



Université Mohamed khider –Biskra

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

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : **Génie civil**

Spécialité : **CTC**

Réf. :

Présenté et soutenu par :

ZOBIR MADJDA

Le: mardi 3 juin 2025

Etude d'un Bâtiment R+9+(02) Sous-sol à usage d'habitation Contreventement par voile à Batna+ Suivi de Chantier

Jury :

Encadreur : **SAMIA CHABI**

Année universitaire : 2024/2025



Remerciements

Louange à Dieu, par la grâce duquel les œuvres se réalisent, une louange à la hauteur de Sa majesté et de Sa grandeur. Que la paix et les bénédictions soient sur le meilleur des hommes, le Prophète élu, envoyé comme miséricorde pour l'humanité.

*Partant du principe que "celui qui ne remercie pas les gens ne remercie pas Dieu", je tiens à exprimer mes plus sincères remerciements et ma profonde gratitude à **Madame la Professeure Samia Chabi**, pour son accompagnement, ses conseils précieux et son encadrement bienveillant tout au long de ce travail. Ses remarques éclairées ont grandement contribué à l'aboutissement de ce projet.*

*Je tiens également à adresser mes remerciements les plus chaleureux à **l'ingénieur talentueux Saif Eddine Maamri**, pour son soutien constant et son aide précieuse.*

*Toute ma reconnaissance va aussi à **mes chers parents**, piliers inébranlables de ce parcours, ainsi qu'à **mes sœurs bien-aimées** et à tous les **amis fidèles** qui ont partagé avec moi les étapes de ce long chemin, offrant aide et encouragements. Enfin, j'adresse mes remerciements à **l'ensemble des professeurs et encadrants** qui nous ont transmis leur savoir et leur expérience, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Nous remercions sincèrement nos familles et tous nos amis.

Nous remercions également sincèrement les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Dédicaces

Je dédie cet humble ouvrage à mes chers parents, ma mère et mon père, et les remercie pour leur soutien, leur patience et leur confiance.

Je dédie le fruit de mes études.

À mes sœurs.

À tous les membres de ma famille.

À tous ceux qui me sont chers.

À mes amis et à tous les diplômés de la promotion 2024/2025.

Au professeur chabi Samia et à tous les professeurs de génie civil.

MADJDA

Résumé :

Ce travail présente une étude exhaustive d'un bâtiment à usage multiple comprenant un sous-sol, un entresol et un rez-de-chaussée surmonté de 9 étages, de forme régulière en plan. En appliquant les nouvelles réglementations de calcul et de vérification du béton armé (RPA99 version 2024 et CBA 93), cette recherche est divisée en quatre parties :

La première est à propos de la description globale du projet avec une introduction des composants du bâtiment, puis le pré-dimensionnement de la structure et à la fin une évaluation des charges

La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers et les dalles pleines)

La troisième partie concerne l'étude dynamique de la structure projetée par le logiciel de calcul ROBOT avec pour but de déterminer les différentes sollicitations des chargements (charge permanente, de exploitation et charge sismique).

La dernière section a trait au calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) ainsi que les fondations.

Clés : Bâtiment, Béton Armé, ROBOT, RPA99, CBA93

Summary :

This work provides an exhaustive study of a Multipurpose building with a cellar and between ground and ground floor + 9 floors with an orderly shape in plan. With the new codes of calculation and control of reinforced concrete (RPA99V2024 and C.B.A 93), this study consists of four parts:

The first includes the général Project description with the présentation of buildings éléments ; the second is the pre-dimensioning of the building and finally a vérification of loads

The second phase concerns the study of the secondary elements (acroteria, stairs, floors and solid slabs)

The third part discusses the dynamic analysis of the structure built by the calculation software ROBOT with the aim of defining the différent loads induced by loads (permanent load, operating load and seismic load).

The last part is associated with the calculation of reinforcement for the different resisting elements of the structure (columns, beams, walls) and foundations. Key words : Building, reinforced concrete, ROBOT, RPA99, CBA93.

الملخص:

يُقدّم هذا العمل دراسة شاملة لمبنى متعدد الاستخدامات، يتكوّن من طابق تحت أرضي، طابق نصفّي، طابق أرضي، بالإضافة إلى تسعة طوابق علوية، ويتميز بشكل منتظم في المسقط الأفقي.

تم تقسيم هذا CBA9 إصدار 2024 و RPA99) واستنادًا إلى القوانين الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة البحث إلى أربع أجزاء رئيسية:

الجزء الأول مخصص لـ الوصف العام للمشروع، ويشمل تقديمًا لمكونات المبنى، يليه تقدير مبدئي لأبعاد العناصر الإنشائية، وفي نهايته تقييم للأحمال المؤثرة على المنشأة.

