) = 875 \text{ cm}^2$.

U : périmètre $U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$.

$$A_{tor} = \frac{1.63 \times 10^6 \times 1200 \times 1.15}{2 \times 87500 \times 400} = 32.13 \text{ mm}^2$$

$$A_{tor} = 0.32 \text{ cm}^2.$$

- **Armature transversal :**

$$A_{tor} = \frac{M_{torsion} \times s_t}{2\Omega f_e} = \frac{1.63 \times 10^6 \times 150}{2 \times 87500 \times 400} = 3.49 \text{ mm}^2.$$

$$A_{tor} = 0.03 \text{ cm}^2.$$

- **Contrainte de cisaillement a la torsion :**

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsion}}{2\Omega e}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{1.63 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50}$$

$$\tau_{torsion} = 0.19 \text{ Mpa}.$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{torsion} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{totale}^{torsion} = \sqrt{(\tau^{flexion})^2 + (\tau^{torsion})^2} = \sqrt{(0.18)^2 + (0.19)^2}$$

$$\tau_{otale}^{torsion} = 0.26 \text{ Mpa}.$$

Fissuration peu nuisible :

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ Mpa}.$$

$$\tau^{torsion} = 0.26 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{cv}.$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Ferraillage globale :**

➤ **En travée :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2}$$

$$A_t = 6.29 + \frac{3.88}{2} = 8.23 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 6HA14 = 9.24 cm².

➤ **En appuis :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2}$$

$$A_t = 6.29 + \frac{3.88}{2} = 8.23 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 6HA14 = 9.24 cm².

-**Armature transversal :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

$$A_t = 0.45 + 0.42 = 0.87 \text{ cm}^2.$$

Donc : on adopte : 2HA8 = 1.01 cm².

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A_{tor} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{tor} = 3.88 \text{ cm}^2 > \left(19.53 + \frac{4.56 \times 10^6}{0.9 \times 360} \right) \times \frac{1.15}{400} = 40.52 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow 3.88 \text{ cm}^2 > 0.40 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{cv}.$$

III.4.9 Schéma de ferrailage :

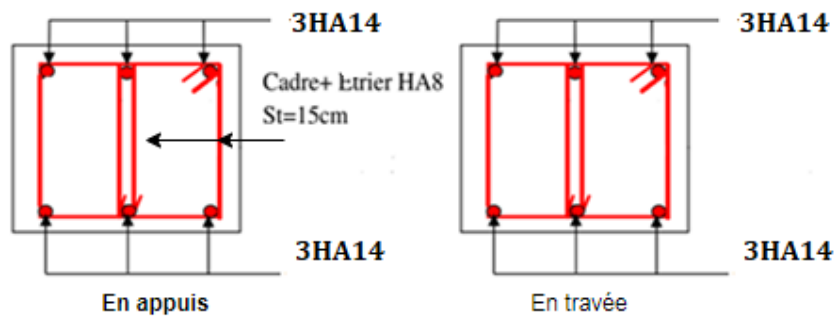


figure III.23:Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Balcon (dalle pleine) :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, Chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

III.5.1.Balcon 1 :

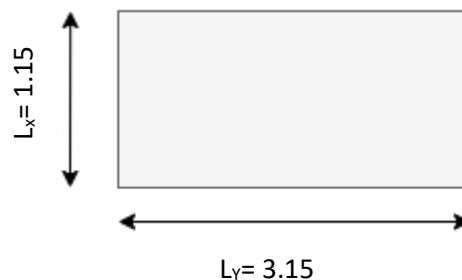


figure III.24:schéma du balcon.

$$L_x = 1.15 \text{ m} , L_y = 3.15 \text{ m} , e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.15}{3.15} = 0.36 < 0.4 ; \text{ donc : la dalle travaille selon seul sens (X-x).}$$

III.5.1.1 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} G = 5.10 \text{ KN/m}^2 . \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 . \\ g = 1 \text{ KN (garde corps) .} \end{cases}$$

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.10 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.14 \text{ KN/ml} .$$

$$p_u = 1.35g = 1.35 \text{ KN/ml} .$$

ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5.10 + 3.5) \times 1 = 8.6 \text{ KN/ml} .$$

$$p_s = g = 1 \text{ KN/ml} .$$

ELU:

Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant :

- moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.15$

$$M_u = -\frac{q_u x^2}{2} - p_u x = \frac{-12.14x^2}{2} - 1.35x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_u = 0 \text{ KN.m} . \\ x = 1.15 \rightarrow M_u = -9.58 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

Effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.15$

$$T_u(x) = p_u - q_u x = 1.35 - 12.14x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_u = 1.35 \text{ KN} . \\ x = 1.15 \rightarrow T_u = 1.35 - 12.14 \times 1.15 = -12.61 \text{ KN} . \end{cases}$$

ELS :

- Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.15$

$$M_s = -\frac{q_s x^2}{2} - p_s x = \frac{-8.6x^2}{2} - x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_s = 0 \text{ KN} . \\ x = 1.15 \rightarrow M_s = -6.83 \text{ KN} . \end{cases}$$

-effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.15$

$$T_s(x) = -p_s - q_s x = -1 - 8.6x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_s = -1 \text{ KN} . \\ x = 1.15 \rightarrow T_s = -10.89 \text{ KN} . \end{cases}$$

- Le ferrailage :

$$b=100 \text{ cm, } e=15 \text{ cm, } h=15 \text{ cm, } d=0.9h=13.5 \text{ cm, } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} .$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{15.68 \times 10^6}{100 \times 135^2 \times 14.17} = 0.60$$

Calcul le moment ultime :

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1[1 - (0.4\alpha_1)] .$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \text{ avec : } \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} .$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} \rightarrow \varepsilon_{sl} = 1.7 \text{‰} .$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.7} = 0.673$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.673 \times [1 - (0.4 \times 0.673)] = 0.034 < 0.393 \rightarrow \text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire (A'_s = 0)} .$$

$$\mu_1 = 0.034 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} .$$

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

$$\alpha = \alpha(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) \rightarrow \alpha = 0.043 .$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.043) \rightarrow z = 13.27 \text{ cm} .$$

La section fictive de l'acier tendu :

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{15.68 \times 10^6}{132.7 \times 348} = 339.54 \text{ mm}^2 = 3.3 \text{ cm}^2 .$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

$$A_{smin} = \frac{0.23bd f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 100 \times 135 \times 2.1}{400} = 163.012 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2 .$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} = \max\{3.3; 1.63\}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3.3 \text{ cm}^2 .$$

- Armature principale :

$$A_s = 3.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } 7\text{HA8} (A_{sad} = 3.52 \text{ cm}^2) .$$

- Les armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.51}{4} = 0.88 \text{ cm}^2 .$$

$$A_r = 0.88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } 2\text{HA8} (A_{sad} = 1.01 \text{ cm}^2) .$$

➤ **L'espacement :**

- Armature longitudinal :

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

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armature transversal :

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

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

La fissuration :

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\} = \min\{2.5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}\}$$

Donc : $\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa}$.

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{16.86 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.12 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.12 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \dots cv.$$

-Vérification des contraintes a l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Détermination de position de l'axe neutre :

$$\begin{cases} A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot } A \\ \eta = 15 \\ A_s = 3.52\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(d - y)A'_s - \eta \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 3.52(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 52.8y - 712.8 = 0$$

$$Y = 3.28 \text{ cm}.$$

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

$$I = \frac{100 \times 3.28^3}{3} + 15 \times 3.52(13.5 - 3.28)^2$$

$$I = 6691.127 \text{ cm}^4.$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11.18 \times 10^6}{66911272.53} \times 25.7 = 4.29 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 4.29 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots cv.$$

-Contrainte d'acier :

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 266.66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{11.18 \times 10^6}{6691.127253} (13.5 - 3.28) = 256.14 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 256.14 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa.} \dots \text{cv.}$$

-Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} < \frac{3.6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{15}{110} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv.} \\ \frac{0.57}{100 \times 13.5} = 0.0004 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{cv.} \\ \frac{0.15}{1.15} = 0.13 \geq 0.085 \dots \text{cv.} \end{cases}$$

Les trois conditions de flèche vérifier .

Donc : le calcul de flèche ne s'impose pas.

III.5.1.3 Schéma de ferrailage :

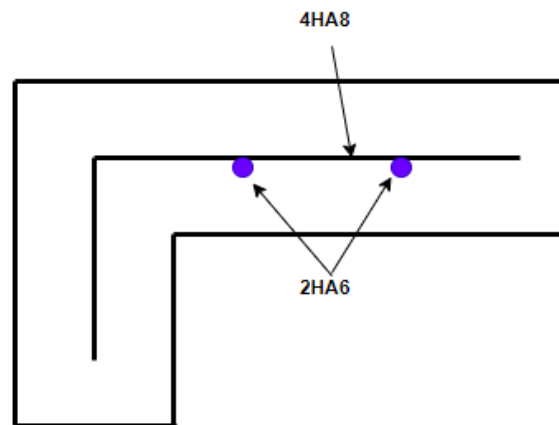


figure III.25:Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III.5.2. Balcon2 :

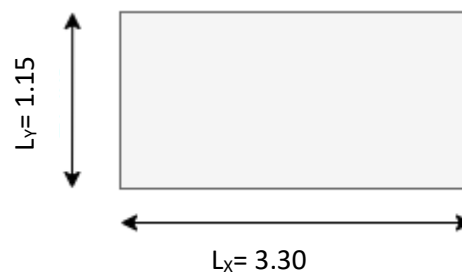


figure III.26:schéma du balcon.

$$L_Y = 1.15 \text{ m} , L_X = 3.15 \text{ m} , e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.15}{3.30} = 0.34 < 0.4 ; \text{ donc : la dalle travaille selon seul sens (X-x).}$$

III.5.2.1 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} G = 5.10 \text{ KN/m}^2 . \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 . \\ g = 1 \text{ KN (garde corps) .} \end{cases}$$

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.10 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.14 \text{ KN/ml} .$$

$$p_u = 1.35g = 1.35 \text{ KN/ml} .$$

ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5.10 + 3.5) \times 1 = 8.6 \text{ KN/ml} .$$

$$p_s = g = 1 \text{ KN/ml} .$$

ELU:

- Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant :

-moment fléchissant : $0 \leq x \leq 3.30$

$$M_u = -\frac{q_u x^2}{2} - p_u x = \frac{-12.14x^2}{2} - 1.35x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_u = 0 \text{ KN.m} . \\ x = 3.30 \rightarrow M_u = -70.55 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

Effort tranchant : $0 \leq x \leq 3.30$

$$T_u(x) = p_u - q_u x = 1.35 - 12.14x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_u = 1.35 \text{ KN} . \\ x = 3.30 \rightarrow T_u = 1.35 - 12.14 \times 3.30 = -38.71 \text{ KN} . \end{cases}$$

ELS :

-Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 1.15$

$$M_s = -\frac{q_s x^2}{2} - p_s x = \frac{-8.6x^2}{2} - x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_s = 0 \text{ KN} . \\ x = 1.15 \rightarrow M_s = -17.49 \text{ KN} . \end{cases}$$

-effort tranchant : $0 \leq x \leq 1.15$

$$T_s(x) = -p_s - q_s x = -1 - 8.6x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_s = -1 \text{ KN} . \\ x = 3.30 \rightarrow T_s = -29.38 \text{ KN} . \end{cases}$$

Le ferrailage :

$$b=100 \text{ cm}, e=15 \text{ cm}, h=15 \text{ cm}, d=0.9h=13.5 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ Mpa} .$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{15.68 \times 10^6}{100 \times 135^2 \times 14.17} = 0.060$$

- Calcul le moment ultime :

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1[1 - (0.4\alpha_1)] .$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \text{ avec : } \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} .$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} \rightarrow \varepsilon_{sl} = 1.7 \text{ ‰} .$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.7} = 0.673$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.673 \times [1 - (0.4 \times 0.673)] = 0.034 < 0.393 \rightarrow \text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire} (A'_s = 0) .$$

$$\mu_1 = 0.034 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} .$$

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

$$\alpha = \alpha(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) \rightarrow \alpha = 0.043 .$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.043) \rightarrow z = 13.27 \text{ cm} .$$

- La section fictive de l'acier tendu :

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{15.68 \times 10^6}{132.7 \times 348} = 339.54 \text{ mm}^2 = 3.3 \text{ cm}^2 .$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

$$A_{smin} = \frac{0.23bd f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 100 \times 135 \times 2.1}{400} = 163.012 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2 .$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} = \max\{3.3; 1.63\}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3.3 \text{ cm}^2 .$$

- Armature principale :

$$A_s = 3.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } 7\text{HA8} (A_{sad} = 3.52 \text{ cm}^2) .$$

- Les armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.51}{4} = 0.88 \text{ cm}^2 .$$

$$A_r = 0.88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } 2\text{HA8} (A_{sad} = 1.01 \text{ cm}^2) .$$

➤ **L'espacement :**

- Armature longitudinal :

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

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armature transversal :

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

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

La fissuration :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa} \}$$

Donc : $\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa}$.

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{16.86 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.12 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.12 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \dots cv .$$

-Vérification des contraintes a l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

-Détermination de position de l'axe neutre :

$$\begin{cases} A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot } A \\ \eta = 15 \\ A_s = 3.52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(d - y)A'_s - \eta \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 3.52(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 52.8y - 712.8 = 0$$

$$Y = 3.28 \text{ cm}.$$

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

$$I = \frac{100 \times 3.28^3}{3} + 15 \times 3.52(13.5 - 3.28)^2$$

$$I = 6691.127 \text{ cm}^4.$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11.18 \times 10^6}{66911272.53} \times 25.7 = 4.29 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.29 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{cv}.$$

- Contrainte d'acier :

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 266.66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{11.18 \times 10^6}{6691.127253} (13.5 - 3.28) = 256.14 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 256.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa} \dots \text{cv}.$$

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} < \frac{3.6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{330} = 0.04 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv} . \\ \frac{0.57}{100 \times 13.5} = 0.0004 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{cv} . \\ \frac{0.15}{3.30} = 0.04 \geq 0.085 \dots \text{cv} . \end{array} \right.$$

Les trois conditions de flèche vérifier .

Donc : le calcul de flèche ne s'impose pas.

III.5.2.3 Schéma de ferrailage :

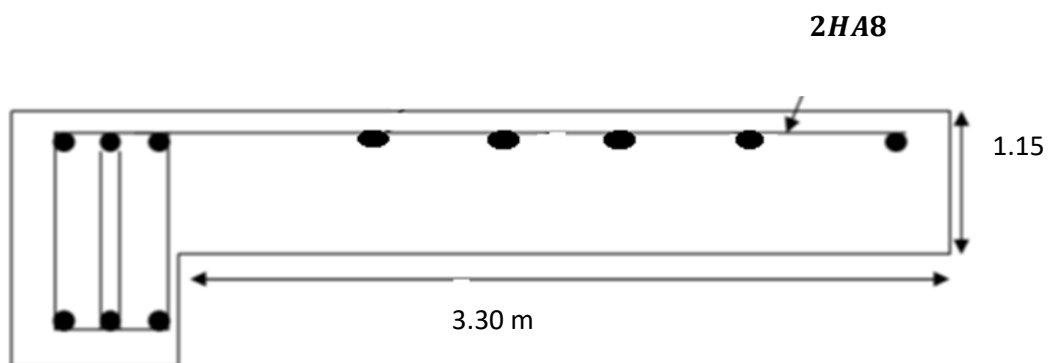


Figure III.27 :Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III.5.3 Balcon 3 :



figure III.28:schéma du balcon.

$$L_X = 1.15 \text{ m} , L_Y = 3.15 \text{ m} , e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.15}{3.10} = 0.37 < 0.4 ; \text{ donc : la dalle travaille selon seul sens (X-x).}$$

III.5.3.1 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} G = 5.10 \text{ KN/m}^2 . \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 . \\ g = 1 \text{ KN (garde corps) .} \end{cases}$$

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.10 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.14 \text{ KN/ml} .$$

$$p_u = 1.35g = 1.35 \text{ KN/ml} .$$

ELS:

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (5.10 + 3.5) \times 1 = 8.6 \text{ KN/ml} .$$

$$p_s = g = 1 \text{ KN/ml} .$$

ELU:

Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant :

-moment fléchissant : $0 \leq x \leq 3.10$

$$M_u = -\frac{q_u x^2}{2} - p_u x = \frac{-12.14x^2}{2} - 1.35x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_u = 0 \text{ KN.m} . \\ x = 3.10 \rightarrow M_u = -62.52 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

Effort tranchant : $0 \leq x \leq 3.10$

$$T_u(x) = p_u - q_u x = 1.35 - 12.14x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_u = 1.35 \text{ KN} . \\ x = 3.10 \rightarrow T_u = 1.35 - 12.14 \times 3.10 = -36.28 \text{ KN} . \end{cases}$$

ELS :

-Moment fléchissant : $0 \leq x \leq 3.10$

$$M_s = -\frac{q_s x^2}{2} - p_s x = \frac{-8.6x^2}{2} - x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M_s = 0 \text{ KN} . \\ x = 3.10 \rightarrow M_s = -44.42 \text{ KN} . \end{cases}$$

-effort tranchant : $0 \leq x \leq 3.10$

$$T_s(x) = -p_s - q_s x = -1 - 8.6x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_s = -1 \text{ KN} . \\ x = 3.10 \rightarrow T_s = -27.66 \text{ KN} . \end{cases}$$

-Le ferrailage :

$$b=100 \text{ cm}, e=15 \text{ cm}, h=15 \text{ cm}, d=0.9h=13.5 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ Mpa} .$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{15.68 \times 10^6}{100 \times 135^2 \times 14.17} = 0.060$$

-Calcul le moment ultime :

$$\mu_1 = 0.8\alpha_1[1 - (0.4\alpha_1)] .$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \text{ avec : } \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} .$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} \rightarrow \varepsilon_{sl} = 1.7 \text{ ‰} .$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.7} = 0.673$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.673 \times [1 - (0.4 \times 0.673)] = 0.034 < 0.393 \rightarrow \text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire} (A'_s = 0) .$$

$$\mu_1 = 0.034 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} .$$

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

$$\alpha = \alpha(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034}) \rightarrow \alpha = 0.043 .$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5(1 - 0.4 \times 0.043) \rightarrow z = 13.27 \text{ cm} .$$

La section fictive de l'acier tendu :

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_s} = \frac{15.68 \times 10^6}{132.7 \times 348} = 339.54 \text{ mm}^2 = 3.3 \text{ cm}^2 .$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

$$A_{smin} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 100 \times 135 \times 2.1}{400} = 163.012 \text{ mm}^2 = 1.63 \text{ cm}^2 .$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} = \max\{3.3; 1.63\}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3.3 \text{ cm}^2 .$$

- Armature principale :

$$A_s = 3.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } 7HA8(A_{sad} = 3.52 \text{ cm}^2).$$

- Les armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.51}{4} = 0.88 \text{ cm}^2 .$$

$$A_r = 0.88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } 2HA8 (A_{sad} = 1.01 \text{ cm}^2) .$$

➤ **L'espacement :**

- Armature longitudinal :

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

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armature transversal :

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

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

-La fissuration :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ Mpa} ; 4 \text{ Mpa} \}$$

Donc : $\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa}$.

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{16.86 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.12 \text{ Mpa}.$$

Donc :

$$\tau_u = 0.12 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \dots cv .$$

-Vérification des contraintes a l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

-Détermination de position de l'axe neutre :

$$\begin{cases} A'_s = 0 \rightarrow \text{pivot } A \\ \eta = 15 \\ A_s = 3.52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\frac{b \cdot y^2}{2} + \eta(d - y)A'_s - \eta \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 3.52(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 52.8y - 712.8 = 0$$

$Y = 3.28 \text{ cm.}$

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

$$I = \frac{100 \times 3.28^3}{3} + 15 \times 3.52(13.5 - 3.28)^2$$

$$I = 6691.127 \text{ cm}^4.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11.18 \times 10^6}{66911272.53} \times 25.7 = 4.29 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.29 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{cv}.$$

- Contrainte d'acier :

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right] = 266.66 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \rightarrow \sigma_s = 15 \times \frac{11.18 \times 10^6}{6691.127253} (13.5 - 3.28) = 256.14 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 256.14 \text{ MPa.} < \overline{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa.} \dots \text{cv}.$$

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} < \frac{3.6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{310} = 0.04 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{cv} . \\ \frac{0.57}{100 \times 13.5} = 0.0004 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{cv} . \\ \frac{0.15}{3.10} = 0.04 \geq 0.085 \dots \text{cv} . \end{array} \right.$$

Les trois conditions de flèche vérifier .

Donc : le calcul de flèche ne s'impose pas.

III.3.3.3 Schéma de ferrailage :

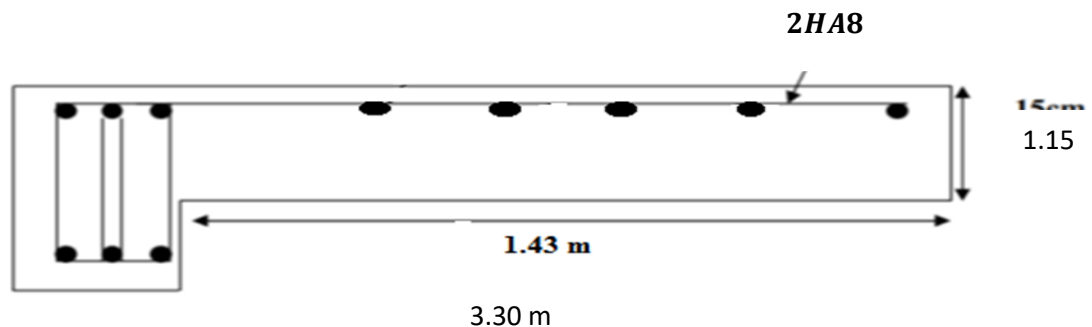


Figure III.29:Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III.3.3. Balcon 4 : balcon Reposant sur trois appuis

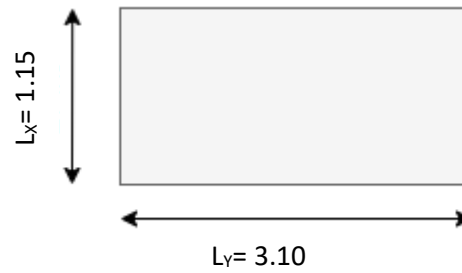


figure III.30:schéma du balcon.

$$L_x = 3.75 \text{ m}$$

$$L_y = 3.30 : \text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.75}{3.30}$$

$\rho = 1.14 > 0.4$ La dalle travaille dans les deux sens

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			1.35G+1.5Q	G + Q
Etage courant	5.10	3.5	12.14	8.6

Tableau III.9 : Charges et surcharges d'exploitation sur dalle pleine.

III 4.1.1. Calcul en Etage courant

1. Ferrailage du balcon à L'ELU

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13.5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
; $q_u = 12.14 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 8.6 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul des sollicitations

$$\rho = 0.62 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0784 \Rightarrow M_x = 3.57 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.0331 \Rightarrow M_y = 1.33 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{part interpolation}$$

• Moments en travées

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 3.03 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 1.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Moments sur appuis

$$M_a = \max \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_x = \mathbf{1.13KN.m} \\ M_{ay} = 0,5M_y = \mathbf{1.88KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = \mathbf{0.67KN.m}$$

	Sens	M _u (KN.m)	M	A	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{smin}	A _{adopte}	S _t
Travée	x-x	3.03	0.017	0.021	13.38	0.65	1.63	3HA12=3.39	33
	y-y	1.13	0.004	0.005	13.47	0.22	1.5	3HA12=3.39	33
Appuis	x-x	1.88	0.007	0.009	13.45	0.40	1.63	3HA12=3.39	33
	y-y	0.67	0.002	0.003	13.48	0.14	1.5	3HA12=3.39	33

Tableau III.10: Ferrailage de balcon type 03 Etage courant.

2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

Vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} < \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \mathbf{13.91KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \mathbf{14.52 KN}$$

$$T_u^{\max} = \mathbf{14.52KN}$$

$$\tau_u = \frac{14.52 \times 10^3}{1000 \times 135} = \mathbf{0.11MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

3. Vérification à L'ELS

➤ Calcul des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.62 \begin{cases} \mu_x = 0.084 \Rightarrow M_x = \mathbf{2.71 KN.m} \\ \mu_y = 0.0498 \Rightarrow M_y = \mathbf{1.41 KN.m} \end{cases} \quad \text{part interpolation}$$

• Moments en travées

Notre balcon est une dalle de rive donc :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = \mathbf{2.30KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = \mathbf{1.19 KN.m} \end{cases}$$

• Moments sur appuis

$$M_a = \text{Max} \begin{cases} M_{ax} = 0,3M_x = \mathbf{0.81 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0,5M_y = \mathbf{1.36 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = \mathbf{0.71 \text{ KN.m}}$$

➤ Vérification des contraintes

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

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ _{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$
Travée	x-x	2.30	3.23	6486.57	1.14	15	Cv
	y-y	1.19	3.23	6486.57	0.59	15	Cv
Appuis	x-x	1.36	3.23	6486.57	0.68	15	Cv
	y-y	0.71	3.23	6486.57	0.36	15	Cv

Tableau III.11 : Vérification des contraintes de béton à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$	σ _{st} < $\bar{\sigma}_{st}$
Travée	x-x	2.30	3.23	6486.57	54.62	201.63	Cv
	y-y	1.19	3.23	6486.57	28.26	201.63	Cv
Appuis	x-x	1.36	3.23	6486.57	32.30	201.63	Cv
	y-y	0.71	3.23	6486.57	16.87	201.63	Cv

Tableau III.12: Vérification des contraintes d'acier à l'ELS.

4. Vérification de la flèche :(B.6.5, 1) [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Avec : h = 0.15m et L= 3.30m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.045 < \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b \times d} = 0.0025 < \frac{4.2}{f_e} = 0.011 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire :

Il faut que

$$f = \frac{M_t \times l_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 6.6 \text{ mm}$$

➤ Position de l'axe nature

$$Y = 3.23 \text{ cm.}$$

$$I = 6486.57 \text{ cm}^4$$

➤ Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2 + 15 \frac{\pi D^4}{64}$$

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bd + 15A_s} = 8.52 \text{ cm.}$$

$$I_0 = 30951.28 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0.0025$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_t(d - y)}{I} = 55.50$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.39$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 8.4$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 7964.2 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{1.22 \times 10^6 \times 2950^2}{10 \times 32164.2 \times 6150 \times 10^4} = 0.54 \text{ mm}$$

$$f = 0.98 \text{ mm} \leq f = 6.6 \text{ mm}$$

donc la flèche est vérifiée

III.5.4.3 Schéma de ferrailage :

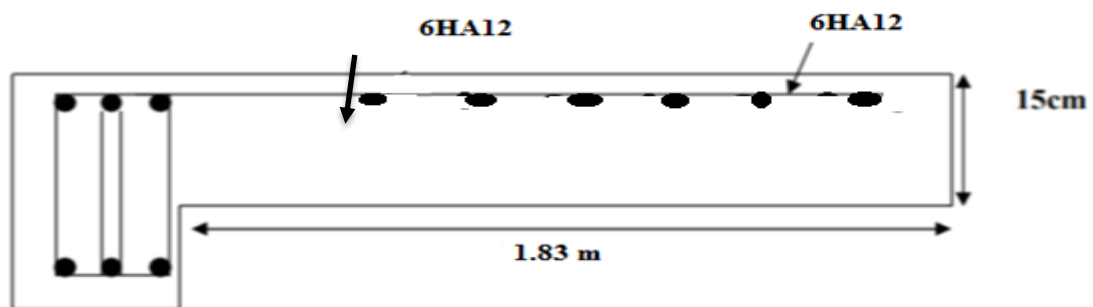


Figure III.31: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III.6. Les planchers :

III.6.1. Généralité :

Les planchers sont des aires généralement planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, dont les deux fonctions principales sont :

✓ Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges)

✓ Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par un faux

Plafond ou un revêtement de sol ces dernières sont liées et supportées par des nervures Coulées sur place ou bien préfabriquées. La nervure est calculée comme une sectionne T soumise à la flexion simple.

III.6.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

➤ Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$G_{\text{terrasse}} = 6.33 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = 0.65. G = 0.65 \times 6.33 = 4.11 \text{ KN/ml.}$$

$$q = 0.65. Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml.}$$

➤ Plancher étage courant et RDC :

$$G_{\text{étage courant}} = 4.95 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 0.65. G = 0.65 \times 4.95 = 3.22 \text{ KN/ml.}$$

$$q = 0.65. Q = 0.65 \times 1.5 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

III.6.3 Les combinaisons d'action :

$$\text{E.L.U : } P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$\text{E.L.S : } P_{\text{ser}} = g + q$$

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant et RDC
ELU	6.52	5.81
ELS	4.76	4.195

Tableau III.13 : Les combinaisons d'action étage courant ,RDC et terrasse.

III.6.4 . Type et Position des poutrelles :

Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

Types	Schéma Statique
	Poutrelles du niveau Plancher étage courant RDC

Type N ₁	
Type N ₂	
Type N ₃	
	Poutrelles du niveau Planche terrasse (inaccessible)
Type N ₁	
Type N ₂	
Type N ₃	

Tableau III.14 :Type et Position des poutrelles

III.6.5. Méthode de calcul des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot ou Caquot minorée.

a. Méthode forfaitaire

Le BAEL91 (Art E.1) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2G; 5\text{KN/m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue.

Q : charges d'exploitations reprises par la poutre continue.

➤ Principe de la méthode forfaitaire

➤ Les moments fléchissant

1. En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

- Pour les travées de rive :

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

- Pour les travées intermédiaires

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha)M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Avec : $M_0 = \frac{pL^2}{8}$

P : la charge répartie à l'état limite considérer.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

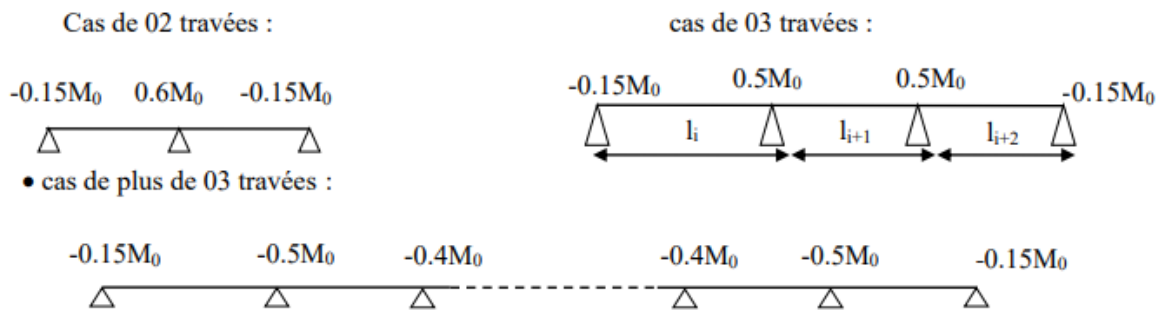
M_t : Moment en travée de la travée considérée.

L_i : Portée de la travée.

2. En appui

- $0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0.15M_0$



• Les efforts tranchants

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique avec :

- 15 % pour une poutre à deux travées.
- 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

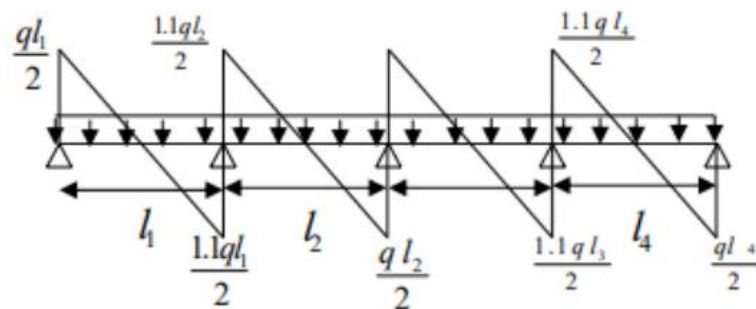


Figure III. 32: Diagramme des efforts tranchants.

b . Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ Principe de la méthode Caquot :

❖ Calcul des moments

1. En travée

$$M_t(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_e \left(\frac{x}{L}\right) \quad ; \quad x = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

$$\mu(x) = \frac{q \times x}{2}(L - x)$$

Q : la charge permanente à l'ELU

x : abscisse de la valeur max du moment en travée

2. En appui

$$M_a = - \frac{q_w \times L'w^3 + q_e \times L'e^3}{8.5(L'w + L'e)}$$

Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8 L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente à gauche de l'appui.

q_e : charge permanente à droite de l'appui.

❖ Effort tranchant

$$V_i = \pm \frac{qL}{2} - \frac{M_e - M_w}{L}$$

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Avec :

$$\begin{cases} M_e : \text{moment en appui de droite de la travée considérée} \\ M_g : \text{moment en appui de gauche de la travée considérée} \\ l : \text{portée de la travée} \end{cases}$$

❖ Choix de la méthode de calcul

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct puisqu'elle évite au projeteur d'effectuer des calculs laborieux suite à l'étude des cas de surcharges défavorables.

Elle est donc très pratique. Cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes :

La charge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m².

$Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$, on a $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ vérifiée.

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \text{Constant} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.65}{3.45} = 1.05 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.45}{3.75} = 0.92 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.75}{4.35} = 0.86 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{4.35}{3.75} = 1.16 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.75}{3.65} = 1.02 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Fissuration peu nuisible (FPN).....vérifiée.

On va utiliser dans notre projet la méthode forfaitaire ;parce que la méthode forfaitaire vérifiée.

Charges et combinaisons :

Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] $q_u = b \times (1,35G + 1,5Q)$	ELS [KN/ml] $q_s = b \times (G + Q)$
Terrasse inaccessible	6.33	1.00	0.65	6.53	4.76
Etage courant d'habitation	4.95	1.50	0.65	5.81	4.19

Tableau III.15:Les charges et surcharges revenants aux poutrelles.

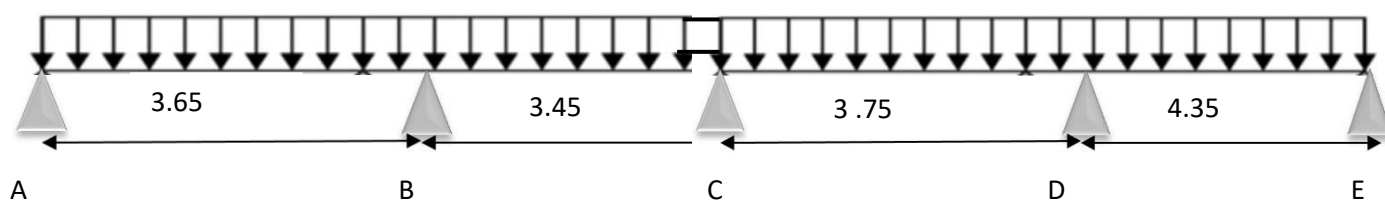
qs: C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

qu: C'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime.

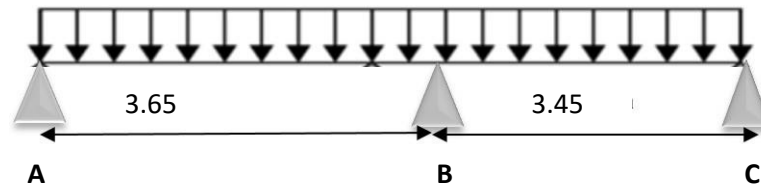
B = 0,65m étant de largeur de la table de compression efficace.

- Application de la méthode forfaitaire pour étage courant et RDC :

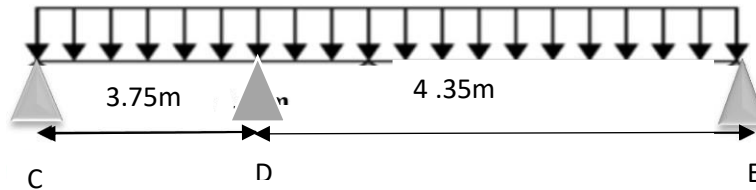
Poutrelle 1 :



Poutrelle 2 :



Poutrelle3 :



Au niveau des étages courants seules interviennent les charges permanentes "G" et la surcharge d'exploitation "Q". Par ailleurs la fissuration étant peu nuisible, le calcul des armatures à l'état limite de service est inutile.

❖ Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.65 \text{ m.}$$

$$L'_{BC} = L_{BC} = 3.45 \text{ m.}$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 3.75 \text{ m}$$

$$L'_{DE} = L_{DE} = 4.35 \text{ m}$$

III.6.5.1 Poutrelles du niveau Plancher étage courant RDC :

❖ Calcul des moments :

Moments aux appuis :

✓ Trave AB :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{5.81 \cdot 3.65^2}{8} = 9.6 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4.19 \cdot 3.65^2}{8} = 6.98 \text{ KN.m}$$

Appui A :

$$M_a = 0 = -0.15 M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -0.15 \cdot 9.68 = -1.62 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -0.15 \cdot 6.98 = -1.04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Travée BC**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{5.81 \cdot 3.45^2}{8} = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4.19 \cdot 3.45^2}{8} = 6.23 \text{ KN.m}$$

➤ **Appui B:**

$$M_B = 0 = -0.5 \cdot M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -0.5 \cdot 8.64 = -4.32 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -0.5 \cdot 6.23 = -3.11 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Travée CD**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{5.81 \cdot 3.75^2}{8} = 10.21 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4.19 \cdot 3.75^2}{8} = 7.37 \text{ KN.m}$$

Appui C:

$$M_C = 0 = -0.4 \cdot M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -0.4 \cdot 10.21 = -4.08 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -0.4 \cdot 7.37 = -2.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Travée DE:**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{5.81 \cdot 4.35^2}{8} = 13.74 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4.19 \cdot 4.35^2}{8} = 9.91 \text{ KN.m}$$

Appui D:

$$M_D = 0 = -0.4 \cdot M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -0.4 \cdot 13.74 = -5.50 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -0.4 \cdot 9.91 = -3.96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Appui intermédiaire :**

➤ **Appui E:**

$$M_E = 0 = -0.4 \cdot M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -0.4 \cdot 13.74 = -5.50 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -0.4 \cdot 9.91 = -3.96 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Moment en travée :**

➤ **Travée AB :**

ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{4.95}{4.95+1.5} = 0.77$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(0+1.62)}{2} \geq \max [(1 + 0.3 * 0.77) * 9.68 ; 1.05 * 9.68] = \max (11.92 ; 10.16) = 11.92 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 11.92 - 0.81 = 11.11 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.77}{2} * 9.68 = 6.92 \text{ KN.m}^2$$

ELS :

$$\alpha = 0.77$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.77) * 6.98; (1.05 * 6.98)]$$

$$M_t + \frac{(0+1.04)}{2} \geq \max [8.59 ; 7.33] = 8.59 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 8.59 - 0.52 = 8.07$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.77}{2} * 6.98 = 5 \text{ KN.m}^2$$

➤ **Travée BC :**

- ELU :

$$\alpha = 0.77$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(1.62+4.32)}{2} \geq \max [(1 + 0.3 * 0.77) * 8.64 ; 1.05 * 8.64] = \max(10.64 ; 9.07) = 10.64 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 10.64 - 2.97 = 7.67 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 * 0.77}{2} * 8.64 = 5.31 \text{ KN.m}^2$$

- ELS :

$$\alpha = 0.77$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.77) * 6.23; (1.05 * 6.23)]$$

$$M_t + \frac{(1.04+3.11)}{2} \geq \max [7.67 ; 6.54] = 7.67 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 7.67 - 2.07 = 5.6 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3*0.77}{2} * 6.23 = 4.45 \text{ KN.m}^2$$

➤ **Travée CD :**

- ELU :

$$\alpha = 0.77$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(4.32+4.08)}{2} \geq \max [(1 + 0.3 * 0.77) * 10.21 ; 1.05 * 10.21] = \max(12.57 ; 10.72) = 12.57 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 12.57 - 4.2 = 8.37 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.77}{2} * 10.21 = 7.31 \text{ KN.m}^2$$

- ELS :

$$\alpha = 0.77$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.77) * 7.37; (1.05 * 7.37)]$$

$$M_t + \frac{(3.11+2.95)}{2} \geq \max [9.07; 7.37] = 9.07 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 9.07 - 3.03 = 6.04 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.77}{2} * 7.37 = 5.27 \text{ KN.m}^2$$

✓ **Pour les travées intermédiaires :**

➤ **Travée DE:**

- **ELU :**

$$\alpha = 0.77$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(4.08 + 5.50)}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.77) * 13.74; 1.05 * 13.74] = \max(16.91; 14.43) = 16.91 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 16.91 - 4.79 = 12.12 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 * 0.77}{2} * 13.74 = 8.45 \text{ KN.m}^2$$

- **ELS :**

$$\alpha = 0.77$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.77) * 9.91; (1.05 * 9.91)]$$

$$M_t + \frac{(2.94 + 3.96)}{2} \geq \max[12.20; 10.40] = 12.20 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 12.20 - 3.45 = 8.75 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 * 0.77}{2} * 9.91 = 6.09 \text{ KN.m}^2$$

C. Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$T(x) = \frac{q * l}{2}$$

- **ELU :**

• **Travée AB : $0 \leq x \leq 3.65$**

$$T(x) = \frac{q_u * L_{AB}}{2} = \frac{5.81 * 3.65}{2} = 10.60 \text{ KN}$$

$$T(x) = \begin{cases} T_g = \frac{q_u * L_{AB}}{2} = 10.60 \text{ KN} . \\ T_d = 1.1 \frac{q_u * L_{AB}}{2} = 1.1 * 10.60 = 11.66 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Travée BC : $0 \leq x \leq 3.45$**

$$T(x) = \frac{q_u * L_{BC}}{2} = \frac{5.81 * 3.45}{2} = 10.02$$

$$T(x) = \begin{cases} T_g = 1.1 \frac{q_u * L_{BC}}{2} = 1.1 * 10.02 = 11.02 \text{ KN} . \\ T_d = \frac{q_u * L_{BC}}{2} = 10.02 \text{ KN} . \end{cases}$$

• **Travée CD : $0 \leq x \leq 3.75$**

$$T(x) = \frac{q_u * L_{CD}}{2} = \frac{5.81 * 3.75}{2} = 10.89 \text{ KN}.$$

$$T(x) = \begin{cases} T_g = \frac{q_u * L_{CD}}{2} = 10.89 \text{ KN} . \\ T_d = 1.1 \frac{q_u * L_{CD}}{2} = 1.1 * 10.89 = 11.98 \text{ KN} . \end{cases}$$

• **Travée DE : $0 \leq x \leq 4.35$**

$$T(x) = \frac{q_u * L_{DE}}{2} = \frac{5.81 * 4.35}{2} = 12.64 \text{ kn}.$$

$$T(x) = \begin{cases} T_g = 1.1 \frac{q_u * L_{DE}}{2} = 12.64 * 1.1 = 13.90 \text{ KN} . \\ T_d = \frac{q_u * L_{DE}}{2} = 12.64 \text{ KN} . \end{cases}$$

- **ELS :**

➤ **Travée AB : $0 \leq x \leq 3.65$**

$$T(x) = \frac{q_s * L_{AB}}{2} = \frac{4.19 * 3.65}{2} = 7.65 \text{ KN}$$

$$T(x) = \begin{cases} T_g = \frac{q_s * L_{AB}}{2} = 7.65 \text{ KN} . \\ T_d = 1.1 \frac{q_u * L_{AB}}{2} = 1.1 * 7.65 = 8.42 \text{ KN} . \end{cases}$$

➤ **Travée BC : $0 \leq x \leq 3.45$**

$$T(x) = \frac{q_s * L_{BC}}{2} = \frac{4.19 * 3.45}{2} = 7.23 \text{ KN}.$$

$$T(x) = \begin{cases} T_g = 1.1 \frac{q_s * L_{BC}}{2} = 1.1 * 7.23 = 7.95 \text{ KN} . \\ T_d = \frac{q_s * L_{BC}}{2} = 7.23 \text{ KN} . \end{cases}$$

• **Travée CD : $0 \leq x \leq 3.75$**

$$T(x) = \frac{q_s * L_{CD}}{2} = \frac{4.19 * 3.75}{2} = 7.86 \text{ KN}.$$

$$T(x) = \begin{cases} T_g = \frac{q_s * L_{CD}}{2} = 7.86 \text{ KN} . \\ T_d = 1.1 \frac{q_s * L_{CD}}{2} = 1.1 * 7.86 = 8.65 \text{ KN} . \end{cases}$$

• **Travée DE : $0 \leq x \leq 4.35$**

$$T(x) = \frac{q_s * L_{DE}}{2} = \frac{4.19 * 4.35}{2} = 9.11 \text{ KN}.$$

$$T(x) = \begin{cases} T_g = 1.1 \frac{q_s * L_{DE}}{2} = 1.1 * 9.11 = 10.02 \text{ KN} . \\ T_d = \frac{q_s * L_{DE}}{2} = 9.11 \text{ KN} . \end{cases}$$

Ce les travées : EF ; FG ;GH ces même principe et même résultats parce que la structure est Symétrique.

➤ **Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :**

❖ **A l'ELU :**

Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en Travée	Les efforts tranchants	
		M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
A-B	3.65	0	1.62	11.11	10.60	11.66
B-C	3.45	5.25	4.83	7.67	11.02	10.02
C-D	3.75	4.83	5.25	8.37	10.89	11.98
D-E	4.35	5.25	0	6.04	13.90	12.64

Tableau III.16:Les sollicitations à ELU, (Plancher étage courant et RDC).

❖ A l'ELS :

Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en Travée	Les efforts tranchants	
		Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mtu (KN.m)	Tg(KN)	Td(KN)
A-B	3.65	0	1.62	8.07	7.65	8.41
B-C	3.45	1.62	4.32	5.6	7.95	7.23
C-D	3.75	4.32	4.08	6.04	7.86	8.64
D-E	4.35	4.08	5.5	8.75	10.02	9.11

Tableau III.17:Les sollicitations à ELS, (Plancher étage courant et RDC).

❖ A l'ELU :

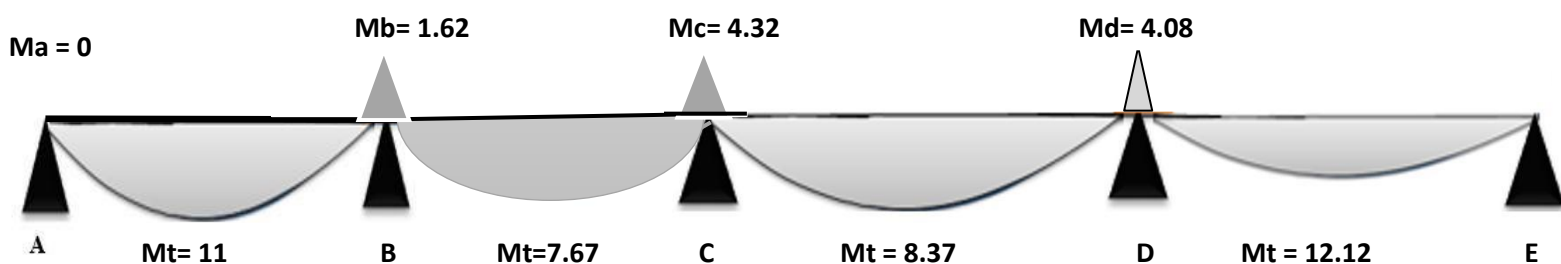


Figure III.33:Diagramme à ELU des moments plancher étages courants.

❖ A l'ELS

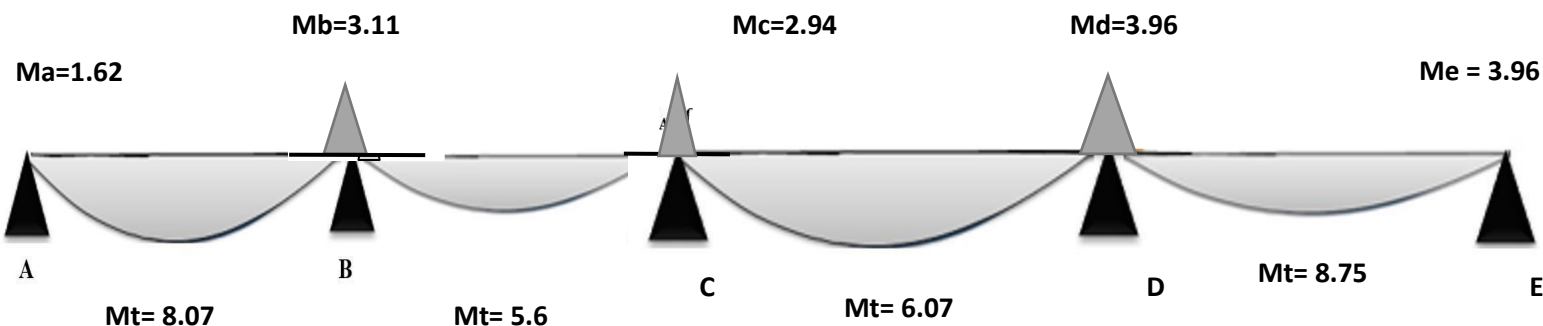


Figure III.34:Diagramme à ELS type 1 des moments plancher étages courants.

A l'ELU :

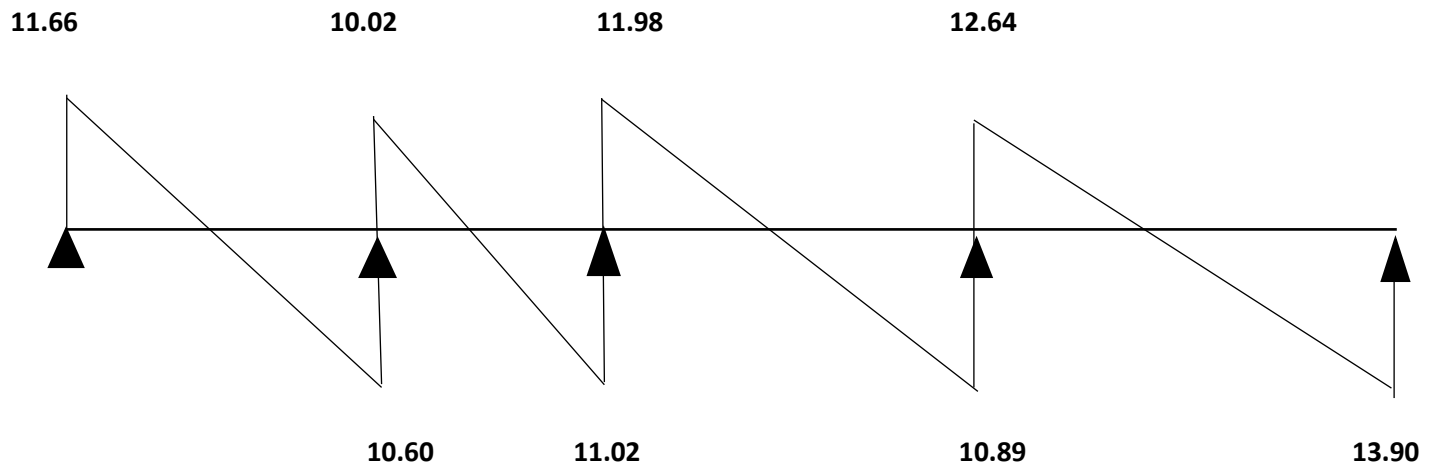


Figure III.35 :Diagramme à ELU type 1 des efforts tranchant plancher étages courants.

A l'ELS :

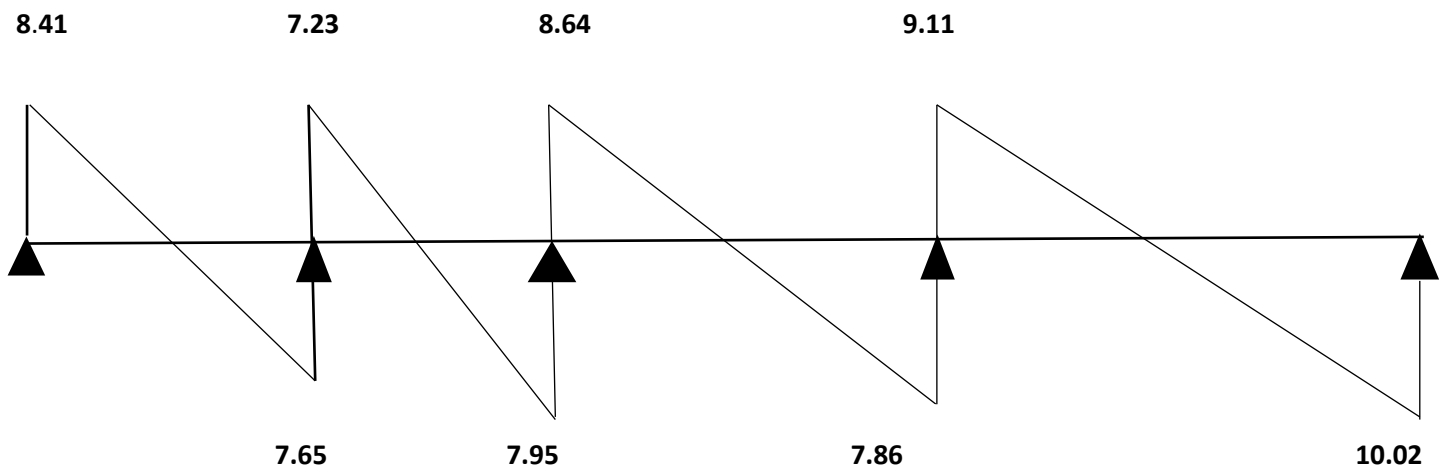


Figure III.36 :Diagramme à ELS type 1 des efforts tranchant plancher étages courants

III.6.5.2. Poutrelles du niveau Planche terrasse (inaccessible)

✓ Calcul des moments :

1. Moments aux appuis :

• Travée AB :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6.52 \cdot 3.65^2}{8} = 10.86 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4.76 \cdot 3.65^2}{8} = 7.93 \text{ KN.m}$$

Appui A :

$$M_a = 0 = -0.15 M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -0.15 \cdot 10.86 = -1.63 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -0.15 \cdot 7.93 = -1.19 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Travée BC**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6.52 \cdot 3.45^2}{8} = 9.70 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4.76 \cdot 3.45^2}{8} = 7.08 \text{ KN.m}$$

Appui B:

$$M_B = 0 = -0.5 \cdot M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -0.5 \cdot 9.70 = -4.85 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -0.5 \cdot 7.08 = -3.54 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Travée CD**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6.52 \cdot 3.75^2}{8} = 11.46 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4.76 \cdot 3.75^2}{8} = 8.36 \text{ KN.m}$$

➤ **Appui C:**

$$M_C = 0 = -0.4 \cdot M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -0.4 \cdot 11.46 = -4.58 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -0.4 \cdot 8.36 = -3.34 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Trave DE:**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6.52 \cdot 4.35^2}{8} = 15.42 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4.76 \cdot 4.35^2}{8} = 11.26 \text{ KN.m}$$

➤ **Appui D:**

$$M_B = 0 = -0.4 * M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -0.4 * 15.42 = -6.17 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -0.4 * 11.26 = -4.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Appui intermédiaire :**

➤ **Appui E:**

$$M_E = 0 = -0.4 * M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} = -0.4 * 15.42 = -6.17 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} = -0.4 * 11.26 = -4.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2 . Moment en travée :

➤ **Travée AB :**

ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{6.35}{6.35+1} = 0.86$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(0+1.63)}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.86) * 10.86; 1.05 * 10.86] = \max(13.66; 11.40) = 13.66 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 13.66 - 0.815 = 12.85 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.86}{2} * 10.86 = 7.91 \text{ KN.m}^2$$

ELS :

$$\alpha = 0.86$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.86) * 7.93; (1.05 * 7.93)]$$

$$M_t + \frac{(0+1.19)}{2} \geq \max [9.98 ; 8.33] = 9.98 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 9.98 - 0.60 = 9.38$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.86}{2} * 7.93 = 5.78 \text{ KN.m}^2$$

• **Travée BC :**

ELU :

$$\alpha = 0.86$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(1.63+4.85)}{2} \geq \max [(1 + 0.3 * 0.86) * 9.70 ; 1.05 * 9.70] = \max(12.20 ; 10.19) = 12.20 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 12.20 - 3.24 = 8.96 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 * 0.86}{2} * 9.7 = 6.10 \text{ KN.m}^2$$

ELS :

$$\alpha = 0.86$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.86) * 7.08 ; (1.05 * 7.08)]$$

$$M_t + \frac{(1.19+3.54)}{2} \geq \max [8.91 ; 7.43] = 8.91 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 8.91 - 2.37 = 6.54 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3*0.86}{2} * 7.08 = 5.16 \text{ KN.m}^2$$

Travée CD :

ELU :

$$\alpha = 0.86$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(4.85+4.58)}{2} \geq \max [(1 + 0.3 * 0.86) * 11.46 ; 1.05 * 11.46] = \max(14.42; 12.03) = 14.42 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 14.42 - 4.72 = 9.7 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.86}{2} * 11.46 = 8.35 \text{ KN.m}^2$$

ELS :

$$\alpha = 0.86$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.86) * 8.36 ; (1.05 * 8.36)]$$

$$M_t + \frac{(3.54+3.34)}{2} \geq \max [10.52; 8.78] = 10.52 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 10.52 - 3.44 = 7.08 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * 0.86}{2} * 8.36 = 6.09 \text{ KN.m}^2$$

➤ **Pour les travées intermédiaires :**

• **Travée DE:**

ELU :

$$\alpha = 0.86$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(4.58+6.70)}{2} \geq \max [(1 + 0.3 * 0.86) * 15.42 ; 1.05 * 15.42] = \max(19.40; 16.19) = 19.40 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t = 19.40 - 5.64 = 13.76 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 * 0.86}{2} * 15.42 = 9.70 \text{ KN.m}^2$$

ELS :

$$\alpha = 0.86$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

$$M_t + \frac{(M_g + M_d)}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.86) * 11.26; (1.05 * 11.26)]$$

$$M_t + \frac{(3.34+4.50)}{2} \geq \max [14.17 ; 11.82] = 14.17 \text{KN.m}^2$$

$$M_t = 14.17 - 3.92 = 10.25 \text{ KN.m}^2$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 * 0.86}{2} * 11.26 = 7.08 \text{ KN.m}^2$$

C. Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes : $T(x) = \frac{q_u * L}{2}$

ELU :

• **Travée AB : $0 \leq x \leq 3.65$**

$$T(x) = \frac{q_u * L_{AB}}{2} = \frac{6.52 * 3.65}{2} = 11.90 \text{ KN}$$

$$- T_g = \frac{q_u * L_{AB}}{2} = 11.90 \text{ KN} .$$

$$- T_d = 1.1 \frac{q_u * L_{AB}}{2} = 1.1 * 11.90 = 13.09 \text{ KN}$$

• **Travée BC : $0 \leq x \leq 3.45$**

$$T(x) = \frac{q_u * L_{BC}}{2} = \frac{6.52 * 3.45}{2} = 11.25$$

$$- T_g = 1.1 \frac{q_u * L_{BC}}{2} = 1.1 * 11.25 = 12.38 \text{ KN} .$$

$$- T_d = \frac{q_u * L_{BC}}{2} = 11.25 \text{ KN} .$$

• **Travée CD : $0 \leq x \leq 3.75$**

$$T(x) = \frac{q_u * L_{CD}}{2} = \frac{6.52 * 3.75}{2} = 12.23 \text{ KN} .$$

$$- T_g = \frac{q_u * L_{CD}}{2} = 12.23 \text{ KN} .$$

$$- T_d = 1.1 \frac{q_u * L_{CD}}{2} = 1.1 * 12.23 = 13.45 \text{ KN} .$$

• **Travée DE : $0 \leq x \leq 4.35$**

$$T(x) = \frac{q_u * L_{DE}}{2} = \frac{6.52 * 4.35}{2} = 14.18 \text{ kn.}$$

$$- T_g = 1.1 \frac{q_u * L_{DE}}{2} = 14.18 * 1.1 = 15.60 \text{ KN.}$$

$$- T_d = \frac{q_u * L_{DE}}{2} = 14.18 \text{ KN.}$$

ELS :

• **Travée AB : $0 \leq x \leq 3.65$**

$$T(x) = \frac{q_s * L_{AB}}{2} = \frac{4.76 * 3.65}{2} = 8.69 \text{ KN}$$

$$- T_g = \frac{q_s * L_{AB}}{2} = 8.69 \text{ KN.}$$

$$- T_d = 1.1 \frac{q_s * L_{AB}}{2} = 1.1 * 8.69 = 9.56 \text{ KN.}$$

• **Travée BC : $0 \leq x \leq 3.45$**

$$T(x) = \frac{q_s * L_{BC}}{2} = \frac{4.76 * 3.45}{2} = 8.21 \text{ KN.}$$

$$- T_g = 1.1 \frac{q_s * L_{BC}}{2} = 1.1 * 8.21 = 9.03 \text{ KN}$$

$$- T_d = \frac{q_s * L_{BC}}{2} = 8.21 \text{ KN.}$$

• **Travée CD : $0 \leq x \leq 3.75$**

$$T(x) = \frac{q_s * L_{CD}}{2} = \frac{4.76 * 3.75}{2} = 8.93 \text{ KN.}$$

$$- T_g = \frac{q_s * L_{CD}}{2} = 8.93 \text{ KN.}$$

$$- T_d = 1.1 \frac{q_s * L_{CD}}{2} = 1.1 * 8.93 = 9.82 \text{ KN.}$$

• **Travée DE : $0 \leq x \leq 4.35$**

$$T(x) = \frac{q_s * L_{DE}}{2} = \frac{4.76 * 4.35}{2} = 10.35 \text{ KN.}$$

$$- T_g = 1.1 \frac{q_s * L_{DE}}{2} = 1.1 * 10.35 = 11.39 \text{ KN}$$

$$- T_d = \frac{q_s * L_{DE}}{2} = 10.35 \text{ KN.}$$

Ce les travées : EF ; FG ; GH ces même principe et même résultats parce que la structure est Symétrique.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

A l'ELU :

Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en Travée	Les efforts tranchants	
		M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
A-B	3.65	0	1.63	12.85	11.90	13.09
B-C	3.45	1.63	4.85	8.96	12.38	11.25
C-D	3.75	4.85	4.58	9.7	12.23	13.45
D-E	4.35	4.58	6.17	13.76	15.60	14.18

Tableau III.18 : Les sollicitations à ELU, (Plancher terrasse).

A P'ELS :

Travée	L(m)	Moments aux Appuis		Moment en Travée	Les efforts tranchants	
		M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
A-B	3.65	0	1.19	9.38	8.96	9.56
B-C	3.45	1.19	3.54	6.54	9.03	8.21
C-D	3.75	3.54	3.34	7.08	8.93	9.82
D-E	4.35	3.34	4.50	10.25	11.39	10.38

Tableau III.19 : Les sollicitations à ELU, (Plancher terrasse).

❖ **ELU**

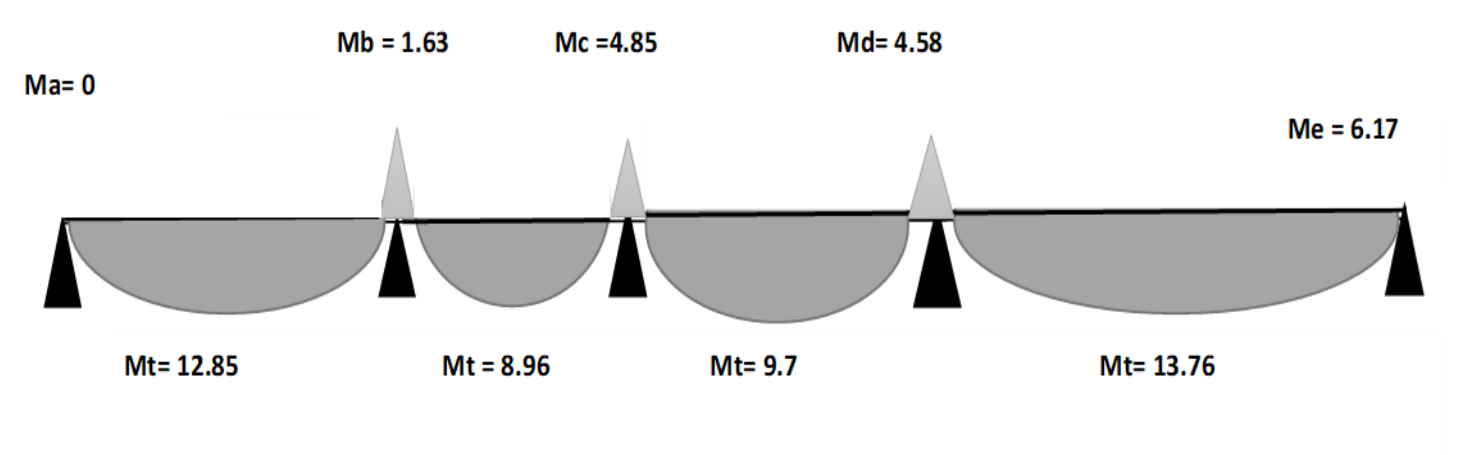


Figure III.37:Diagramme à ELU type 1 des moments plancher terrasse

❖ ELS

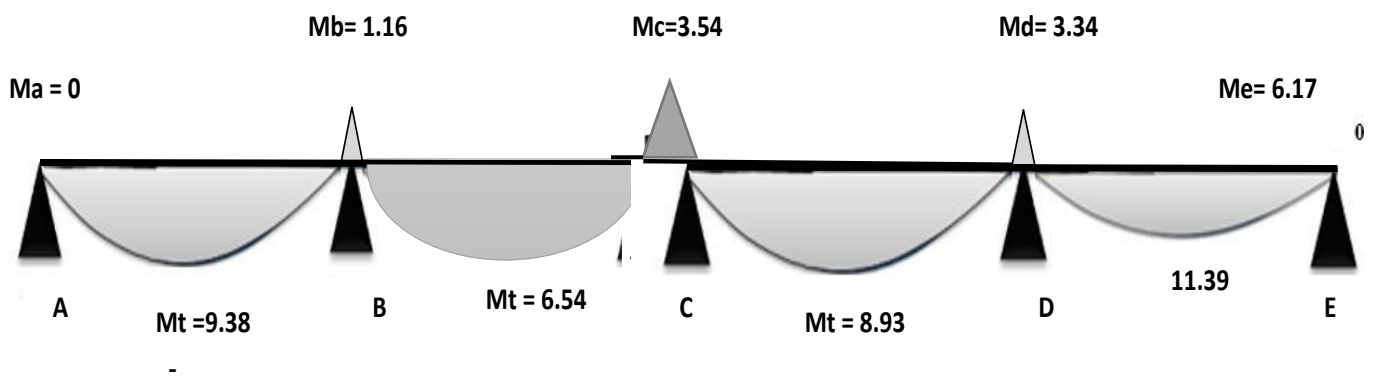


Figure III.38 : Diagramme à ELS des moments plancher terrasse

❖ ELU

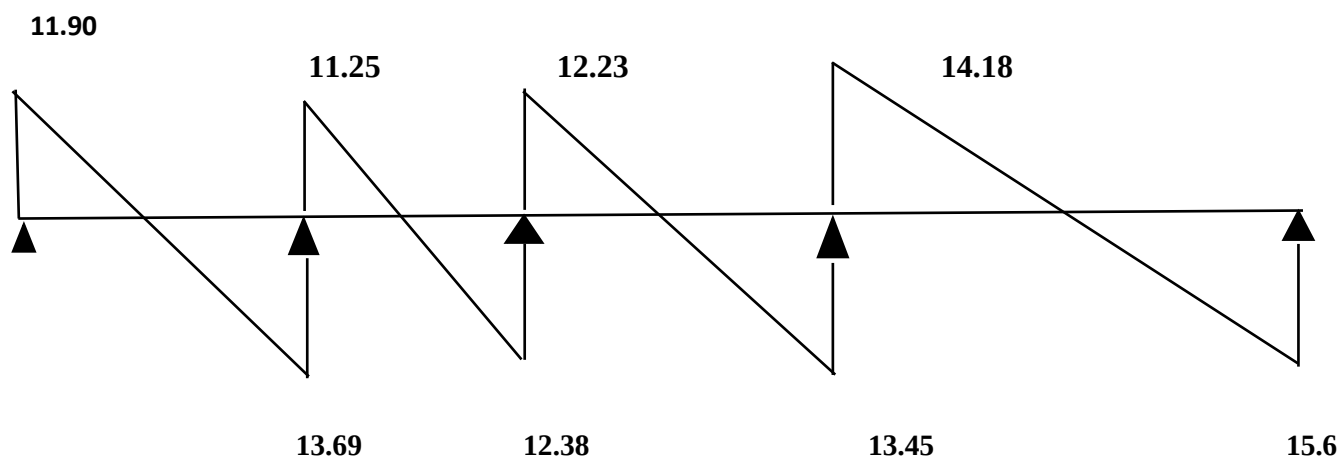


Figure III.39 Diagramme à ELU type 1 des efforts tranchant plancher terrasse

❖ ELS

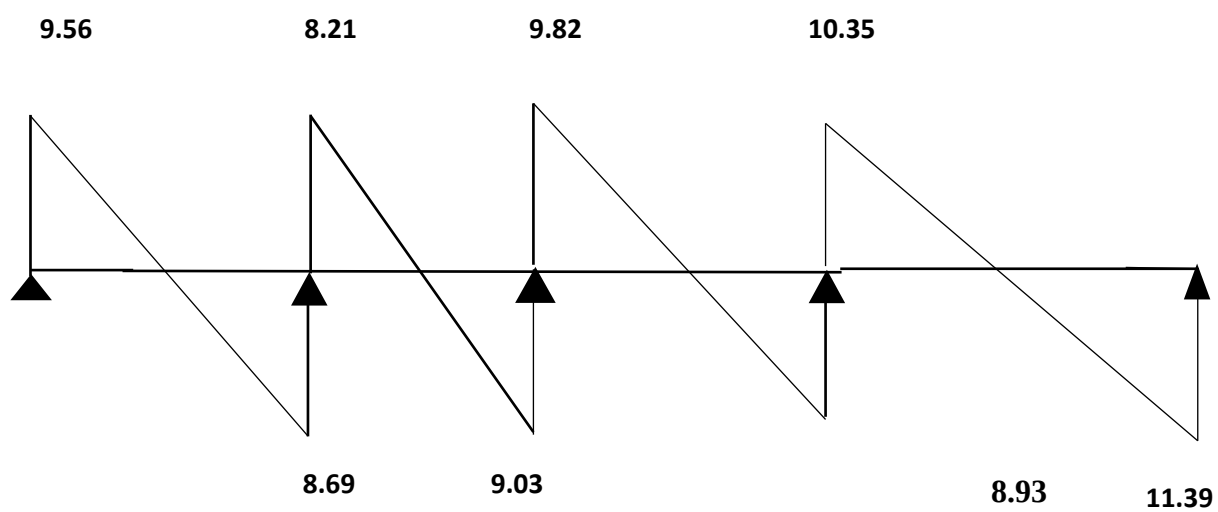


Figure III.40 Diagramme à ELS type 1 des efforts tranchant plancher terrasse.

III.7 .Calcul de ferrailage des nervures :

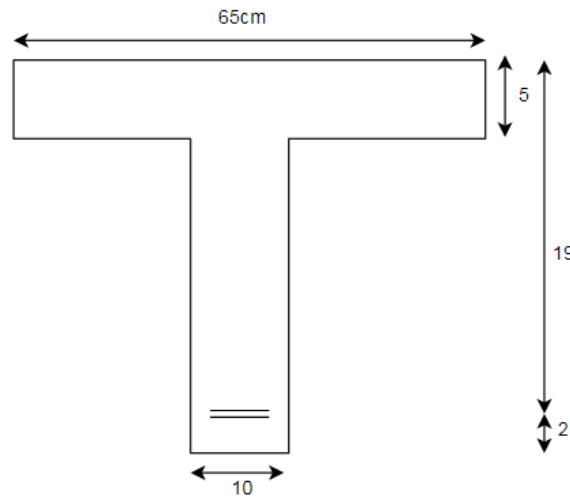


Figure III.41: Coupe d'une poutrelle.

III. 7. 1 .Plancher terrasse :

$$b = 65 \text{ cm} , \quad b_0 = 10 \text{ cm} , \quad h = 21 \text{ cm} , \quad h_0 = 5 \text{ cm} , \quad d = 19 \text{ cm} , \quad c = 2 \text{ cm}$$

1. Le ferrailage à ELU:

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{travée: } M_t = 13.76 \text{ KN.m} \\ \text{appuis: } M_a = 6.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u = T_{\max} = 15.60 \text{ KN}$$

➤ En travée :

• Calcul du moment résistant de la section en Té:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$$M_t = 650 \times 50 \times 14.16 \left(190 - \frac{50}{2}\right)$$

$$M_t = 75.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 13.76 \text{ KN.m} < M_{tu} = 75.93 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 21 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{13.76 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 190^2} = 0.04$$

$$\mu = 0.04 \leq \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.04 \leq \mu_l = 0.186$$

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

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

$$\mu = 0.02 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.05 \\ Z = 186.2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_u = \frac{13.76 \times 10^6}{348 \times 186.2} = 212.35 \text{ mm}^2 = 2.12 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 650 \times 190 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 149.13 \text{ mm}^2 = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (2.12 ; 1.49)$$

$$A_s = 2.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :**

$$A_{min} < A_{adopte}$$

$$2.12 < 2.36 \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Section des armatures transversale :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{21}{35} ; \frac{10}{10} ; 10 \right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 0.67; 10)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

- **L'espacement :**

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 19; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq 17.1\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

En appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = \frac{6.70 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 190^2} = 0.13$$

$$\mu = 0.13 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

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

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

$$\mu = 0.18 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.17 \\ Z = 177.1\text{mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s Z} = \frac{6.70 \times 10^6}{348 \times 177.1} = 108.71\text{mm}^2 = 1.08\text{cm}^2$$

Donc :

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 190 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 22.94\text{mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.22\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u; A_{\min})$$

$$A_s = \max(1.08; 0.22)$$

$$A_s = 1.08\text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 1.08\text{cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} < A_{adopte}$$

$$\rightarrow 0.22 < 2.01 \dots \dots cv$$

- Section des armatures transversale :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{10}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 0.67; 10)$$

$$\phi_t \leq 6mm$$

- L'espacement :

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 19; 40cm)$$

$$S_t \leq 17.1cm$$

$$S_t = 15cm$$

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = 0.0082 MPa$$

$$\tau_u = 0.0082 < \overline{\tau_u} = 2.5 MPa.$$

• **Le ferrailage à ELS:**

➤ **En travée:**

$M_t(KN.m)$	μ	μ	α	$Z(mm)$	$A (cm^2)$	$A_{adopt} (cm^2)$
10.25	0.20	0.392	0.28	174.8	1.68	2.01

Tableau III.20 :Les Résultats de ferrailage en travée de plancher terrasse.

➤ **En appui :**

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_l	α	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
4.50	0.09	0.392	0.12	180.9	0.71	1.13

Tableau III.21: Les Résultats de ferrailage en appui de plancher terrasse.

III.7.2. Plancher étage courant :

$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$, $h = 21 \text{ cm}$, $h_0 = 5 \text{ cm}$, $d = 19 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

• **Le ferrailage à ELU:**

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{travée: } M_t = 11.11 \text{ KN.m} \\ \text{appuis: } M_a = 5.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u = T_{\max} = 13.90 \text{ KN}$$

➤ **En travée :**

• **Calcul du moment résistant de la section en Té:**

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

$$M_t = 650 \times 50 \times 14.16 \left(190 - \frac{50}{2}\right)$$

$$M_t = 75.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11.11 \text{ KN.m} < M_{tu} = 75.93 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 21 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = \frac{11.11 \times 10^6}{14.16 \times 650 \times 190^2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 \leq \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.02 \leq \mu_l = 0.186$$

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

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

$$\mu = 0.02 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.04 \\ Z = 186.9 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_u = \frac{11.11 \times 10^6}{348 \times 186.9} = 170 \text{ mm}^2 = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 650 \times 190 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 149.13 \text{ mm}^2 = 1.49 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (1.70 ; 1.49)$$

$$A_s = 1.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} < A_{adopte}$$

$$1.70 < 2.01 \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Section des armatures transversale :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{21}{35}; \frac{10}{10}; 10 \right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 0.67; 10)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

- **L'espacement :**

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 19; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 17.1 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- En appui :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = \frac{5.50 \times 10^6}{14.16 \times 100 \times 190^2} = 0.10$$

$$\mu = 0.18 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

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

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

$$\mu = 0.10 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.13 \\ Z = 180 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s Z} = \frac{5.50 \times 10^6}{348 \times 180} = 83.81 \text{ mm}^2 = 0.83 \text{ cm}^2$$

Donc :

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 190 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} \geq 22.94 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.22 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u; A_{\min})$$

$$A_s = \max(0.83 ; 0.22)$$

$$A_s = 0.83 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 0.83 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}}$$

$$\rightarrow 0.22 < 2.01 \dots \dots \text{cv}$$

-Section des armatures transversale :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{10}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 0.67; 10)$$

$$\phi_t \leq 6 \text{ mm}$$

-L'espacement :

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

$$S_t \leq \min(0.9 \times 19; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 17.1 \text{ cm}$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2.5; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = 0.0073\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0073 < \overline{\tau_u} = 2.5\text{ MPa}$$

- **Le ferrailage à ELS:**

➤ **En travée:**

$M_t(\text{KN.m})$	μ	μ_i	α	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
8.75	0.17	0.392	0.23	172.5	1.45	1.52

Tableau III.22: Les Résultats de ferrailage en travée de plancher étage et RDC.

➤ **En appui :**

$M_a(\text{KN.m})$	μ	μ_i	α	$Z(\text{mm})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
3.96	0.08	0.392	0.10	182.4	0.62	1.01

Tableau III.23 : Les Résultats de ferrailage en appui de plancher étage et RDC .

2. Vérification à ELS:

- **Vérification des contraintes:**

-En travée:

On doit vérifier que:

- Pour le béton:

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

-Pour l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\underline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa}$$

- La contrainte de béton:

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

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 8.07 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 1.52 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \text{ si: } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15 A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5 y^2 + 15 \times 1.52 \times y - 15 \times 1.52 \times 19 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 238.4$$

$$y = 3.32 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 by^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} (65 \times 3.32^3) + 15 \times 1.52 (19 - 3.32)^2 = 6398.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.07 \times 10^6 \times 33.2}{6398.53 \times 10^4} = 4.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.19 \leq \underline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots cv$$

Donc : il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

- La contrainte de l'acier:

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 8.07 \times 10^3 \times (19 - 3.32)}{6398.53} = 296.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \underline{\sigma_{st}} \dots \dots \dots cv$$

-En appui:

La contrainte de béton:

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

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I: Moment d'inertie.

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

$$A_{st} = 1.01 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si:} \quad (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15 A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$32.5 y^2 + 15 \times 1.52 \times y - 15 \times 1.52 \times 19 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 238.4$$

$$y = 3.32 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 by^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} (65 \times 3.32^3) + 15 \times 1.52 (19 - 3.32)^2 = 6398.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.96 \times 10^6 \times 33.2}{6398.53 \times 10^4} = 2.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.63 \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots cv$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

-La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \frac{21}{340} = 0.06 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots cv. \\ \frac{1.52}{65 \times 19} = 0.0012 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots cv. \\ \frac{21}{340} = 0.06 \geq \frac{M_t}{10M_0 = 0.01} \dots \dots \dots cv. \end{cases}$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le (BAEL 91) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est:

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} & \text{si : } L < 5m \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} & \text{si : } L > 5m \end{cases}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si:} \quad L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5m$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I \delta_i} \dots \dots \dots \text{flèche due aux charge instantanée} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I \delta_v} \dots \dots \dots \text{flèche due aux charge différées} \end{cases}$$

Dans notre cas $L = 3.40\text{m}$

-Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \rightarrow I_0 = \frac{65 \times 21^3}{12} + 15 \times 1.45 \left(\frac{21}{2} - 19 \right)^2 = 51811.05 \text{cm}^2$$

-Moment d'inertie fictif:

$$\begin{cases} I \delta_i = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I \delta_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{pour la déformation instantanée} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{pour la déformation différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bd + 15A_s} = \frac{\frac{65 \times 21^2}{2} + 1.52 \times 19}{65 \times 19 + 15 \times 1.52} = 11.41 \text{cm}$$

$$Z = 19 - \frac{11.41}{3} = 15 \text{cm}$$

$$\sigma_s = \frac{8.07 \times 1000}{1.52 \times 15} = 353.95 \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1.52}{65 \times 19} = 0.0012$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 144.74 + 2.1} = 0.59$$

$$\begin{cases} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0012 \left(2 + 3 \frac{10}{65} \right)} = 35.55 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 14.22 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I\delta_i = \frac{51811.05}{1 + 35.55 \times 0.59} = 2357.78 \\ I\delta_v = \frac{1.1 \times 51811.05}{1 + 14.22 \times 0.59} = 5517.80 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{8.07 \times 4.70^2 \times 10^8}{10 \times 32164.2 \times 2357.78} = 23.51 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{8.07 \times 4.70^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 5517.80} = 29.86 \text{ mm} \end{cases}$$

Alors :

$$\Delta\sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_T = 2.8 - 2.46 = 0.34 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.8 Schéma de Ferrailage :

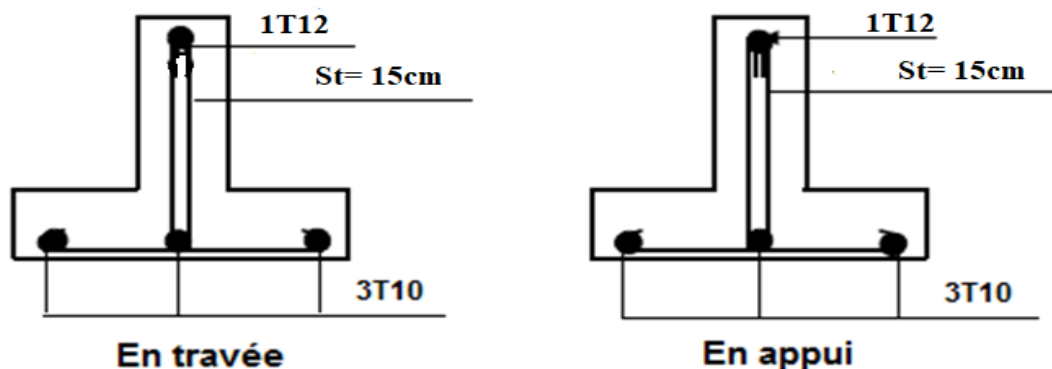


Figure III.42: Schéma de Ferrailage de nervure (16+5).

➤ Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm, Elle est armée par un treillis soudé de diamètre Φ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm pour les armatures verticales aux nervures.

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a : Les armatures verticales aux nervures : $A1 = \frac{4}{L_{fe}} [1]$

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$ (Distance entre axes des poutrelles).

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{400}$$

$$A_1 = 0.65 \text{ cm}^2$$

Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2.$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $\emptyset 6$ (20×20) cm^2 .

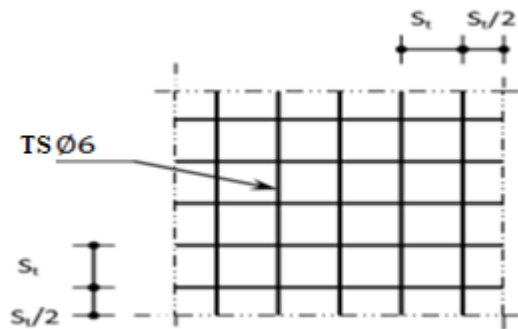


Figure III.43: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci en répondant à toutes les exigences du RPA2024, et le CBA 93.

Chapitre IV:

Modélisation de la structure et étude dynamique

Introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique, on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et que nous devons prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

IV-1 Objectif de l'étude dynamique :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et les critères de sécurité imposés par RPA 2024. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel « Robot » qui est un logiciel de calcul automatique des structures conçu spécialement pour la modélisation des bâtiments de grande hauteur.

IV-2 Méthodes de calcul :

IV.3 Choix de la méthode de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes:

IV.3.1 La méthode statique équivalente :

Le principe consiste à remplacer l'action dynamique d'origine sismique par une charge statique dite équivalente, censée provoquer les mêmes effets.

IV.3.2. La méthode dynamique par accélérogrammes :

Connaissant un accélérogramme type, dépendant de l'historique sismique de la région où sera implanté l'ouvrage, du niveau de sécurité désirée, la réponse dynamique de la structure soumise à cet accélérogramme est déterminée en fonction de l'intensité et de la fréquence du phénomène sismique. Dans cette approche, l'effet de l'interaction, sol-structure est pris en

compte. Cette analyse nécessite évidemment le recours aux ordinateurs et aux spécialisés développés à cet effet.

IV.3.3.Méthode d'analyse modale spectrale :

a. Principe de la méthode :

Selon le RPA 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. 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.

b. Domaine d'application :

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 Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

➤ Classification de l'ouvrage selon leur importance :

❖ Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : sismicité Très faible

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité faible a moyenne

Zone III : sismicité moyenne

Zone IV : sismicité moyenne a élevée

Zone V : sismicité Elevée

Zone VI : sismicité Elevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya **MILA** donc en zone **V**.

❖ Classification de l'ouvrage selon son importance :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et sociale.

- **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.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2).

Le calcul de la force sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA2024 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente.

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2024) chapitre 3 article 3.2 : Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans **le groupe 2**.

❖ **Classification du site :**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

IV.3.4 Choix de la méthode de calcul :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du RPA 2024 (Zone V, et groupe d'usage 2, $h=18.36\text{ m} < 23\text{ m}$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

❖ **Présentation du logiciel Auto desk robot structural analysais 2014:**

Le robot auto desk structural analysés est une application logicielle collaborative, polyvalente et rapide destinée à calculer, modéliser, analyser et dimensionner les différentes structures d'ingénierie (bâtiment, travaux public, construction hydraulique).

Robot offre de nombreuses possibilités pour effectuer l'analyse statique et dynamique avec complément de conception et de vérification des structures en béton armé. Ainsi, facilite l'interprétation des résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure et de créer la documentation pour la structure étudiée (note de calcul). Il est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.4. Modélisation :

IV.4.1. Introduction :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement

En d'autres termes, La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

L'étude de cette structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions l'aide du logiciel Auto desk robot structural analysais 2014.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitation avec une minoration :

$$W = G + \beta \times Q \text{ avec } \beta = 0.2 \text{ (bâtiment d'habitation)}$$

❖ Critères de classification :

- Zone sismique (zone V) RPA 2024.
- Groupe d'usage : Bâtiment d'habitation R+5 (groupe 2) RPA2024.
- Sol de fondation catégorie S3 : Site meuble.

Système de contreventement : mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique –voiles.

❖ Hypothèses de calcul :

- Règlement : RPA99 version 2024
- Bâtiment : groupe d'usage 2
- Béton ordinaire : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier feE400

❖ Étapes de la modélisation :

La modélisation sur logiciel Auto desk robot structural analysais 2014 consiste en

Les étapes suivantes :

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux).
- Définir la géométrie du modèle ;
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections ... etc.) et les assigner aux éléments
- Spécifier les conditions aux limites (appuis et les diaphragmes) ;

- Définir les cas de charge (Statique et dynamique) et les appliquer aux éléments ;
 - Spécifier les options d'analyse (options de l'analyse modale) ;
 - Exécuter l'analyse et apporter des corrections au modèle s'il y a lieu ;
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats... etc.)

❖ **Modèle 3D et en plan de la structure :**

Robot structural analyses professionnelle 2014 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 et calculer des structures (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.) et réaliser les vérifications nécessaires ainsi que de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Il permet, en outre, la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2024 » [3] et les Règles C.B.A/93 [2].

1. Définition de la structure :

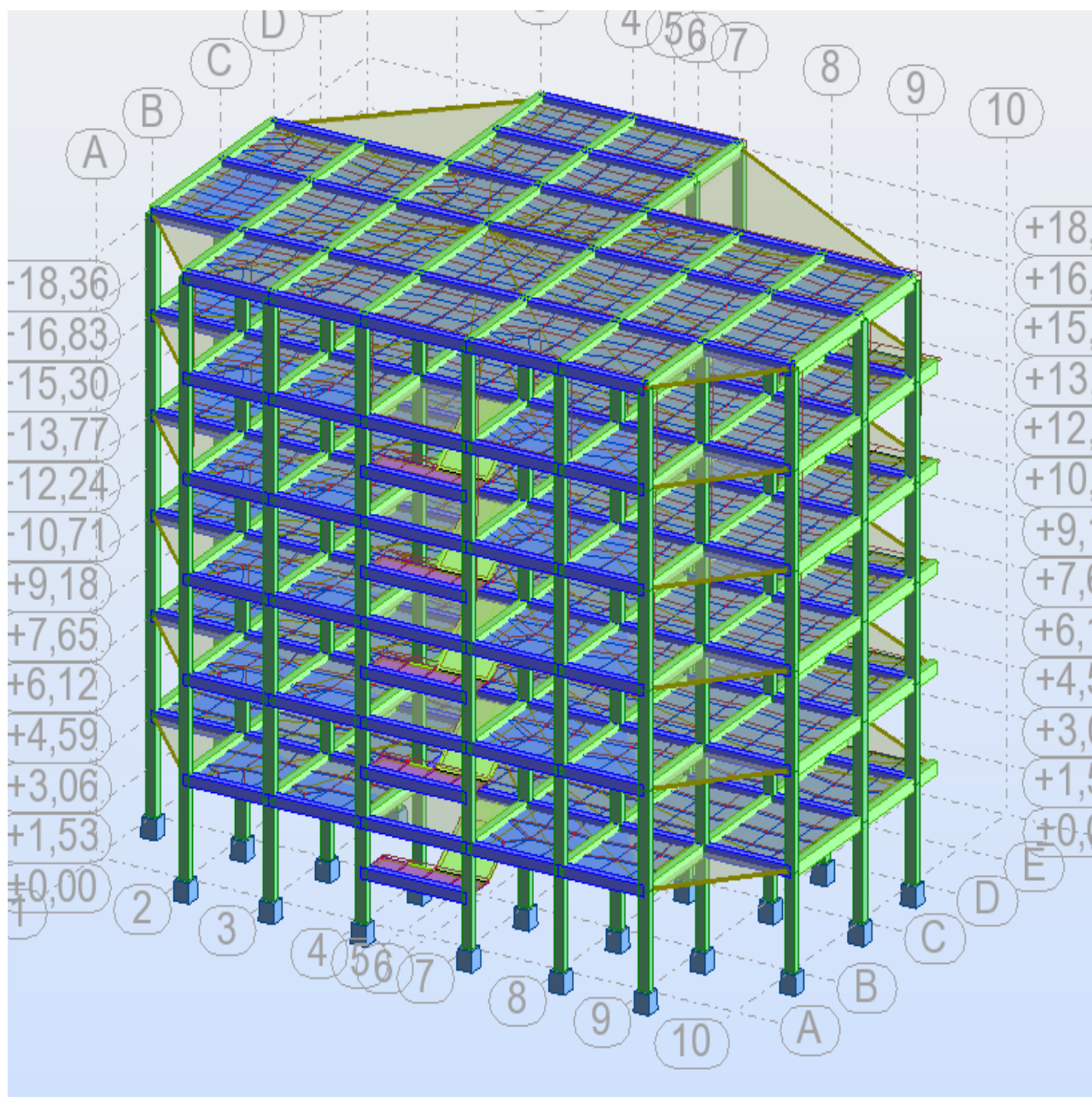


Figure IV. 1 : Vue globale de la structure.

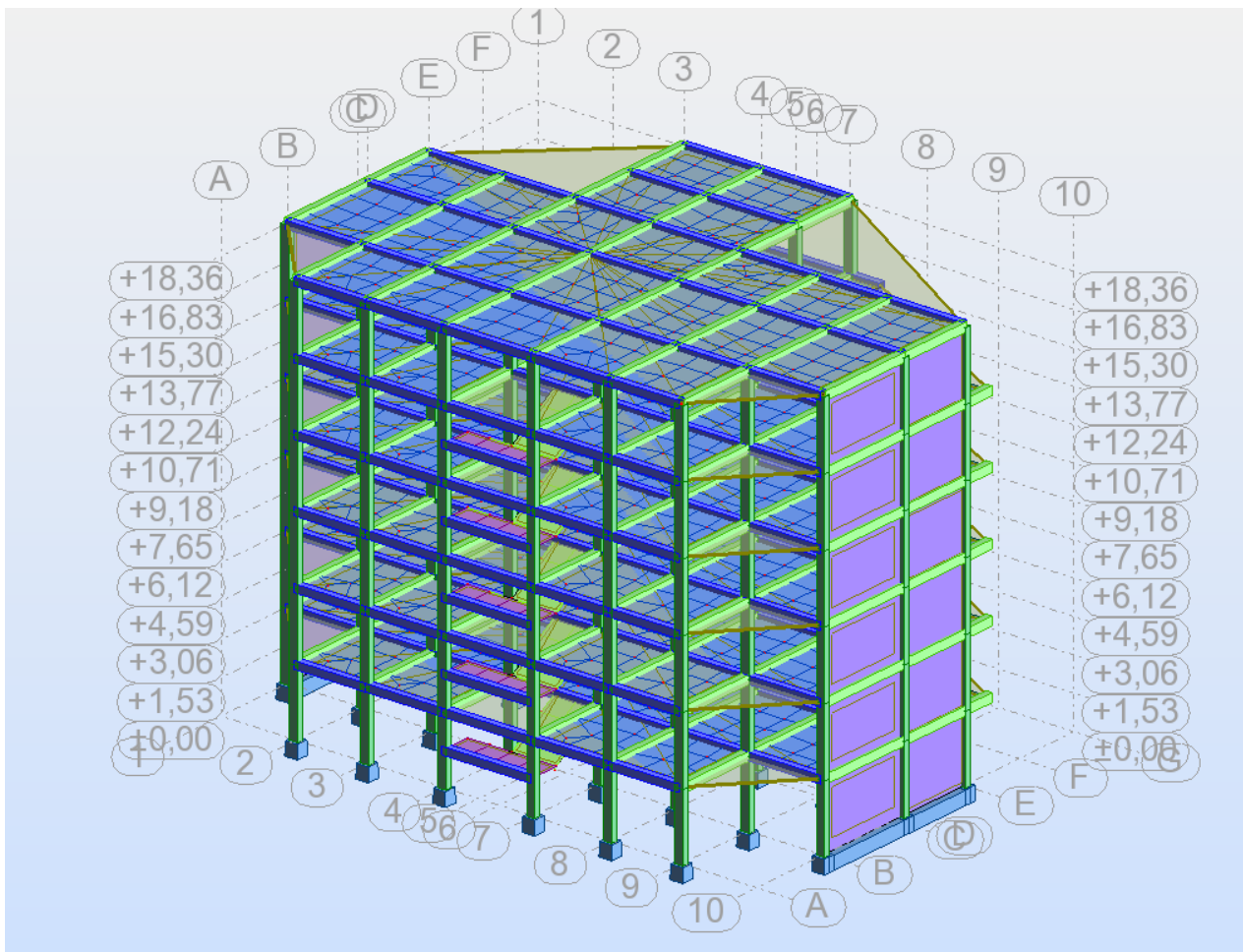


Figure IV. 2 : Disposition des voiles dans le bâtiment.

IV.4.2. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024:

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: 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 considéré.

coefficient de correction .

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.85 : \text{ si } T_0 \leq (2. T_2) \text{ et si le batiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1, \text{ autrement.} \end{array} \right.$$

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_{Gi} : Poids du 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

Cas	Type d'ouvrage	Ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement	0.2
2a	Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.3
2b	salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau IV. 1 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation

IV 4. 3. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$

avec :

- $T_{\text{empirique}}$ [unite en s] : période fondamentale
- h_N [unite 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

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton arme ou en acier avec remplissage, en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Tableau IV. 2 : Valeurs du coefficient C_T .

IV . 4.4. Spectre de calcul

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

$$\frac{S_{ad}}{g} (T) \left\{ \begin{array}{ll} A. I. S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si : } 0 \leq T < T_1 \\ A. I. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{Si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A. I. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si } T_2 \leq T < T_3 \\ A. I. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{Si : } T_3 \leq T < 4s \end{array} \right.$$

Où:

$\frac{S_{ad}}{g} (T)$: spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur ;

• **R** : coefficient de comportement de la structure.

Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton arme	
Système à ossature	5.5 ^(a)
Système a contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
Système a contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
Système de contreventement constitue par des voiles	4.5 ^(b)
Système à ossature a noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
Système fonctionnant en console verticale a masses reparties prédominantes	3 ^(b)
Système en pendule inverse	2 ^(c)
Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

Tableau IV. 3 : Valeurs du coefficient de comportement, R.

• **Q_F** : facteur de qualité : $Q_F = \sum_{q=1}^{q=i} Pq$

Où :

- **P_q** 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	
		Observe	N/observe
(a)	1.Regularite 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

Tableau IV. 4 : Valeurs des Pondérations P_q.

A : coefficient d'accélération de référence de zone

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible a moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

I : Coefficient d'importance.

Tableau IV. 5 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour Tr=475ans

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
	1.40	1.20	1	0.80

S : coefficient de site.

Tableau IV. 6 : Valeurs des coefficients d'importance.

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 IV. 7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV,V et VI).

IV.4.5. Vérification du nombre de modes à considérer

D'après le RPA2024 (article 4.3.3-a), Le nombre de modes de vibration de translation, 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%, 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.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

Les résultats de l'analyse modale de notre projet sont présentés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Tot.mas UZ [kg]
5/ 1	1.85	0.54	70.70	0.00	0.0	70.70	0.00	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 2	2.67	0.37	70.70	69.68	0.0	0.00	69.68	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 3	4.01	0.25	70.76	70.00	0.0	0.06	0.32	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 4	7.52	0.13	89.20	70.00	0.0	18.44	0.00	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 5	10.76	0.09	89.20	90.28	0.0	0.00	20.28	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 6	16.07	0.06	94.58	90.29	0.0	5.37	0.02	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 7	16.51	0.06	95.37	90.37	0.0	0.79	0.08	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 8	18.59	0.05	95.37	90.60	0.0	0.01	0.23	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 9	21.99	0.05	95.38	95.44	0.0	0.00	4.84	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 10	24.35	0.04	97.61	95.45	0.0	2.23	0.00	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 11	29.11	0.03	97.68	97.62	0.0	0.07	2.17	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 12	29.39	0.03	97.74	97.99	0.0	0.06	0.37	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 13	29.77	0.03	97.89	98.02	0.0	0.15	0.03	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 14	29.92	0.03	98.04	98.02	0.0	0.15	0.00	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0
5/ 15	30.55	0.03	98.08	98.03	0.0	0.04	0.01	0.0	3794989.29	3794989.29	0.0

Tableau IV. 8 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT.

IV4.6. Vérification de la période

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.51 s.

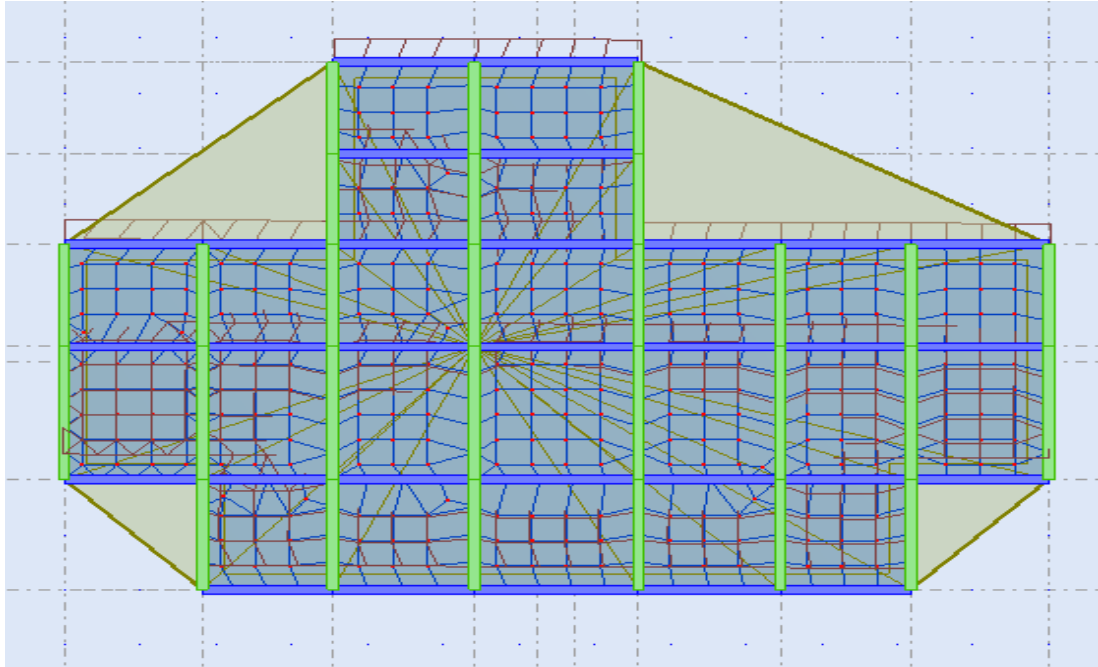


Figure IV. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.51 s.

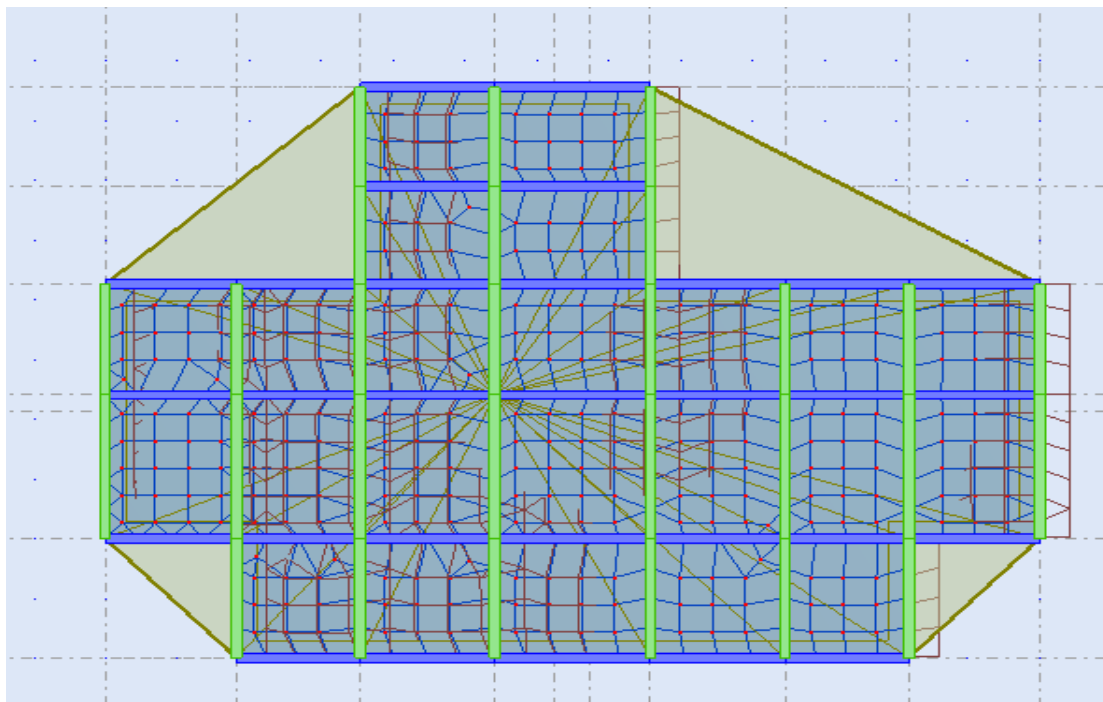


Figure IV. 4 : Translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.46 s

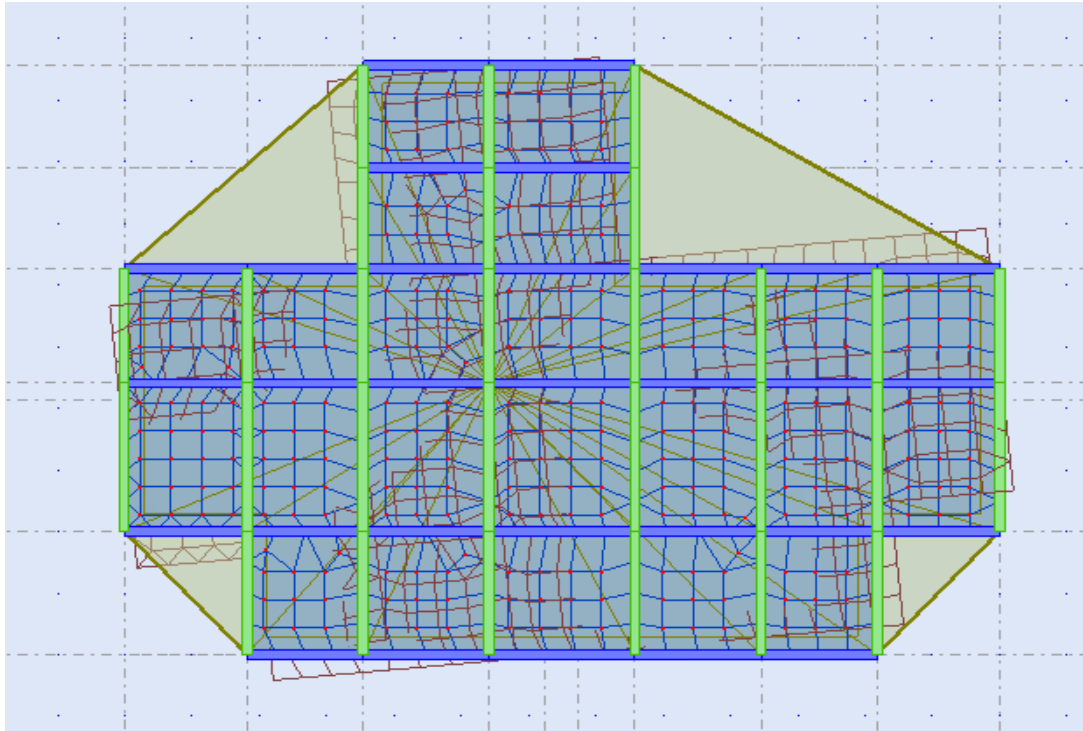


Figure IV.5 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

IV.5. Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans cette partie il est nécessaire de signaler que l'ensemble des calculs sont réalisés selon les instructions du règlement parasismique algérien. Ainsi, les valeurs rapportées dans les tableaux par la suite, sont prélevés soit d'après les résultats de logiciel ROBOT ou d'après les calculs manuels réalisés.

$$S_3 \rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s} ; \quad T_2 = 0.60 \text{ s} \quad ; \quad T_3 = 2.0 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}}(y) = 0.54 \text{ s}$$

$$T_{\text{emprique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} = 0.05 (18.36)^{3/4}$$

$$T_{\text{emprique}} = 0.44 \text{ s}$$

$$T = 1.3 T_{\text{emprique}} = 1.3 \times 0.44 = 0.57 \text{ s}$$

$$T_{\text{emprique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{emprique}} \\ 0.44 < 0.54 < 0.57$$

$$T_0 = T_{\text{emprique}} = 0.44 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}}(x) = 0.54 \text{ s}$$

$$T_{\text{emprique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} = 0.05 (18.36)^{3/4}$$

$$T_{\text{emprique}} = 0.44 \text{ s}$$

$$T = 1.3 T_{\text{emprique}} = 1.3 \times 0.44 = 0.57 \text{ s}$$

$$T_{\text{emprique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{emprique}}$$

$$0.44 < 0.54 < 0.57$$

$$T_0 = T_{\text{emprique}} = \mathbf{0.44s}$$

IV.5.1. Calcul de la force sismique totale

$$\lambda = 0.85 \rightarrow 0.44 \text{ s} < 2 \times 0.57 = 1.14 \text{ s}$$

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

$$W_{Gi} = 28627.79 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 3622.42 \text{ KN}$$

$$\psi = 0.2$$

$$W_i = 28627.79 + 0.2(3622.42) = \mathbf{29352.27 \text{ KN}}$$

$$T_1 \leq T < T_2 : \frac{s_{ad}}{g}(T) = \text{A. I. S.} \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right]$$

$$A = 0.25$$

$$I = 1.3$$

$$S = 1$$

$$Q_F = 1$$

$$R = 4.5$$

$$\frac{s_{ad}}{g}(T) = 0.25 \times 1.3 \times 1 \times \left[2.5 \frac{1}{5.5} \right] = \mathbf{0.147}$$

$$V = \lambda \cdot \frac{s_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 \times 1.47 \times 29352.27 \rightarrow \mathbf{V = 3667.5KN}$$

Direction	0.8 V statique (KN)	V dynamique (KN)	Constatation
Sens x	2934	6452.96	Condition vérifié
Sens y	2934	6783.24	Condition vérifié

Tableau IV. 9 :La force sismique V dynamique à la base.

➤ Centre de masse et centre de torsion :

Plancher	X _G	Y _G	X _R	Y _R
RDC	13.04	8.49	13.01	10.74
1 ^{er} Etage	13.04	8.49	13.01	10.74

2 ^{eme} Etage	13.04	8.49	13.01	10.74
3 ^{eme} Etage	13.04	8.49	13.01	10.74
4 ^{eme} Etage	13.04	8.49	13.01	10.74
5 ^{eme} Etage	13.04	8.49	13.01	10.74

Tableau IV. 10 : Centre de masse et centre de torsion.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
RDC	0.00	0.00	1.30	0.96
1 ^{er} Etage	0.00	0.00	1.30	0.96
2 ^{eme} Etage	0.00	0.00	1.30	0.96
3 ^{eme} Etage	0.00	0.00	1.30	0.96
4 ^{eme} Etage	0.00	0.00	1.30	0.96
5 ^{eme} Etage	0.01	0.00	1.20	0.96

Tableau IV. 11 : Calcul de l'excentricité.

IV.5.2. Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme :

Plancher	U _x (cm)	U _y (cm)	V _x (kN)	V _y (KN)
RDC	0.2	0.1	6452.96	11403.96
1 ^{er} Etage	0.5	0.3	6248.36	11100.12
2 ^{eme} Etage	1	0.8	5739.53	10263.16
3 ^{eme} Etage	1.5	1.2	4952.18	8853.48
4 ^{eme} Etage	1.9	1.7	3791.09	6783.24
5 ^{eme} Etage	2.4	2.1	2230.97	3930.50

Tableau IV. 12 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme.

IV.5.3. Calcul de déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = \frac{R}{Qf} \delta ek$$

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 :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau I

	U_x (m)	δ_k (m)	$\Delta k(m)$	U_y (m)	δ_k (m)	$\Delta k(m)$	H/100	Constatation
RDC	0,002	0,002	0,002	0.001	0.001	0,001	0.306	C – V
1 ^{er} Etage	0,005	0.003	0,001	0.004	0.003	0,002	0.306	C – V
2 ^{eme} Etage	0.01	0,004	0,001	0.008	0.004	0,001	0.306	C – V
3 ^{eme} Etage	0,015	0,005	0,001	0.012	0.004	0,000	0.306	C – V
4 ^{eme} Etage	0,019	0,005	0,0	0.017	0.004	0,000	0.306	C – V
5 ^{eme} Etage	0,24	0,005	0,0	0.021	0.004	0,000	0.306	C – V

Tableau IV. 13: Vérification de déplacement.

IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

Vérification au renversement :

$\sum F_K \cdot h_K$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique avec :

F_K : La somme des forces sismique à chaque étage k

h_k : La hauteur d'étage k

$\sum W_K$: Le moment stabilisant sera calculé en compte le poids total de la construction

W_K :Le poids calculé à chaque niveau k : $W_K = W_{GK} + \beta W_{KQ}$

W_{KG} : Le poids du aux charges permanent

W_{KQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation

b_i : Le centre de gravité de la structure

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifie la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{\sum W_k \cdot b_k}{\sum F_k \cdot h_k} > 1.3$$

Sens x :

Plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \times h_k$
RDC	2862.71	13.04	34008.99	84.58	03.06	274.04
1 ^{er} Etage	2860.61	13.04	33984.05	214.43	06.12	1389.51
2 ^{eme} Etage	2815.41	13.04	33447.07	322.36	09.18	3133.34
3 ^{eme} Etage	2860.61	13.04	33984.05	430.86	12.24	5583.95
4 ^{eme} Etage	2858.49	13.04	33958.86	548.93	15.30	8892.67
5 ^{eme} Etage	2734.80	13.04	32489.42	654.48	18.36	12723.09
$\sum W_k \cdot b_i$			201872.44	$\sum F_k \cdot h_k$		31996.6
M_S	M_R		M_S/M_R	Constatation		
201872.44	31996.6		6.31	Condition vérifié		

Tableau IV. 14 : Vérification au renversement sens x.

Sens y :

Plancher	W_k (KN)	B_i (m)	$W_k \times B_i$	F_{ky} (KN)	h_k (m)	$F_{ky} \times h_k$
RDC	2862.71	8.49	29142.39	76.02	03.24	246.30
1 ^{er} Etage	2860.61	8.49	29121.01	196.7	6.12	1274.62
2 ^{eme} Etage	2815.41	8.49	28660.87	300.72	9.18	2923.00
3 ^{eme} Etage	2860.61	8.49	29121.00	409.43	12.24	5306.21
4 ^{eme} Etage	2858.49	8.49	29099.43	540.93	15.30	8763.07
5 ^{eme} Etage	2734.80	8.49	27840.26	680.21	18.36	13223.28
$\sum W_k \cdot b_i$			172984.97	$\sum F_k \cdot h_k$		31736.48
M_S	M_R		M_S/M_R	Constatation		
172984.97	31736.48		5.45	Condition vérifié		

Tableau IV. 15 : Vérification au renversement sens y.

IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

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 »,

$$(P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i))$$

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 ». Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets **P-Δ** peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\left(\frac{1}{1-\theta_k}\right)$
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens x :

Plancher	P _k (KN)	Δ _{kx} (m)	V _{kx} (KN)	h _k (m)	θ	Vérification
RDC	16992.63	0,01	2255.64	03.24	0.023	Ok
1 ^{er} Etage	14129.92	0,014	2171.06	03.24	0.028	Ok
2 ^{eme} Etage	11269.31	0,014	1956.63	03.24	0.025	Ok
3 ^{eme} Etage	8453.90	0,015	1634.27	03.24	0.024	Ok
4 ^{eme} Etage	5593.29	0,014	1203.41	03.24	0.020	Ok
5 ^{eme} Etage	2734.80	0,01	654.48	03.24	0.013	Ok

Tableau IV. 16 : Vérification vis avis de l'effet (P-Δ) sens x

Sens y :

Plancher	P _k (KN)	Δ _{ky} (m)	V _{ky} (KN)	h _k (m)	θ	Vérification
RDC	16992.63	0,005	2204.01	03.24	0.012	Ok
1 ^{er} Etage	14129.92	0,014	2127.99	03.24	0.029	Ok

2 ^{eme} Etage	11269.31	0,014	1931.29	03.24	0.025	Ok
3 ^{eme} Etage	8453.90	0,015	1630.57	03.24	0.024	Ok
4 ^{eme} Etage	5593.29	0,014	1221.14	03.24	0,020	Ok
5 ^{eme} Etage	2734.80	0,01	680.21	03.24	0.012	Ok

Tableau IV. 17 : Vérification vis avis de l'effet (P-Δ) sens y.

Donc : $\theta < 0.10$, on peut négligés l'effet du 2^o ordre (ou effet P-Δ) dans tous les niveaux du bâtiment.

IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3) du RPA (version 2024) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. Cette vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.35 \quad [3]2$$

Où :

N : est l'effort normal maximal, B est la section du poteau et F_{c28} représente la résistance caractéristique du béton.

Niveau	N° Poteau	Section(cm ²)	N _d (N)	N	$N \leq 0.35$
RDC	709	30*40	1889.64	0.063	Vérifiée

Tableau IV. 18 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

IV.6. Conclusion :

Après la modélisation de la structure, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2024, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE V :

Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction

La structure du présent projet est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable contreventée par voiles).

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 2010), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

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

V. 2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous la combinaison d'un effort tranchant et un moment fléchissant. Ce dernier, permet la détermination des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer des armatures transversales.

Les poutres seront étudiées selon les dispositions des règles BAEL91 [1], et les exigences du RPA99 (version2024) [3]. Elles sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1.5Q$(E.L.U)
- $G+Q$(E.L.S)
- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 1.3E_x$(selon RPA99/version2024)
- $G + 0.2Q \pm 1.3E_y$(selon RPA99/version2024)

	γ_b	γ_s	θ	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	F_e	σ_s (MPa)
Situation Sismique	1.15	1.00	0.85	25	21.74	400	400

Situation Durable	1.50	1.15	1.00		14.17		348
----------------------	------	------	------	--	-------	--	-----

Tableau V. 1: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

V.2.1. Sollicitations du calcul

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2014 :

- **Poutre principale (30×40)**

	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{Acc}
En appuis	-106.96	-78.31	-167.71
En travée	12.49	9.01	144.18

$$V_{u \max} = 90.37 \text{ (KN)}$$

Tableau V.2 : Sollicitations maximales de calcul (Poutres principales).

- **Poutre secondaire (30×35)**

	M_{ELU}	M_{ELS}	M_{Acc}
En appuis	-72.09	-52.72	-106.74
En travée	20.36	14.84	91.06

$$V_{u \max} = 87.90 \text{ (KN)}$$

Tableau V. 3 : Sollicitations de calcul (Poutres secondaires).

V-2-2-1 Le ferrailage à l'ELU :

- **Disposition constructive :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

-Le diamètre minimum est de 12 mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone V.

a Ferrailage en travées :

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 36 \text{ cm} \quad d' = 4.5 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15 \quad \sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

-Calcul le moment réduit (μ)

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.49 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.023$$

-Calcul le moment limite (μ_l) :

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

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}} \quad \text{avec :} \quad \varepsilon_{bc} = 3.5\%$$

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.73\text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.73} = 0.67$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.67 [1 - (0.4 \times 0.67)] = 0.392$$

$$\mu = 0.023 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire}$$

$$0 < \mu = 0.084 < 0.186 \quad \text{donc: pivot A}$$

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

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

-La section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times Z} = \frac{12.49 \times 10^3}{0.988 \times 360 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

-La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle d'RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millième.

$$A_{smin} = \max \left\{ 0.005 b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{smin} = \max \left\{ 0.005 \times 30 \times 40; \frac{30 \times 40}{1000}; 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{smin} = \max\{6; 1.2; 1.30\} = 6.75 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{smin}\} = \max\{1.01; 6\}$$

On adopte : $A_s = 6 \text{ cm}^2$

-Armature principale :

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } \mathbf{3HA12 + 3HA12} \quad (A_{sad} = 6.79 \text{ cm}^2)$$

-Pourcentage maximal d'après le RPA2024 :

$$4\% \text{ b h en zone courante } (A_{smax} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2) \dots\dots\dots \text{CV.}$$

6 % b h en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$) CV.

b Ferrailage en appuis:

$$\gamma_b = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15 \quad \sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

-Calcul le moment réduit (μ)

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{106.96 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.194$$

-Calcul le moment limite (μ_l) :

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.194 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Donc : l'acier comprimé n'est pas nécessaire}$$

$$0 < \mu = 0.194 < 0.186 \quad \text{donc: pivot A}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.272$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.891$$

-La section fictive de l'acier tendue :

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta} = \frac{106.96 \times 10^3}{0.891 \times 360 \times 348} \rightarrow A_s = 9.58 \text{ cm}^2$$

-La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle d'RPA (Art 7.5.2.1) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millième.

$$A_{s \min} = \max\{6; 1.2; 1.30\} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max\{A_s; A_{s \min}\}$$

$$\text{On adopte : } A_s = 9.58 \text{ cm}^2$$

-Armature principale :

$$A_s = 9.58 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } 4\text{HA}12 + 4\text{HA}14 (A_{s \text{ ad}} = 10.68 \text{ cm}^2)$$

-Pourcentage maximal d'après le RPA 2024 :

4 % b h en zone courante ($A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$) CV.

6 % b h en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$) CV.

V.2.2.2.Vérification de l'effort tranchant à ELU :

Selon le BAEL91 modifié 99. On doit vérifier la condition ci-après

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

La fissuration est considérée comme non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5} = 3.333\text{MPa}; 5\text{MPa}\right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{90.37 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.837 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.05\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.333\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

-L'espace des armatures transversales :

D'après RPA 2024 article (7.5.2.2)

Dans les zones nodales :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_L\right\}$$

$$S_t = \min\left\{\frac{40}{4} = 10; 12 \times 1.2\right\} = 10 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10\text{cm}$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15\text{cm}$

-Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{b.s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3f_{cj}k)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec :

$$\begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90 \text{ pour les armature droite} \end{cases}$$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3f_{cj}k)b.s_t}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} = \frac{1.15(0.837 - 0.3 \times 2.1)30 \times 15}{0.9 \times 400 \times 1}$$

$$A_t \geq 0.30\text{cm}^2$$

On adopte : un cadre de $\Phi 8$ et une épingle de $\Phi 8$

D'après le RPA2024 :

La quantité d'armatures transversales minimales est de : $A_t \geq 0.3\% St b$

$$A_t = 0.30 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

V.2.2.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

a En travée :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 - \eta A_s (d - y) = 0$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \text{ (d'après le BAEL)} \\ A_s = 6 \text{ cm}^2 \\ d = 36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

$$\frac{300}{2} y^2 - 15 \times 600 (360 - y) = 0$$

$$150 y^2 + 9000 y - 3240000 = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 20250000 \rightarrow y = 120 \text{ mm.}$$

-Moment d'inertie:

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta (d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 300 \times 120^3 + 15 \times 600 (360 - 120)^2$$

$$I = 691200000 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.01 \times 10^6}{691200000} \times 120$$

$$\sigma_{bc} = 1.56 \text{ Mpa.}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 1.56 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}.$$

b En appuis :

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 - \eta A_s(d - y) = 0$$

$$\frac{300}{2}y^2 - 15 \times 958 \times (360 - y) = 0$$

$$\rightarrow 150y^2 + 14370y - 5173200 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 331041.16$$

On prend : $y = 143.89 \text{ cm}$.

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d - y)^2 A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 300 \times 143.89^3 + 15 \times 958(360 - 143.89)^2$$

$$I = 969044390.9 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{78.31 \times 10^6}{969044390.9} \times 143.89$$

$$\sigma_{bc} = 11.63 \text{ Mpa}.$$

Donc : $\sigma_{bc} = 11.63 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}.$

V.2.2.4 Vérification de la flèche à l'ELS :

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont dictées pour le cas des poutres, par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié 99 comme suit :

Donc :

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.40}{4.55} = 0.089 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{c.v.} \\ \frac{6}{30 \times 36} = 0.00055 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv} \\ \frac{0.40}{4.55} = 0.089 \geq \frac{1 \times 12.49}{10 \times 4.80} = 0.260 \dots \dots \dots \text{c.v} \end{array} \right.$$

V.2.2.5 Schéma du ferrailage (poutre principale) :

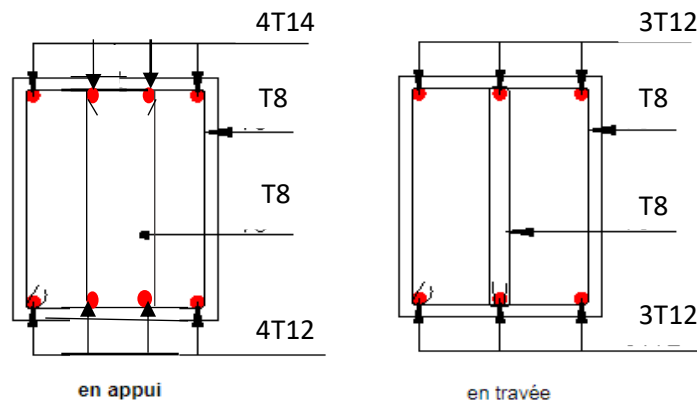


figure V. 1:Schéma du ferrailage de la poutre principale.

V.2.3. Les poutres secondaires :

V-2-3-1 Le ferrailage à l'ELU :

Les résultats du ferrailage de la poutre secondaire est représentés sur le tableau suivant :

Section (cm ²)	Position	M Max(KN.m)	A _{Scalculé} (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)	A _{Sadopté}	Barres
30× 35	En travée	20.36	1.91	5.25	6.79	6HA12
	Sur appui	72.09	7.26	7.26	7.70	5HA14

Tableau V.4: Le ferrailage de la poutre secondaire.

-L'espacement des armatures transversales

Dans les zones nodales :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L \right\}$$

$$S_t = \min \left\{ \frac{40}{4} = 10; (12 \times 1.2) = 14.4 \right\} = 10\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 10\text{cm}$

En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 15\text{cm}$

-Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{b.s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}k)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

On adopte : un cadre de $\Phi 8$ et un épingle de $\Phi 8$ ou $A_t = 1.45 \text{ cm}^2$.

Vérification de l'effort tranchant à ELU :

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

$$\tau_u = \frac{84.10 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.77 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0.77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

V-2-3-1 Vérification des contraintes à l'ELS :

a En travée :

$$y = 104.36 \text{ mm}$$

$$I = 455654076.2 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14.84 \times 10^6}{455654076.2} \times 104.36$$

$$\sigma_{bc} = 3.40 \text{ MPa}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 3.40 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

b En appuis :

$$y = 104.36 \text{ mm}$$

$$I = 455654076.2 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{52.72 \times 10^6}{455654076} \times 104.36$$

$$\sigma_{bc} = 12.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.07 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

V-2-3-2 Vérification de la flèche à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{4.35} = 0.080 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{c. v.} \\ \frac{5.17}{30 \times 31.5} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{cv.} \\ \frac{0.35}{4.35} = 0.080 \geq \frac{1 \times}{10 \times 67.25} = 0.085 \dots \dots \text{c. v} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

V-2-3-3 Schéma du ferrailage (poutre secondaire) :

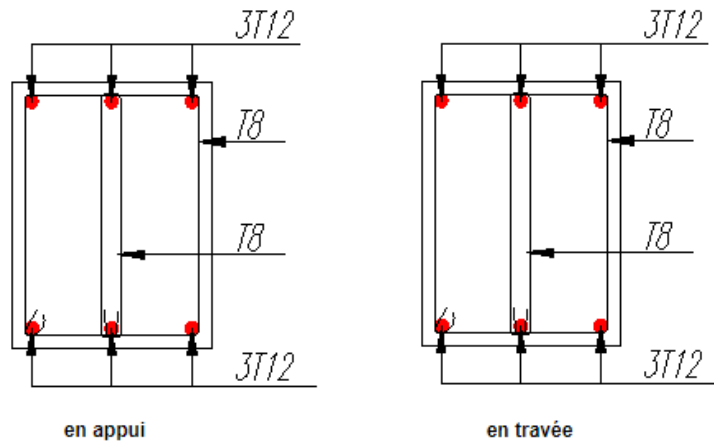


figure V. 2: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » Dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). Les armatures seront Calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus Défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : (RPA article 5.2.)

- $1,35G + 1,5Q$ (E.L.U)
- $G + Q$ (E.L.S)
- $G + 0,2Q \pm E_x \pm 0,3E_y$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0,2Q \pm 0,3E_x \pm E_y$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0,2Q \pm E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0,2Q \pm 0,3E_x \pm E_y \pm 0,3E_z$ (selon RPA99/version2024)
- $G + 0,2Q \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y \pm E_z$ (selon RPA99/version2024)

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$
- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

Recommandations du RPA 2024 :

Les armatures longitudinales : (article.7.4.2.1.)

D'après le **RPA 2024**, pour une zone sismique V, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par :

$A_{s \min} = 1\%bh$ en zone V

$$A_{s \min} = 0.01 \times 35 \times 35 = 12.25 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage maximal de RPA

4% en zone courante $A_{s \max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

8% en zone recouvrements $A_{s \max} = 0.08 \times 35 \times 35 = 98 \text{ cm}^2$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de $60 \varnothing$ en zone recouvrements(en zone V).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
15 cm (en zone V).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par : **l' et $l'.h'=2h$**

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

$(b_1 \times h_1)$: section de poteau

H_e : hauteur d'étage

Section armature selon l'RPA99V2003 :

$$A_{\min} = 8\% \times b \times a$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Section d'armature selon BAEL91 :

$$A_{\min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$$

$$A_{\min} = 5 \times \frac{B}{100}$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA 2024 et BAEL91 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après.

	Section	$A_{\min}$ BAEL	$A_{\max}$ BAEL	$A_{\min}$ RPA	$A_{\max}$ RPA	
					Zone Courant	Zone recouvrement
RDC a 5étage	30×40	2.4	60	9.6	48	72

Tableau V.5: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Les armatures transversales : RPA 2024 (article.7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totales de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad (\lambda_g \text{ élancement géométrique}) .$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

$$\begin{cases} \text{dans la zone nodale : } t \leq \min(10\emptyset_l, 15\text{cm}) & \text{En zone V} \\ \text{dans la zone courant : } t \leq 15 & \text{En zone V} \end{cases}$$

Où : $\emptyset_l$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales

Minimales $\left(\frac{A_t}{b_1 \times t}\right)$ est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\%(b_1 \cdot t) \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\%(b_1 \cdot t) \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

λg : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau $\rightarrow l_f = 0,707 l_0$

l_0 : Hauteur libre d'étage

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Calcul Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M). Les poteaux seront ferrillés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel ROBOT.

- Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G+Q±E**) suivants:

- Effort Normal,
- Effort Tranchant,
- Moment Fléchissant.

$$\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$N > 0$: Effort de compression.

$N < 0$: Effort de traction.

	Cas 1	Cas2	Cas 3	
	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	V_{max}
				ax

	N(K N)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
Poteau 30*40	1889.64	7.51	1008.5	37.15	530.2	1.8	22.8

Tableau V.6: Les sollicitations dans les poteaux.

$$b=30\text{cm} \quad h=40\text{cm} \quad d=36\text{cm} \quad d'=4\text{ cm}$$

Armatures longitudinales :

$$\text{Cas1 : } N_{\max} = 1889.94 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 7.51$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_G = \frac{M_{\text{Corr}}}{N_{\max}} = \frac{7.51}{1889.64} = 0.039 \text{ m} = 3.9 \text{ cm}$$

$$e_G = 3.9 \text{ cm} < \frac{h}{2} - d = \frac{40}{2} - 4 = 16\text{cm} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_f = 7.51 + 188.964 \times \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 37.74 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.04) \times 0.3 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3$$

$$A = 517.58 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - d') - M_f = 188.964 (0.36 - 0.04) - 37.74$$

$$B = 22.73 \text{ KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

$$\text{Alors : } N_u = 188.9 \text{ KN} \quad ; \quad M_f = 37.74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu_{ua} = \frac{37.74 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.069$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.089$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.089) = 347.1 \text{ mm}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{7.51 \times 10^6}{348 \times 347.1} = 62.17 \text{ mm}^2 = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_s} = 62.17 - \frac{188.96 \times 10^3}{348} = -480.82 \text{ mm}^2$$

La section non ferrillée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimal

$$A_{\text{min}} = \max \left\{ 0.008b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 9.6 \text{ cm}^2$$

Cas 2 :

$$N_{\text{min}} = 1008.5 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 37.15 \text{ KN.M}$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

Calcul de l'excentricité:

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_G = \frac{M_{\text{Corr}}}{N_{\text{max}}} = \frac{37.15}{1008.5} = 0.0368 \text{ m} = 3.68 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.0368 \text{ cm} < \frac{h}{2} - d = \frac{0.4}{2} - 0.04 = 0.16 \text{ m} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_f = 37.15 + 1008.5 \times \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 198.51 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.04) \times 0.3 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3$$

$$A = 517.58 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - d') - M_f = 1008.5(0.36 - 0.04) - 198.51$$

$$B = 124.21 \text{ KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

Alors : $N_u = 1008.5 \text{ KN}$; $M_f = 198.51 \text{ KN.m}$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu_{ua} = \frac{198.51 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.360$$

$\mu_{ua} = 0.360 < 0.493 \rightarrow$ section partiellement comprimé.

$0.360 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.588$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.588) = 275.532 \text{ mm}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{37.15 \times 10^6}{348 \times 347.04} = 387.44 \text{ mm}^2 = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_s} = 387.44 - \frac{1008.5 \times 10^3}{348} = -2509.11 \text{ mm}^2$$

La section non ferrillée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimal

$$A_{smin} = \max \left\{ 0.008b \cdot h; \frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 9.6 \text{ cm}^2$$

Cas 3 :

$$N_{min} = 530.2 \text{ KN} \quad M_{corr} = 1.80 \text{ KN.M}$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_G = \frac{M_{Corr}}{N_{max}} = \frac{1.80}{530.2} = 0.003 \text{ m}$$

$$e_G = 0.003 \text{ m} < \frac{h}{2} - d = \frac{0.4}{2} - 0.04 = 0.16 \text{ m} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_f = 1.80 + 530.2 \times \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 86.63 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.04) \times 0.3 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3$$

$$A = 517.57 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - d') - M_f = 530.2(0.36 - 0.04) - 86.63$$

$$B = 83.034 \text{ KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$\text{Alors : } N_u = 340.38 \text{ KN} \quad M_f = 86.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu_{ua} = \frac{86.034 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.156$$

$$\mu_{ua} = 0.156 < 0.493 \rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$\mu_{ua} = 0.156 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow \mu_{ua} < \mu_{lim}$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.213$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3293 \text{ m} = 329.3 \text{ mm}$$

Niveau	Section (cm ²)		Acal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
	H	B				
RDC à 5 étage	40	30	0.62	9.6	8HA14	12.30

Tableau V.7: Ferrailages longitudinaux des poteaux.

$$A_{calcul} = \frac{M}{\sigma_s z} = \frac{86.034 \times 10^6}{348 \times 329.3} = 750.76 \text{ mm}^2 = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_s} = 750.76 - \frac{530.2 \times 10^3}{348} = -772.803 \text{ mm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Armatures transversales : (RPA article.7.4.2.2)

Section d'armature :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

On calcul les armatures transversales du poteau de section (30×40) cm²

$$\phi_{lmin} = 1.65 \text{ m}$$

$$l_f = 0.707 \times l_0$$

$$l_f = 2.163 \text{ m}$$

V_u : Effort tranchant de calcul V_{max}.

h_1 : L'espace des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : L'espace des armatures transversales.

Calcul de l'espace :

Selon **RPA 2024** l'espace est pris égal à :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.6; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \rightarrow \text{zone nodal} \\ S_t \leq 15\phi_l = 15 \times 1.6 = 2.4\text{cm} \rightarrow \text{dans la zone courant} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{dans la zone nodal} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{dans la zone courant} \end{cases}$$

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à:

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élancement } \lambda g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élancement } \lambda g \leq 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\lambda g = \max\left[\frac{I_f}{a}; \frac{I_f}{b}\right]$$

Avec:

$$\lambda g = \frac{2.163}{0.3} = 7.21 \quad \text{ou} \quad \lambda g = \frac{2.163}{0.4} = 5.41$$

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 22.8 \times 10^3}{400 \times 400} \times 150 = 53.44 \text{mm}^2 = 0.53 \text{cm}^2$$

Calcul de la section de ferrailage transversale minimale A_{tm}

$$\text{Si } \lambda g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\%(b_1 \cdot t)$$

$$\text{Si } \lambda g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\%(b_1 \cdot t)$$

si $3 < \lambda g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédente.

b×h (cm ²)	V _{max} (KN)	l _f (m)	λ _g	ρ _a	S _t (cm)	A _t (cm ²)	A _{tmin}	A _{tadp}
30×40	22.8	2.163	7.21	2.5	15	0.53	1.35	6HA8=3.02

Tableau V.8: Les armatures transversales des poteaux.

- On adopte pour tous les étages : 6T8 = 3.02 cm²

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Article A7.1.3) .Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = 8 \geq \frac{\phi_{tmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \dots \dots \text{cv}$$

Vérifications nécessaires :

Vérification aux sollicitations tangentielles [BAEL91] :

La contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante BAEL(ArticleA.5.1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$$

τ_u: Contrainte de cisaillement

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

b : Largeur de la section du poteau

d : Hauteur utile de la section du poteau

Selon BAEL99 (ArticleA.5.1) : fissuration peu préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.333\text{MPa}$$

Selon RPA9 2024 :

$$\overline{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 1.875\text{MPa}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \lambda_g: \text{L'élancement du poteau}$$

Niveau	b×h	V _{max} (KN)	τ _u (MPa)	λ	$\overline{\tau}_{uRPa}$ (MPa)	$\overline{\tau}_{uBAEL}$ (MPa)	ρ _d	Observation
RDC à 5 étage	30×40	22.80	0.211	7.21	1.875	3.33	0.075	Cv

Tableau V. 9:Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Vérification de stabilité de forme : (CBA 93Article B.8.4.1)

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement.

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$L_f = 0,707L_0 = 2.163 \text{ m}$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h - 2)(b - 2) \quad \gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times \left(\frac{50}{35}\right)^2 & \text{pour } 5 < \lambda \leq 75 \end{cases}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

Niveau	$b \times h$ (cm ²)	L_0 (m)	L_f (m)	λ	α	B_r (m ²)	A (mm ²)	$\bar{N}$ (KN)	N_u (KN)	observation
RDC à 5 étage	30× 40	3.06	2.163	18.73	0.804	0.1064	1005	2968.92	537.65	cv

Tableau V.10 :Vérification des poteaux au flambement.

$$\bar{N} = 0.804 \left[\frac{10.64 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{10.05 \times 400}{1.15} \right]$$

$$\bar{N} = 2968.92 \text{ KN}$$

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 60 \phi_{l \max} \quad \text{En zone V}$$

$b \times h$ (cm ²)	ϕ_{lmin} (mm)	$60\phi_{lmin}$ (mm)
30 × 40	16	64

Tableau V.11:Longueur de recouvrement.

Représentation du ferrailage des poteaux :

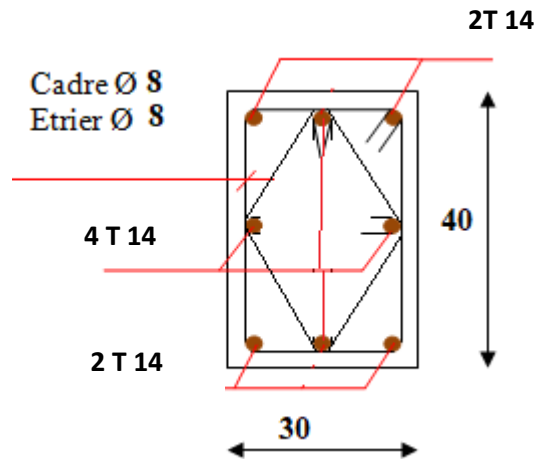


Figure V. 3:Schéma de ferrailage des poteaux.

V.4. Ferrailage des voiles

Les voiles sont soumis à des forces verticales « charges permanentes et surcharges d'exploitations » et à des forces horizontales « séisme ». Leur ferrailage s'effectuera selon le règlement CBA.93 [3] et règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché D.T.R : B.C.2.42 [7]. Les vérifications sont a faite selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2024 [4]. Ils sont sollicités à la flexion composée avec effort tranchant ramenant aux sollicitations suivantes :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action séismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

On devra disposer les armatures suivantes :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

V.4.1. Ferrailage des voiles

V.4.1.1. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.Y'}{I}$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

Y et Y' : bras de levier

$$Y=Y'=\frac{L_{voile}}{2}$$

A : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

Si σ_a et σ_b : ont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : possèdent des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : ont des signes différents on aura une section partiellement comprimée (SPC).

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par ; CBA [2] RPA 99 [3].

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

Avec :

l_w : longueur du voile

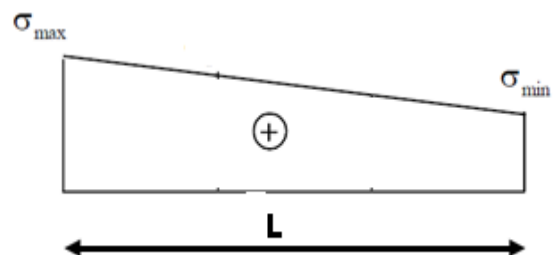
b_w : largeur de l'âme du voile

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

❖ Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression, la section d'acier sera celle exigée règlement parasismique algérien RPA 99 V 2024

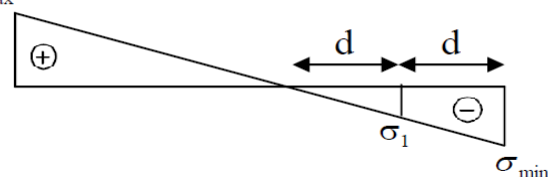


par le [4].

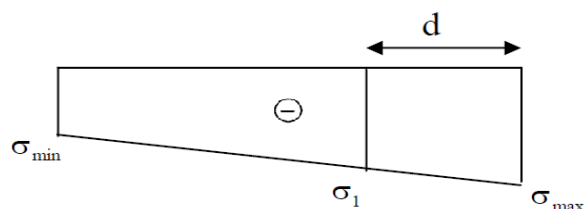
❖ Section partiellement comprimée : $\sigma_{\max}$

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



❖ Section entièrement tendue :



$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

V.4.1.2. Armature verticale

- Les armatures d'âme doivent être composées de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm.
- Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.
- 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.
- 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).

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il pourra reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99(Art 7.7.4.) et décrites ci-dessous :

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + (B \cdot f_{c28})}{\sigma_s}$$

B : section du voile

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

❖ Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

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

❖ Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

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

V.4.1.3. Armatures minimales

❖ Compression du béton :

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

B : section du béton comprimée.

❖ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times ft_{28}}{f_e}$$

B = section du béton tendue

V.4.1.4. 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 ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire :

D'après le BEAL 91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

D'après le RPA 2024 :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V_{u \text{ calcul}}$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

- Règles communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($\frac{b_w}{10}$).

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0.2%.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à $60\phi_l$ pour les barres situées dans la zone V

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

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4V_{u \text{ calcul}}$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue et celle des barres existantes.

Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10 mm avec une longueur minimum d'ancrage de (50ϕ) .

- Les combinaisons de calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en compte sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91

- $1.35 G + 1.5Q$ (ELU)
- $G + Q$ (ELS)

Selon le RPA version 2024

- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y$
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y$
- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$

V.4.4 Vérification

- Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma b} \text{ avec :}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + (15.A)} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2024 [4].

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \\ \tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} \end{array} \right.$$

$$T = 1.4 * V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 [1].

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{bxd}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable}$$

Nous proposons le calcul détaillé du voile le plus sollicité :

On a:

$$L = 4.80 \text{ m} ; a = 0.2 \text{ m} ; A = 0.96 \text{ m}^2 ; I = \frac{a.L^3}{12} = 0.38 \text{ m}^4 ; V = \frac{L}{2} = 2.4 \text{ m}$$

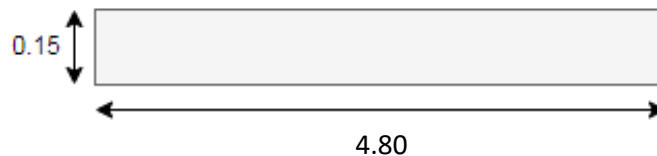


figure V.3: Les dimensions du voile étudié.

V-4-4-1 Détermination des sollicitations :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT (le voile le plus sollicité) :

	1.35G+1.5Q		G+Q-E _Y		0.8G+E _X	
Voile	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{corr} (KN)	N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.m)
V1	469.64	6.78	19.13	-70.94	33.22	13.74

Tableau V.12: Les sollicitations du voile le plus sollicité.

V-4-4-2 Armatures verticales :

On utilise la méthode des contraintes

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.Y}{I}$$

V-4-4-2-1 Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I} = \frac{469.64}{0.96} + \frac{6.78 \times 2.4}{0.38} = 532.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I} = \frac{469.64}{0.96} - \frac{6.78 \times 2.4}{0.38} = 446.39 \text{ KN/m}^2$$

σ_a, σ_b Sont de même signes, donc la section du voile est entièrement tendue.

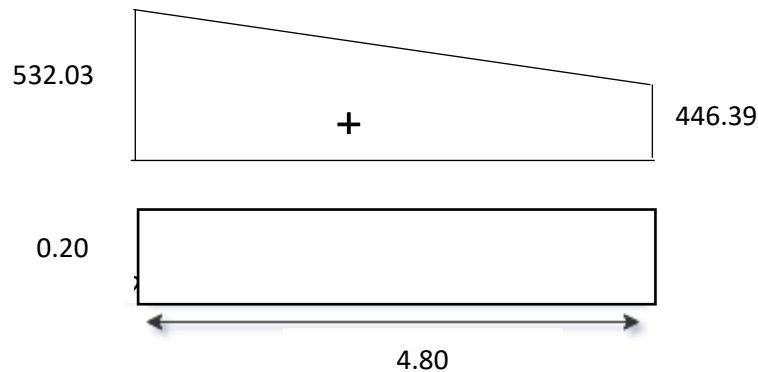


figure V.4: Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.

V-4-4-2-2 Section entièrement tendue :

Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue (L_t) est égale à (L) l'effort de traction est égal à :

$$T = \frac{\sigma_a + \sigma_b \times L \times a}{2} = \frac{532.03 + 446.39 \times 4.80 \times 0.2}{2} = 469.64 \text{ KN}$$

La section d'armature est :

$$A_s = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{469.64}{400} = 1.14 \text{ cm}^2.$$

V-4-4-2-3 Armature vertical :

$$A_v = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{113996.58}{400} = 284.99 \text{ mm}^2 = 2.85 \text{ cm}^2.$$

$$(A_v / m) / \text{Face} = (2.85 / 4.80) / 2 = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

V-4-4-2-4 Armature minimale du RPA 2024:

-Selon RPA99/V2024 :

- Longueur de la zone tendue :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) = (0.15 * 4.80; 1.5 * 0.2) = 0.72 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4.80 - 0.72 = 4.08 \text{ m}$$

$$d = \min [h_e/2 ; (2/3) L_c] = 0.16 \text{ m} = 16 \text{ cm}$$

On prend :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande } d = 0.16 \text{ m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande } d' = 1.10 \text{ m}$$

• **Le ferrailage de la 1^{ère} bande :**

$$\sigma_1 = \sigma_b(LT - d)/LT = 446.39 (4.08 - 0.16)/4.08 = 428.88 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} (\sigma_b + \sigma_1) \cdot d \cdot e = \frac{1}{2} (446.39 + 428.88) \cdot 0.16 \cdot 0.20 = 14.00 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour 1^{ère} bande est :

$$A_1 = N_{u1}/\sigma_s = (14.00 \cdot 10^3)/400 = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ Mpa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d \times e = 0.002 \cdot 16 \cdot 20 = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d \cdot e) \cdot f_{t28}/f_e = 16 \cdot 20 \cdot 2.10/400 = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{S1} = 1.68 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

• **Le ferrailage de la 2^{ème} bande :**

$$\sigma_2 = \sigma_b \cdot (LT - d - d')/LT = 308.53 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot d' \cdot e = \frac{1}{2} (428.88 + 0.00) \cdot 1.10 \cdot 0.20 = 248.37 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour 2^{ème} bande est :

$$A_2 = N_{u2}/\sigma_s = (248.37 \cdot 10^3)/400 = 6.20 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \cdot d' \cdot e = 0.002 \cdot 110 \cdot 20 = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d' \cdot e) \cdot f_{t28}/f_e = 245 \cdot 20 \cdot 2.10/400 = 11.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = 11.55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 4 \text{ HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL :

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d' \cdot e) \cdot f_{t28}/f_e = 245 \cdot 20 \cdot 2.10/400 = 11.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = 11.55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 4 \text{ HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times A \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.89 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{ CV}$$

Les sections de calcul sont obtenues pour les sollicitations défavorables prescrites dans le tableau ci- dessus.

	Cas2	Cas3
Effort normal N(KN)	-70.94	33.22
Moment de flexion (KN.m)	19.13	13.74
$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M.y}{I}$ (MPa)	46.93	121.38
$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M.y}{I}$ (MPa)	-194.72	-52.18
La longueur de la zone tendue Lt(m).	4.80	4.80
Effort de traction T(KN).	166	169.64
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (MPa); $\gamma_s = 1$	400	400
Section d'armature Avt (cm ²).	3.29	2.08
ARPAmin= 0.2%.a.Lt (cm ²).	3.45	9.75
Amin = $0.23 \times A \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ cm ²	5.88	5.88

Tableau V.13 : Les sollicitations et les sections de calcul du voile le plus sollicité.

V-4-4-2-5 Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA2024 :

$$S_t \leq (1.5a ; 30) \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$ Dans la zone courante.

Dans notre cas :

$$\text{La zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{4.80}{10} = 0.48\text{m}$$

$$S_a = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm Dans la zone d'about.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) = \max (11.45; 9.75 ; 5.89)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 11.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone d'about : } 2 \times 2\text{T12} \rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } 2 \times 4 \text{ T12} \rightarrow A_s = 9.04 \text{ cm}^2$$

V-4-4-3 Ferrailage Horizontal :

Selon le BAEL :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{12.18}{4} = 3.045 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon RPA :**

$$A_{\min} = 0.23\% \text{ a. } h = \frac{0.23}{100} \times 0.15 \times 3.06 = 6.89 \text{ cm}^2 \text{ Globalement dans la section des voiles.}$$

$$A_h = \max [ARPA ; ABAEL] = \max (6.89 , 3.045) = 6.89 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA14 ($A_{\text{adoptée}} = 7.70 \text{ cm}^2$)

V-4-4-4 Ferrailage transversal :

Dans la zone courante et la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour attacher les aciers de flexion, et pour garder un espacement constant entre les nappes d'acier. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré

V-4-4-5 Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2) . La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{v}{b_0 \times d} = 1.4 \times \frac{166 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 480} = 2.69 \text{ MPa}$$

D'après l'article 7.7.2. La contrainte limite est :

$$\overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \overline{\tau_b}$

$$\tau_b = 2.69 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

V-4-4-6 Vérification à L'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

B : : section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service sous (G+Q)

$$\sigma_{bc} = \frac{498.32 \times 10^3}{150 \times 306 + 15 \times 12.18 \times 10^2} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.77 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

V.4.5 Schéma du ferrailage :

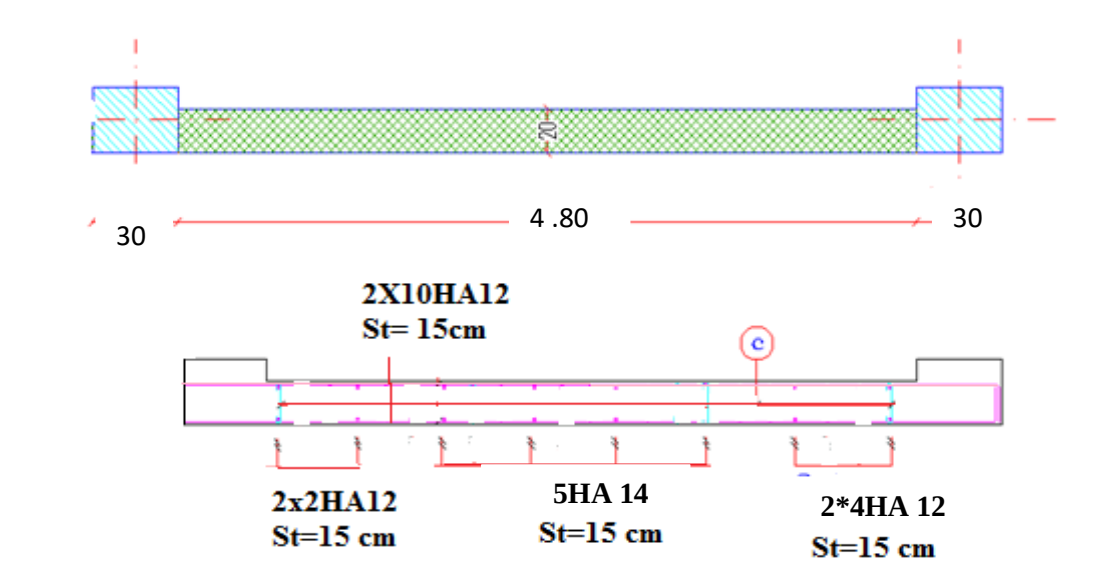


figure V. 5:Schéma du ferrailage des voiles.

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

VI.2. Rôle de fondations

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes : Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.

Assurent la liaison avec le sol pour transmettent et repartissent les efforts de la superstructure.

Les fondations supportent différentes charges telles que :

a. Les charges verticales :

- ✓ **Les charges permanentes** : telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs.
- ✓ **Les charges variables** : telles que le poids des meubles, le poids des personnes, le poids de la neige.

b. Les charges horizontales (ou obliques) :

- ✓ **Les charges permanentes** : telles que la poussée des terres.
- ✓ **Les charges variables** : telles que la poussée de l'eau ou du vent.

Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur et un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est à dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface.

- ✓ Elles jouent un rôle d'appuis.
- ✓ Limiter les tassements différentiels a une valeur acceptable.

Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.3. Contrainte admissible du sol

Il faudra toujours s'assurer que la pression exercée par la fondation sur le sol est inférieure à la pression que peut supporter le sol (contrainte admissible " σ_{adm} "). La pression que peut supporter le sol a été déterminée grâce aux essais de reconnaissance de sol.

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- ✓ Poids spécifique du sol γ_d .
- ✓ Poids spécifique des grains γ_s .
- ✓ Cohésion non drainée **Cu**.
- ✓ Angle de frottement effectif ϕ .
- ✓ Selon le rapport géotechnique, le sol destiné à recevoir le bâtiment est considéré comme un site meuble (**S3**), avec une Contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 2.0$ bar.
- ✓ La profondeur de la fondation(D) doit être supérieure à $\frac{H}{10}$.

Avec :

H: Hauteur totale du bâtiment H =18.36m.

$$D \geq \frac{H}{10} = \frac{18.36}{10} = 1.84 \text{ m.}$$

Le bon sol existe à une profondeur de 1.50 m(après l'étude géotechnique). Finalement on prend dans les calculs une profondeur des fondations D = 2 m.

VI.4. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- ✓ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- ✓ Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais, etc.).

VI.5. Type des fondations

a. Fondations superficielles

Les fondations sont dites superficielles si la condition suivante est respectée: $\frac{D}{B} < 4$

Avec :

D :la distance entre le dessous de la fondation et le niveau fini du sol.

B : largeur de la fondation.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- **Les semelles isolées** : placée sous un poteau,
- **Les semelles filantes** : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés,
- **Les radiers**.

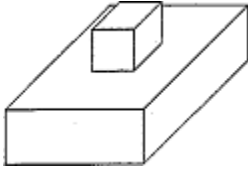


Figure 1.a Semelle isolée.

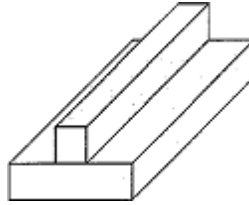


Figure 1.b Semelle filante.

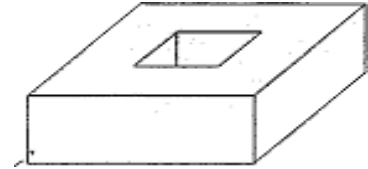


Figure 1.c Radier.

Figure VI.1 Les fondations superficielles.

b. Fondations profondes:

Les fondations sont dites profondes si une des deux conditions suivantes est respectée :

$$\frac{D}{B} < 1.50 \text{ ou } D < 3\text{m}$$

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux (fondations profondes).
- Les puits (fondations semi profondes).

VI.6. Choix du type des fondations :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

On vérifie dans l'ordre suivant : Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Le choix du type de fonctions dépend de plusieurs paramètres dont les plus importants sont notamment :

- ✓ La capacité portante de terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.
- ✓ Le type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- ✓ Assurer la sécurité des habitants et la stabilité totale de l'ouvrage.
- ✓ Solution facile à réaliser et économique.

VI.7 Calcul des fondations

a. Combinaison d'action :

- b. D'après la réglementation, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

c. D'après le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{array} \right. \quad [1]$

d. D'après le RPA99 /2024 : $\left\{ \begin{array}{l} G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_x \\ G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_y \\ G + 0.2Q \pm 1.4 E_x \\ G + 0.2Q \pm 1.4 E_y \end{array} \right. \quad [3] \text{ (Art 5.7)}$

e. Etude du voile périphérique:

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher de base, d'après l'article 10.1.2 du RPA92024, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- ✓ Les armatures sont constitués deux nappes d'armatures (symétriques) placées conformément au schéma de la figure ci-dessous:

Le pourcentage minimal des armatures horizontales et verticales doit être de 0,10% dans les 2 sens.

$$A_{\min}(\text{verticale}) = A_{\min}(\text{horizontale}) = \frac{0.1}{100} (bh)$$

❖ **Dimensionnement et ferrailage du voile périphérique :**

Le voile périphérique de la tour présente les dimensions suivantes :

- ✓ Hauteur = 2m.
- ✓ Epaisseur = 0,15m.

Pour le ferrailage, voile sera armé dans chaque sens (vertical et horizontal) d'au moins 0,1% de sa section ; soit :

$$A_{\min}(\text{verticale}) = A_{\min}(\text{horizontale}) = 0.1 \% (b * h) = \frac{0.1}{100} (15 * 200) = 3 \text{ cm}^2$$

D'où une section d'armatures par mètre linéaire constituée de 5HA10/ml avec espacement

$e = 20 \text{ cm}$. Etant exposé parfois à l'eau, les armatures seront placées à 3cm des parois externes.

Le schéma de ferrailage du voile est représenté à travers la figure suivante:

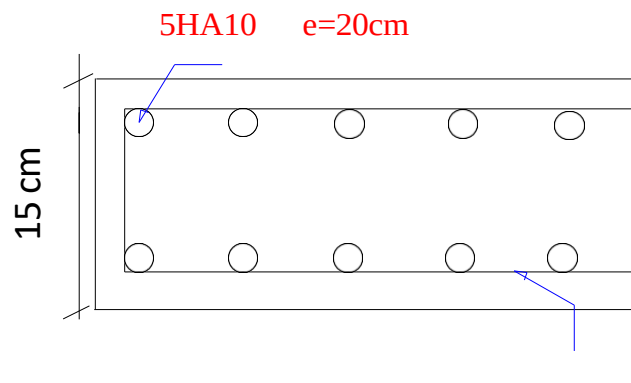


Figure VI.2 Coupe du schéma de ferrailage du voile périphérique.

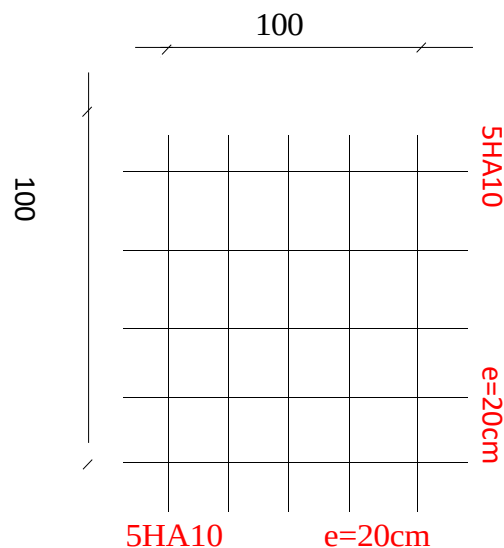


Figure VI.3 Vue longitudinale du schéma de ferrailage du voile périphérique.

a. La surface des semelles

La surface de la semelle doit être suffisante pour répartir sur le sol, les charges apportées par les porteurs verticaux.

Répartir une force sur une surface, c'est exercer une pression :

$$\sigma = \frac{N}{S_{semelle}}$$

- ✓ Pour le dimensionnement de la surface au sol ; Les semelles de fondations sont calculées à l'E.L.S.
- ✓ La capacité portante du sol doit être supérieure à la pression exercée par les fondations.

La surface S d'une semelle s'exprime :

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{semelle} \geq \frac{N_{ser\ total}}{\sigma_{sol}}$$

Dont :

- ✓ N_{ser} : La somme des efforts amenés par l'ouvrage sur toutes les semelles à partir de la combinaison de L'ELS.
- ✓ σ_{sol} : Contrainte admissible du sol en bars = 2 bar = 20t/m².
- ✓ $S_{semelle}$: Surface total des semelles (A × B).
- $N_{sertotal} = 29352.27 \text{ KN} = 2935.227 \text{ t}$.
- $\bar{\sigma}_{sol} = 20 \text{ t/m}^2$ (donnée par le rapport géotechnique).
- $S_{semel} \geq \frac{2935.227}{20} = 146.76$

La surface totale du bâtiment est : $S_{bat} = 514.8 \text{ m}^2$.

Donc :

$$\frac{146.76}{514.8} = 0.30 \% < 50 \%$$

VI.7.1 Semelles isolées :

✓ Pré-dimensionnement :

On adoptera une semelle homothétique à celles du poteau, c'est-à-dire le rapport de (A/ B) est égal au rapport (a / b) : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

$$\text{D'où } \geq \frac{N}{S_{sol}} ; \sigma_{sol} = 2\text{bars}$$

On donne une valeur a A on trouve B

$$A = \frac{b \cdot a}{b} = \frac{\frac{S}{A} \cdot a}{b}$$

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant un effort normal :

$$N = 1889.64 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{1889.64}{20} \rightarrow S = 94.48 \text{ m}^2 \rightarrow A = B = \sqrt{94.48} = 9.72 \text{ m} \rightarrow B = 9.72 \text{ m}$$

1) Vérification de la mécanique des sols :

Il faut vérifier que :

$$L_{\min} \geq 1.5 \times B$$

Tel que $L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :

$$1,5 \times B = 14.58 \text{ m} > L_{\min} = 3.45 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifie.}$$

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI .7.2 Semelles Filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

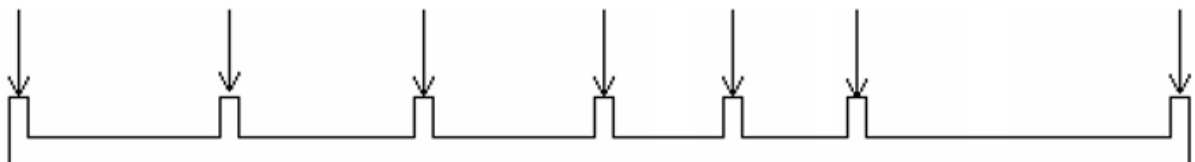


Figure VI- 1:semelles filantes.

A) Semelle filante sous voile :

A-1 Pré – dimensionnement de la semelle filante sous voile :

$$S = B \times L \rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

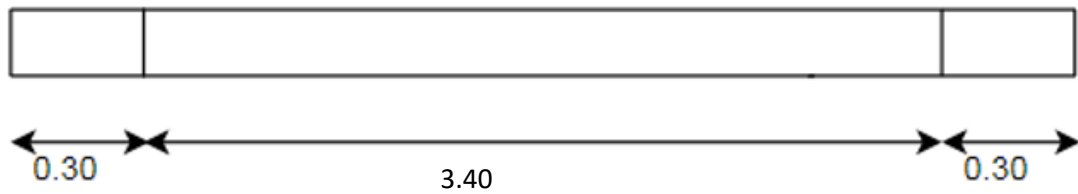


Figure VI-5: semelles filantes sous voile.

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

D'où :

$$B \geq \frac{1889.64}{3.40 \times 20} \rightarrow \text{Soit : } B = 2.77 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = \frac{277 - 20}{4} = 64.25 \text{ cm}$$

On prend $d = 25 \text{ cm}$.

$$h_t = d + 5 \rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$$

A-2 Ferrailage Semelle filante sous voile :

$$N = 165.53 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{sol}} = \frac{165.53 \times (277 - 20) \times 10^3}{8 \times 250 \times 2000} = 10.64 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6\text{HA}14 = 12.06 \text{ cm}^2 ; \text{ Esp} = 15 \text{ cm}$$

A-3 Ferrailage transversales :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{12.06}{4} \Rightarrow A_t = 3.015 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 ; \text{ Esp} = 20 \text{ cm}$$

VI.8 Ferrailage de la semelle filante sous voile

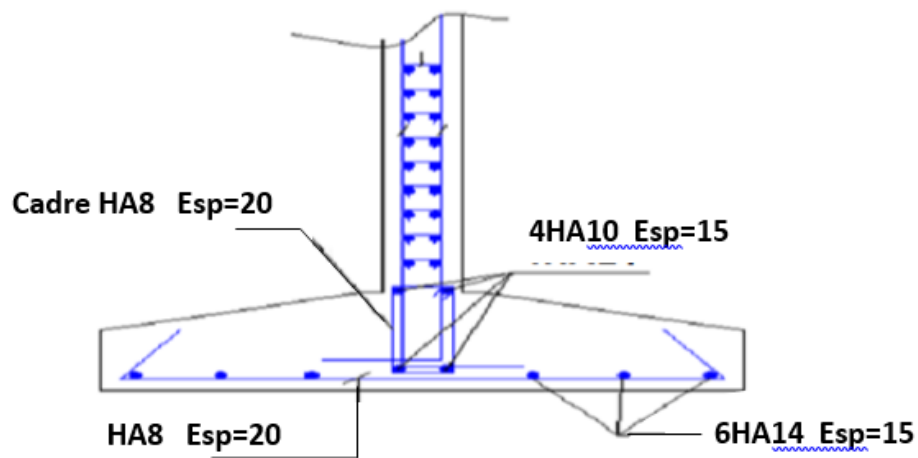


Figure VI- 6:Ferrailage de la semelle filante sous voile.

B) Semelle filante sous 2 poteaux :

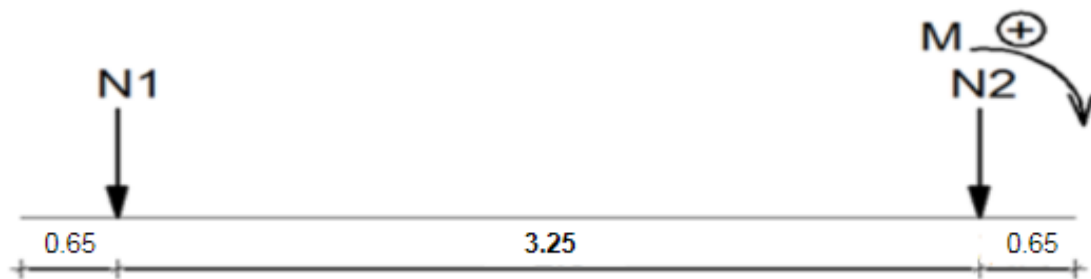


Figure VI-7:Semelle filante sous 2 poteaux.

$$N_1 = 332.2 \text{ KN}$$

$$N_2 = 165.53 \text{ KN}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{\text{tot}}}{\sigma_{\text{sol}} \times B} = \frac{497.73}{200 \times 2.77} = 0.898 \text{ m}$$

$$M_1 = 0 \rightarrow N_2 \times 3.9 - R \times L = 0$$

$$L = \frac{0.898}{2} - 0.4 = 0.05 \text{ m}$$

$$R = \frac{N_2 \times 3.9}{L} = \frac{165.53 \times 3.9}{0.05} = 12911.34 \text{ KN}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_a = \frac{R}{A} \times \frac{(L)^2}{2} = \frac{12911.34}{0.898} \times \frac{(0.05)^2}{2} = 17.97 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur travée :**

$$M_{(x)} = \frac{R}{A} \times \frac{(X)^2}{2} - N(x - L)$$

$$X = N_1/q \Rightarrow q = \frac{R}{A} \Rightarrow X = 0.023 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = \frac{R}{A} \times \frac{(X)^2}{2} - N(x - L)$$

$$M_{(x)} = \frac{12911.34}{0.898} \times \frac{(0.023)^2}{2} - 332.2(0.023 - 0.05) = 12.77 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_g = q \times L = 598 \times 0.05 = 29.9 \text{ KN}$$

$$T_d = (q \times L) - N_1 = 29.9 - 332.2 = -303 \text{ KN}$$

B-1 Ferrailage :

- $M_a = 17.97 \text{ KN.m}$
- $M_t = 12.77 \text{ KN.m}$
- $T = 480.26 \text{ KN}$

➤ **En travée :**

$$M_t = 12.77 \text{ KN.m}$$

$$B = 277 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{12.77 \times 10^6}{14.16 \times 277 \times 35^2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.77 \times 10^6}{0.99 \times 350 \times 348} = 10.59 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\mathbf{10HA12 = 11.31 \text{ cm}^2}$$

➤ **En appui :**

$$M = 17.97 \text{ KN.m}$$

$$B = 277 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{17.97 \times 10^6}{14.16 \times 277 \times 350^2} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.047$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9812$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.97 \times 10^6}{0.96 \times 350 \times 348} = 15.36 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$\mathbf{8HA16 = 16.08 \text{ cm}^2}$$

B-2 Ferrailage transversal :

$$N_{TOT} = 497.73 \text{ KN}$$

$$N/m_l = \frac{N_{TOT}}{A} = \frac{497.73}{0.898} = 554.265 \text{ KN/m_l}$$

$$A_s = \frac{N \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{554.265 \times (277-30)}{8 \times 40 \times 348} = 1.23 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA6=1.70 cm²** **esp= 20 cm par 1 ml**

VI-1 Calcul de 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 (F). Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles les unes par rapport aux autres.

• Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA 2024(art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3.
- (30x30) cm².....site de catégorie S4.

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (40x30) cm².

• Ferrailage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_s = 0,6\% \times (b \times h)$$

$$A_s = 0,006 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_s = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **A_s = 9,24 cm² ⇒ (3HA14 + 3HA14)**

• Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A \geq \min(0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e})$$

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

$$A \geq \min(0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400})$$

$$A \geq 130 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopté}} \Rightarrow 1.3 < 9.24 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

• L'espacement:

$$S_t \leq \min(0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(36 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 36 \text{ cm}$$

On prend: S_t = 15 cm

- **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot s_t} \leq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t \leq \frac{0.4 \cdot b \cdot s_t}{f_e} \Rightarrow A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte: 2AH8 ($A = 1.01 \text{ cm}^2$)

- **Armatures longitudinales :**

Les longrines doivent calculées pour résiste a la traction sous l'action d'une force et égale a :

$$F = \frac{N_u(\max)}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

$$F = \frac{332.2}{12} = 27.68 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$N_u(\max)$: Effort normale ultime de poteau plus sollicité

α : Coefficient de fonction de la zone sismique et la catégorie de site considérée.

D'après (RPA 2024) :

$\alpha = 12$ (Catégorie s_3 , zone V)

- Disposition des armatures dans la longrine

VI.9 Schéma de ferrailage :

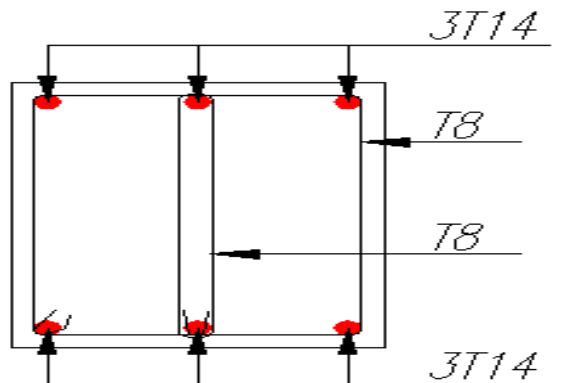


Figure VI- 8:Schéma de ferrailage de la longrine.

VI.10 Conclusion :

Le calcul des fondations est une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure et l'importance des charges à transmettre au sol d'assise.

Le type de fondation choisie est les semelles filantes après une justification de non adoption des semelles isolées et du radier général, non r

Conclusion générale

Conclusion générale

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul. En effet, on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul a extrêmement facilité la conception et le calcul des structures. Ces logiciels peuvent même déduire les sections d'acier nécessaires selon les instructions des règlements prédéfinis dans leur base de données. Le calcul manuel réalisé durant notre travail est effectué juste pour mettre en évidence les compétences théoriques accusées pendant notre parcours de formation.

Ce travail nous a permis alors d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus d'un part et de maîtriser l'utilisation de logiciels Autodesk ROBOT qui est très pratique pour les bâtiments de l'autre part.

A travers l'étude de notre projet de fin d'étude, on peut conclure par les points suivants :

- La modélisation doit, autant que possible, contenir tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement plus proche de la réalité.
- L'existence des voiles dans la structure permet la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux moins sollicitées. Par conséquent, un ferrailage avec le minimum exigé par RPA.
- La disposition adéquate des voiles joue un rôle major sur la stabilité de la structure vis-à-vis le séisme.
- Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour certain cas, surtout ceux similaire à la structure de notre étude.

Liste des références

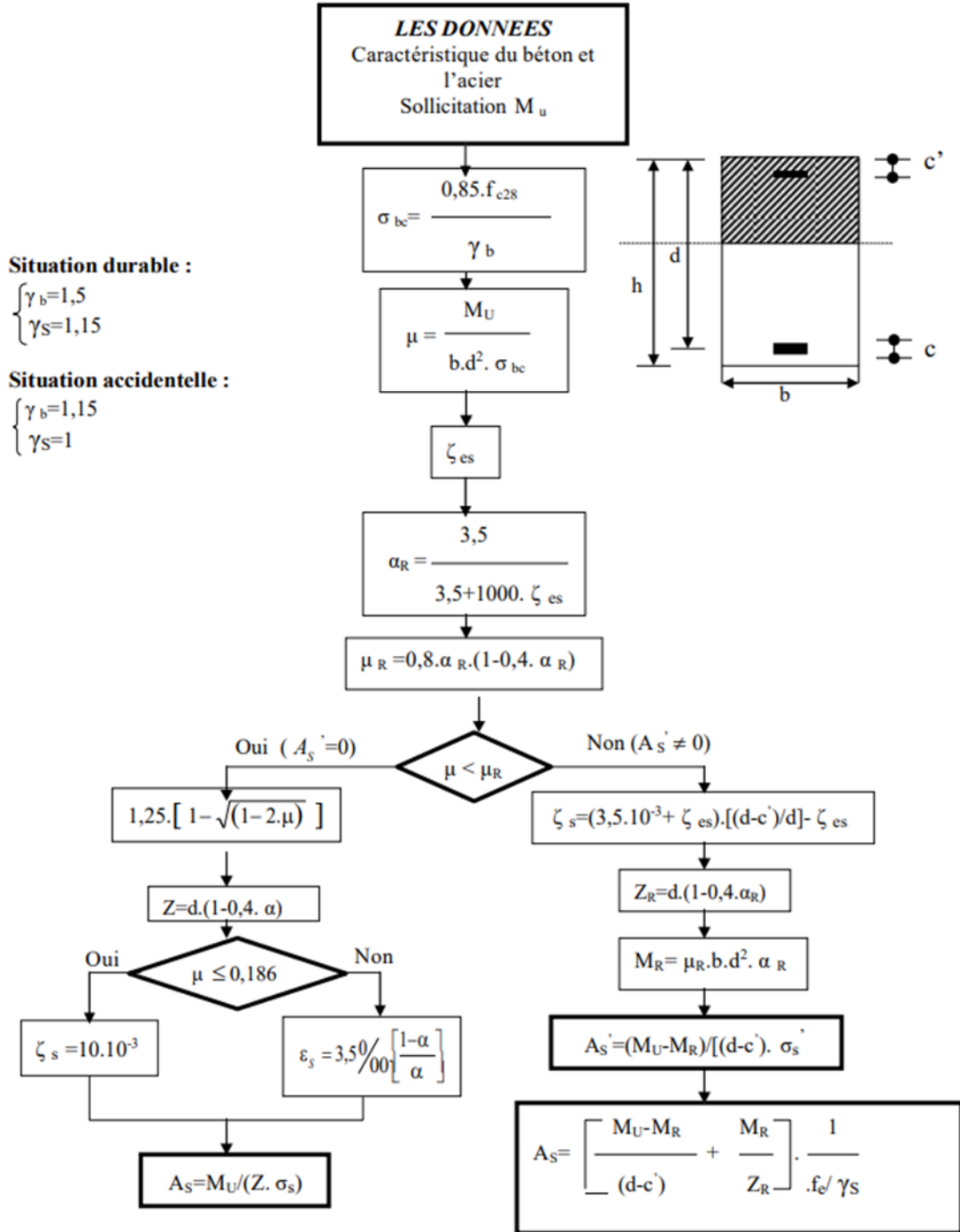
- [1] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91**.
- [2] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA93**
- [3] Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/version2024**
- [4] ATAMNA Ahmed Louai et BOUCHECHE Oussama " Etude d'un Bâtiment (R + 5) avec Contreventement mixte"Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila ,Année Universitaire : 2022-2023
- [5] Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) Dr. Abdelkader Brahimi
- [6] DAAS Ilham et BOUSSOUF Malak "Calcul et modélisation d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation" Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila, Année Universitaire : 2022-2023
- [7] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**
- [8] BEN ZEBOUCHI Abderrezak et KAHLESSENANE Hicham "Etude d'un Bâtiment à usage d'habitation situé à Mila (R + 5) " Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila, Année Universitaire : 2023-2024
- [9] Calcul pratique des ossatures de bâtiment en Béton Armée « **A - Fuentes** »
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014.
- WORD 2016.
- AUTO CAD 2021.

ANNEXES

ANNEXE 1

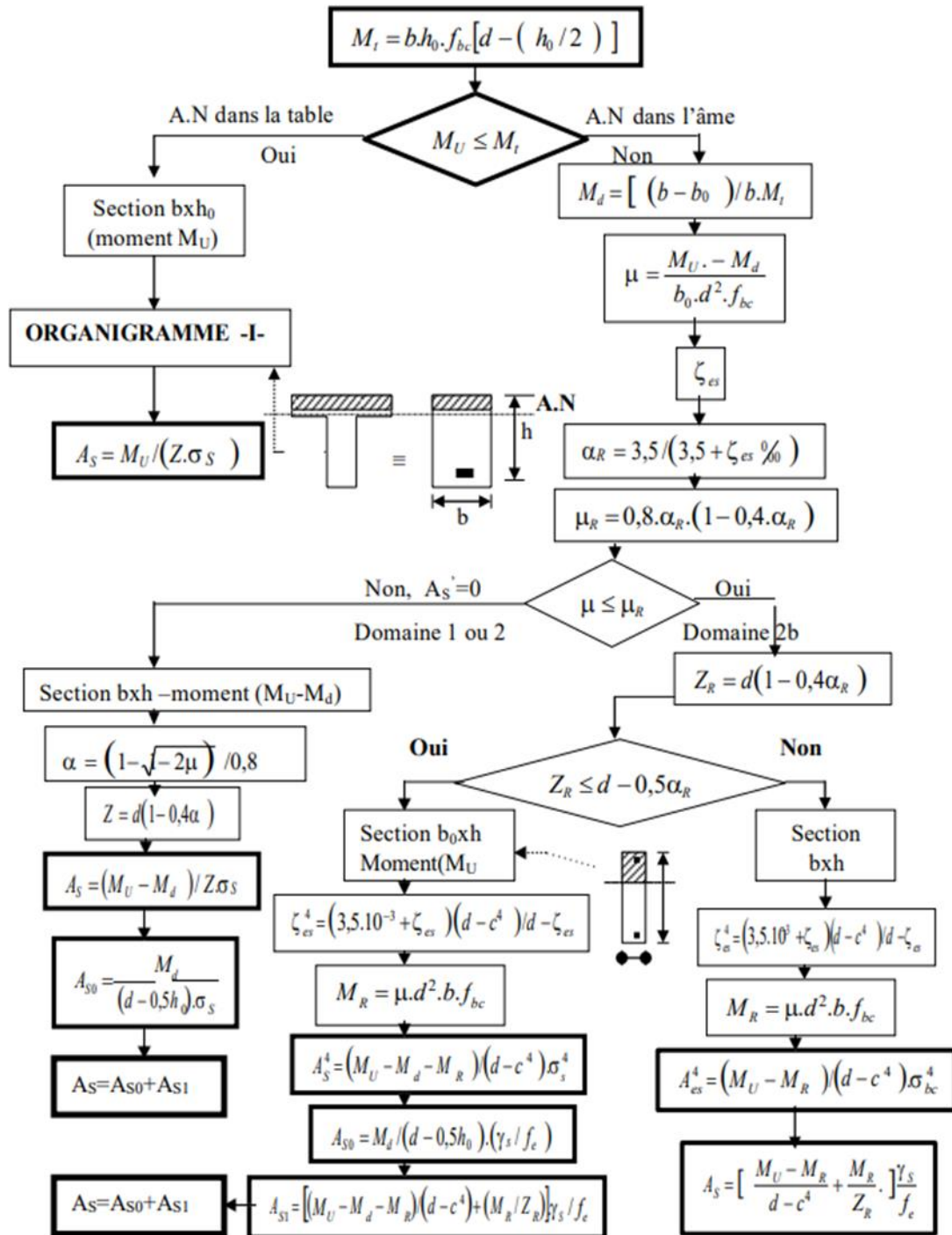
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



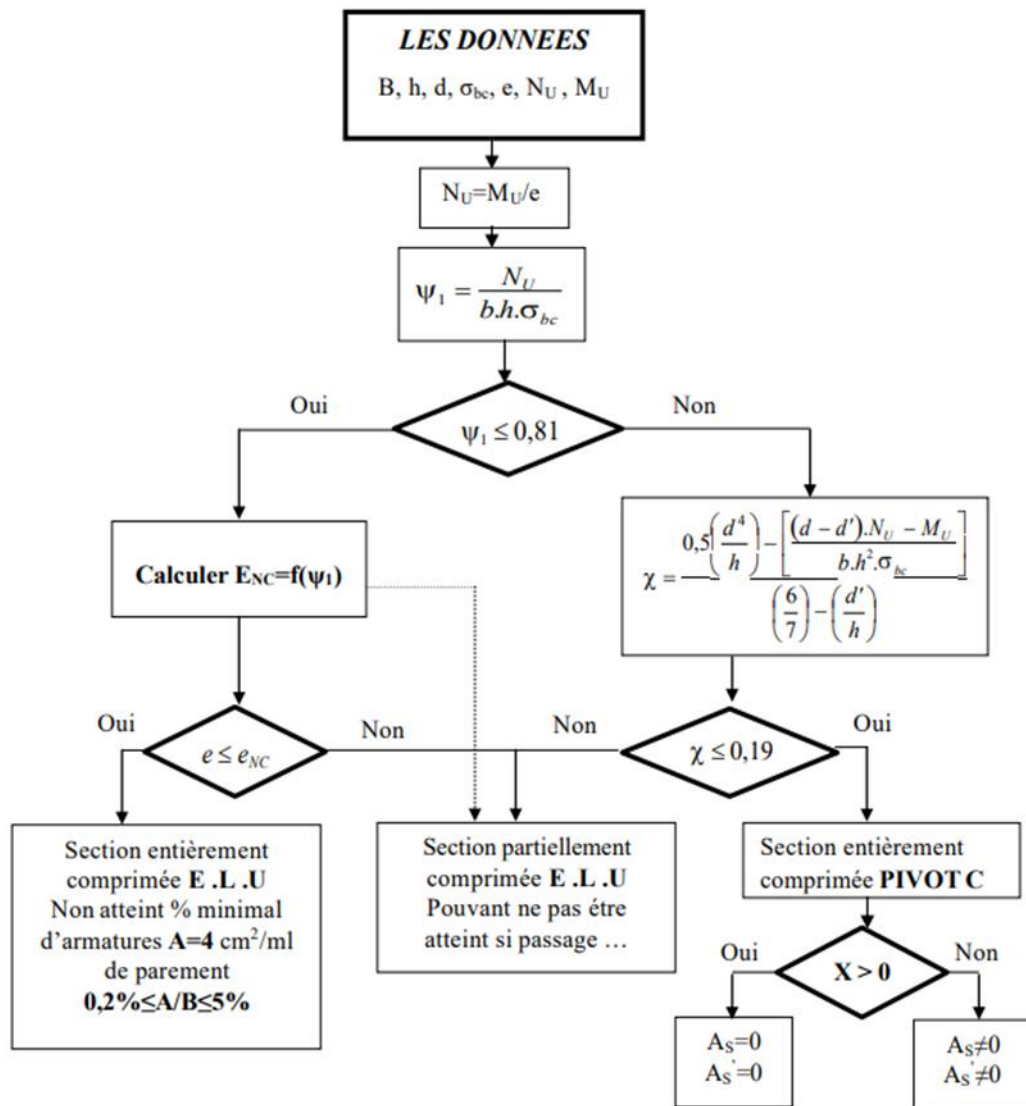
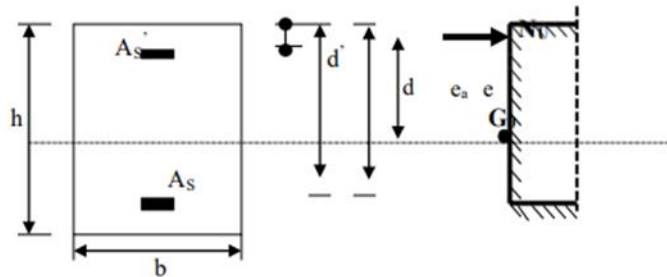
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

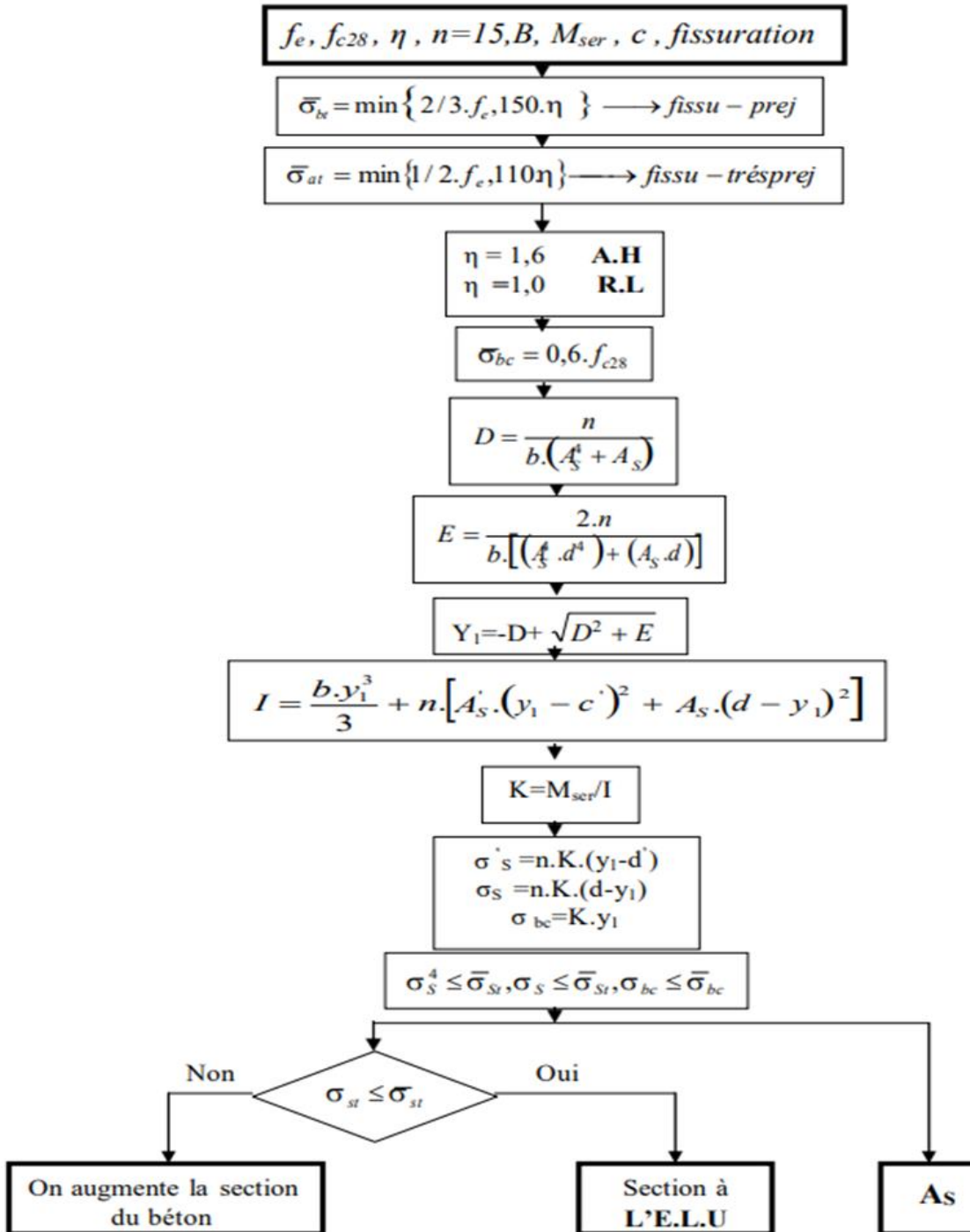
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



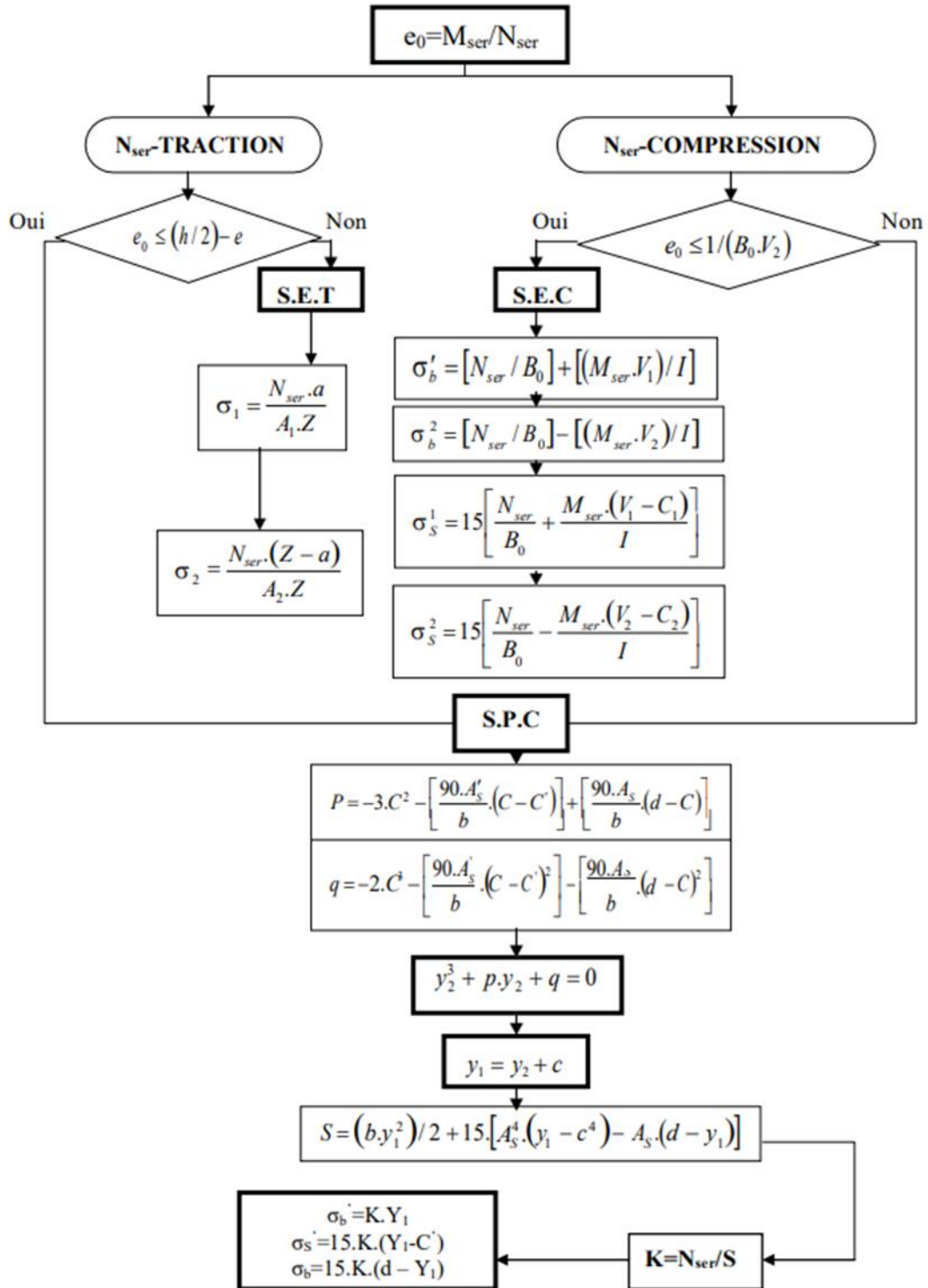
ANNEXE 2

ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

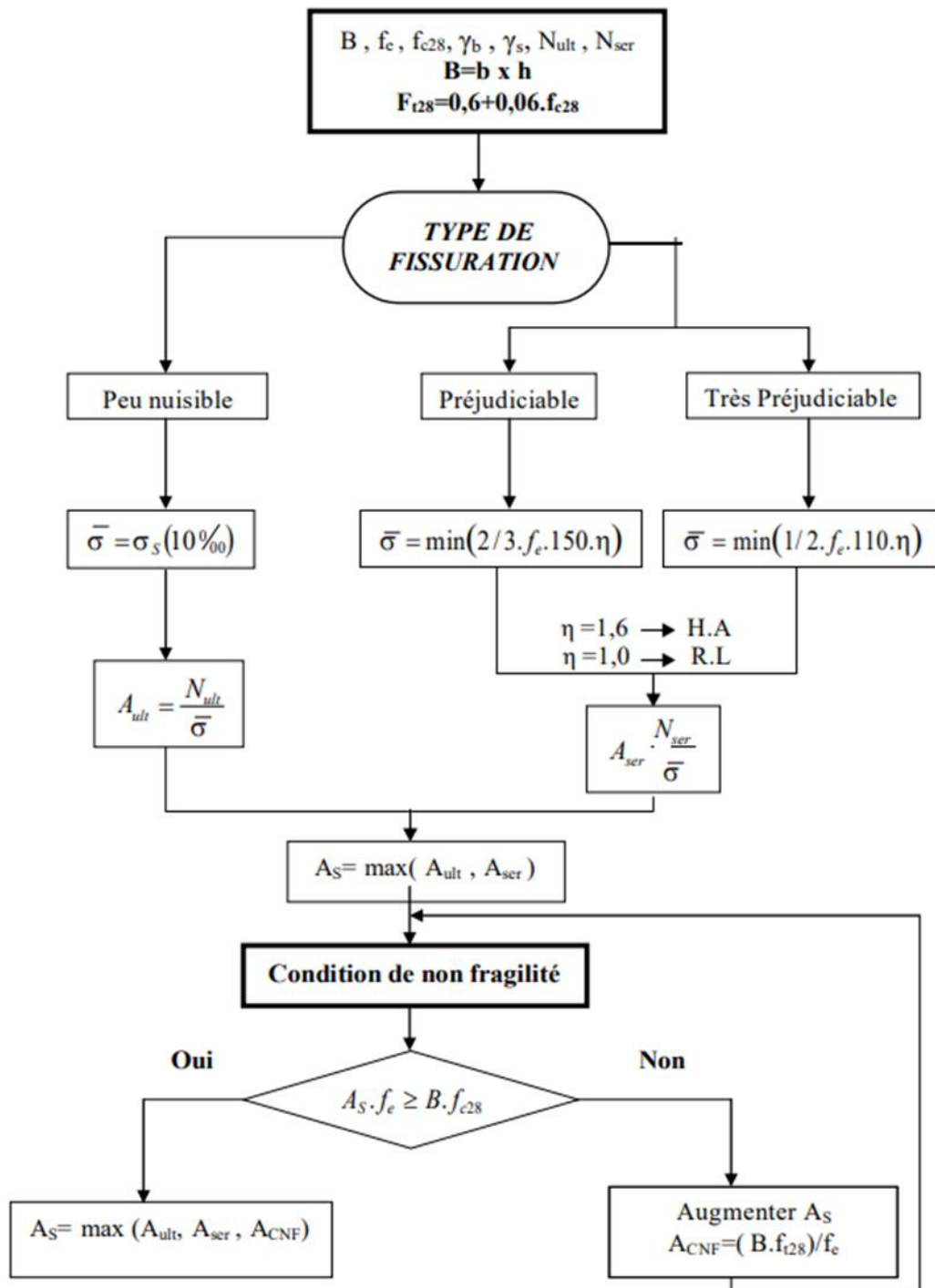


ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



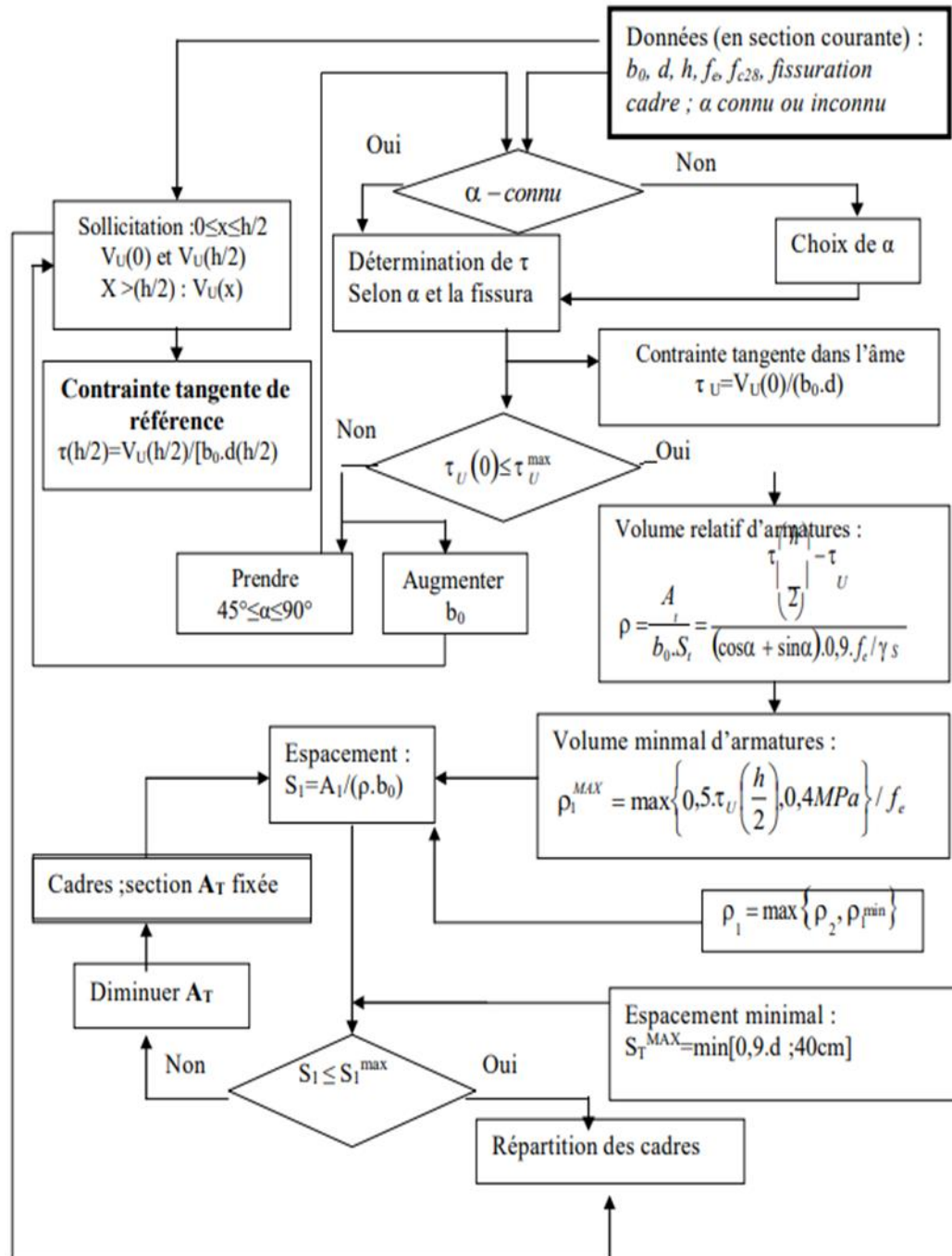
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



ANNEXE 3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Φ en mm

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	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	125,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

ANNEXE 4



MINISTÈRE DE L'HABITAT, DE L'URBANISME ET DE LA VILLE

المختبر الوطني للسكن والبناء

LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION

E.P.E./S.P.A. ALJENATIA DE KHROUOCHE CH - R.C. N°008 0003-05/08

Direction régionale Est

UNITE : BOUIRA

Rapport d'étude géotechnique

N° DOSSIER : 54/ES/2021

PROJET : 100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIF LPL A SIDI MEROUANE- MILA

CLIENT : O.P.G.I MILA

SITE : SIDI MEROUANE-MILA

DATE : 14/08/2021

Adresse : Cité 1100 Logts- Tour N° :07-Bouira

Tél: 026 73 62 25 Fax: 026 73 62 24 /23 E-Mail: lhcc_bouira@yahoo.fr

Version : 00

I. INTRODUCTION :

Suite à la demande de l'OPGI de MILA, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de BOUIRA, a entrepris l'étude de sol du terrain devant servir d'assise au projet **100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS LPL à SIDI MEROUANE WILAYA DE MILA**.

L'objectif défini à l'intervention du laboratoire LNHC BOUIRA est l'étude géotechnique du site du projet en vue d'établir le mode de fondation adéquat.

Des travaux de reconnaissances géotechniques matérialisés par les essais *in situ* (sondages carottés y compris pose piézométrique, sondage pressiométrique, et pénétromètre dynamiques lourd et une campagne des essais au laboratoire) ont été effectués.

II. DESCRIPTION DU SITE :

➤ SITUATION :

Le projet en question se trouve dans la commune de Sidi Merouane à la wilaya de Mila, il est localisé à côté des habitations individuelles, les limites sont matérialisées comme suit :

- Au Nord ; par une voie menant vers la commune de SIDI MAROUANE.
- Au Sud ; par des bâtiments en R+5.
- A l'Ouest ; par école primaire en cour de réalisations.
- A l'Est ; par une route nationale menant vers Grarem GOUGA.

SIDI MEROUANE- MILA



Fig.01 : Situation du projet

(Photographie satellite du 10/08/2021-Source Google MAPS)

➤ Topographie du site :

La visite du site que nous avons effectué nous a permis de constater que le terrain attribué pour l'étude présente une topographie inclinée, leur dénivellation orienté vers l'Est, et remblayée presque dans sa moyenne superficie d'une épaisseur allant de 0.30 mètre à 2.00 mètre.

III. GEOLOGIE:

➤ Géologie de la région :

La région du Mila, se situe dans le domaine tellien. Elle est caractérisée par la diversité de ses faciès géologiques ainsi que par sa complexité structurale.

La région d'étude fait partie des nappes telliennes une grande unité qui s'étend sur une superficie de 68,3km² environ. Elle se constitue principalement par quatre niveaux :

Le premier niveau : il est formé par des alluvions récentes qui couvrent le lit majeur de l'Oued Boussilah en amont comme en aval. Leur épaisseur est considérable puisqu'elle varie entre 0,5 et 1 mètre.

- Le deuxième niveau : c'est du quaternaire récent qui est très étendu puisqu'il s'étale sur une vaste partie de ce bassin. Il forme la terre arable qui est à la base de sa richesse agricole. Il recouvre également des formations de pentes et des alluvions plus anciennes.

- Le troisième niveau : il s'est constitué essentiellement sur les formations du Mio-pliocène continental. On y trouve des argiles, des conglomérats variés qui contiennent parfois des débris du calcaire lacustre. Ce niveau coiffe les terres élevées du col de Ferdjoua et le replat de Mechta Draa El Amr.

- Le quatrième niveau : il présente des marnes grisâtres renfermant des boules jaunes. Il est adossé à la nappe tellienne de Djemila et étroitement localisée à la Mechta Beni Oukdene.

IV. SISMICITE DE LA REGION

Après le séisme de 21 mai 2003 de **Zemmouri**, le Centre de Recherche appliqué en Génie Parasismique (CGS) a établi une nouvelle carte de zonage sismique (**Figure 02**).

- **Zone 0 :** Région à sismicité négligeable
- **Zone I :** Région à sismicité faible
- **Zone II a :** Région à sismicité moyenne
- **Zone II b :** Région à sismicité moyenne
- **Zone III :** Région à forte sismicité.



Figure 02 : Nouvelle carte de zonage ; Règles Parasismiques Algériennes version 2003
Après le séisme de boumerdes

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la wilaya de **Mila** est classée comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), selon le R.P.A 99 (Règles Parasismiques Algériennes) version 2003.



V. TRAVAUX DE RECONNAISSANCE

1- Phase de reconnaissance préliminaire :

Une visite du site a été effectuée dans le but de faire un constat des lieux axé principalement sur les aspects suivants (la nature superficielle du terrain, la végétation, la présence des remblais, des talwegs, l'accessibilité du terrain à nos moyens d'investigation...) qui peuvent nous être utiles pour le choix du dispositif d'investigation le mieux approprié pour le projet.

2- Phase d'intervention in-situ :

2-1 : Sondages carottés :

Afin de reconnaître la nature du sol en place, nous avons effectués cinq (05) sondages carottés de quinze mètres linéaires (15.00m) de profondeur pour chacun, dont la description visuelle, nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes :

Sondage 01

De 0.00-0.50 m : Argile noirâtre ;

De 0.50-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Sondage 02

De 0.00-0.80 m : Remblais ;

De 0.80-3.20 m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 3.20-15.00m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Sondage 03

De 0.00-0.50m : Remblais ;

De 0.50-1.80m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 1.80-3.00m : Argile sableuse de couleur beige ;

De 3.00-14.50m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse)

De 14.50-15.00m : Marnes de couleur beige verdâtre carbonatée.

Sondage 04

De 0.00-2.50 m : Remblais ;

De 2.50-8.00 m : Argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonates de couleur beige avec intercalation de blocs de grès entre 6-7.70 mètre ;

De 8.00-10.50 m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 10.50-15.00m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse) ;

Sondage 05

De 0.00-1.00 m : Argile noirâtre ;

De 1.00-3.80 m : Argile plus ou moins graveleuse riche en carbonates de couleur beige avec intercalation de blocs de grès entre 3.10m et 3.80 mètres ;

De 3.80-12.00 m : Argile de couleur beige brune avec présence des concrétions de carbonates ;

De 12.00-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Les sondages réalisés, ont permis de mettre en évidence une nature lithologique constituée d'une assise alluvionnaire récupérée sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse), surmontée d'une couche d'argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonates de parfois intercalé par de blocs de grès. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de remblais d'épaisseurs variables allant de 0.50 mètre jusqu' 2.50 mètre mettant en relief par des sondages SC01 ; SC02, SC03, SC04 . (Voir les logs du sondage ci-joint en annexes).

2-3- Essais pressiométriques :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in-situ réalisé par expansion d'une cavité cylindrique, les contraintes sont exercées sur les parois du cylindre, en contact avec le sol en place à l'aide d'un fluide agissant sur des membranes dilatables. On aboutit ainsi une relation effort-déformation.

Trois (03) essais pressiométriques de Ménard ont été réalisés au niveau de cette étude (voir le plan d'implantation) allant jusqu'à 15 m de profondeur. Les résultats ont été interprétés sous forme de courbe synoptique, pression de rupture P_r ; module de déformation Ménard "E" en fonction de la profondeur (qu'on y trouve en annexe).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant donnant l'état de consolidation de chaque couche, selon la classification des sols basée sur le rapport E/P_r Selon la D60 :

N° SP	P_r (bar)		E_m (bar)		E_m/P_r		Etat de Consolidation
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	
SP 01	9.83	20.52	87.36	383.22	15.67	23.89	Surconsolidé
SP 02	12.23	13.19	108.16	533.06	8.48	43.58	Sur consolidé
SP 03	6.66	17.97	180.08	378.04	22.61	34.70	Sur consolidé

Les résultats des essais pressiométriques ont donné des valeurs moyennes à élevées jusqu'à 15.00 mètre de profondeur où la pression limite varie entre 9.83 bar et 20.52 bars, et le module de déformation varie entre 87.36 bars et 533.06 bars, donc le sol est classé comme Surconsolidé.

2-4 : Campagne pénétrométrique :

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe ; on compte de façon plus ou moins continue en fonction de la profondeur, le nombre de coups nécessaire à enfoncer le train de tiges d'une hauteur plus ou moins constante.

On calcule la résistance de pointe au moyen d'une formule dite des Hollandais :

$$R_p = \frac{m^2 \cdot h}{S \cdot e(m + m^2)} \quad m : \text{poids du mouton}$$

m^2 : poids total du train de tiges

h : hauteur de chute

e : hauteur d'enfoncement / nombre de coups correspondant

S : section de la pointe

Douze (12) essais de pénétration dynamique ont été effectués afin de déterminer la résistance à la pénétration par battage du sol en fonction de la profondeur, de vérifier le degré d'homogénéité du sous-sol et de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Les résultats sous forme de diagramme donnant la résistance en pointe du sol en fonction de la profondeur, ainsi que le plan d'implantation des essais figurent en annexe.

R_p (bars) Prof (m)	P01	P02	P03	P04	P05	P06
0.0- 1.0	792.51	792.51	792.51	792.51	792.51	792.51
1.0- 2.0	Refus	Refus	Refus	Refus	Refus	Refus
2.0- 3.0	-	-	-	-	-	-