الجزء الثاني يتناول دراسة العناصر الثانوية، مثل الحاجز العلوي (الأكروتير)، السلالم، الأسقف، والبلاطات المصمتة.

للتحليل الإنشائي، وذلك ROBOT الجزء الثالث يختص بـ التحليل الديناميكي للمنشأة المصممة باستخدام برنامج بهدف تحديد مختلف التأثيرات الناتجة عن الأحمال الدائمة، وأحمال التشغيل، والأحمال الزلزالية.

وأخيرًا، الجزء الرابع يركّز على تصميم التسليح للعناصر المقاومة في الهيكل، مثل الأعمدة، الكمرات، الجدران الحاملة، بالإضافة إلى الأساسات.

الكلمات المفتاحية:

CBA93 البناء، الخرسانة المسلحة،

TABLEAU DES METIERES

Table des matières

résumé :.....	5
summary :	6
liste des figures	12
liste des tableaux:.....	18
liste des symboles	1
introduction générale :.....	1
présentation :.....	3
première partier: controle du chantier	4
1. introduction:.....	4
.1.2 presentations du projet :.....	4
fiche technique :.....	5
le plan de situation et plan de mass :	5
panneau décrivant l'intitulé du projet.....	6
1.2. les différents acteurs du projet.....	6
1.3. contrôle de chantier :	7
plan d'installation de chantier.	7
conclusion.....	33
chapitreI : présentation du projet	39
1. introduction :.....	39
2. implantation et présentation de l'ouvrage :	39
3. données géotechniques du site :.....	39
4. caractéristiques géométriques :.....	40
5. conception de la structure :.....	41

5.1. ossature de l'ouvrage :	41
5.2. plancher :	41
5.3. escaliers :	42
5.4. maçonnerie :	43
5.5. revêtement :	44
5.6. acrotère :	44
6. caractéristiques des matériaux :	44
6.4. les constituant du béton :	45
.6.3 dosages :	45
6.4. résistance :	46
acier :	50
chapitre II: pré dimensionnement	53
• pré dimensionnement :	53
1. introduction :	53
2. pré dimensionnement des éléments :	53
3. planchers à corps creux :	53
3.1.2 dimension des poutrelles :	54
.4 les poutres principales :	54
.1.4.les poutres secondaires : bael91 (art b.6..5.1).	56
.5 pre-dimensionnement des poteaux.	56
6. les voiles :	67
7. evaluation des charges et surcharges :[3]	68
• plancher terrasse :	68
8. plancher courant (corps creux) :	70
• charges permanentes :	70

• maçonnerie :	72
murs extérieurs (doubles-cloisons) :	72
9. l'escalier :	73
• introduction :	73
.10.2. les prés-dimensionnement :	74
.10.3. le paillasse.....	75
calcul des charges et des surcharges :	76
chapitre III : calcul des elements secondaires	75
1. introduction	75
2. calcul de l'acrotère	75
.3 calcule des efforts	78
4. calcule de ferrailage à l'elu.....	78
5. vérification a l'elu	79
• calcule de l'excentricité :	79
6. vérification de la section d'acier.....	80
.1.6. vérification a l'els	80
7. calcul des planchers	83
• introduction	83
8. ferrailage	85
9. vérification de la flèche.....	94
10. la dalle de compression.....	98
11. les balcons	99
• introduction	99
12. l'escalier.....	104
• calcul de l'effort interne.....	104

13. combinaison des charges à l'elu (étage entre sols) $q_u = 1.35g + 1.5q$	107
14. calcul des armatures : (étage courant+ s. sol)	109
15. calcul de la poutre palier	113
pré-dimensionnement	113
détermination des charges et surcharges	113
vérification à l'elu.....	115
16. vérification de cisaillement	115
16 armature transversale : (art a.7.2, 2/bael91)	115
16. espacement.....	116
17. vérification à els.....	116
chapitre V.....	135
1. introduction	136
2. les poutres	136
. introduction.....	136
poutre secondaire : p (30x35).....	150
ferraillage des voiles :.....	170
introduction :.....	170
les voiles pleins :.....	171
voiles avec files d'ouvertures :.....	171
chapitre VI :calcul fondation	196
1. introduction :.....	196
2. différents types de fondations :.....	196
3. présentation de rapport de sol :.....	196
4. calcul des fondations :.....	196
5. Radier général :.....	198

Conclusion Générale :	219
-----------------------------	-----

Liste Des Figures

figure 1. 1 le plan de situation. figure 1. 2. le plan de situation google.	5
figure 1. 3: le plan de masse.	6
figure 1. 4: panneau de chantier.	6
figure 1. 5: plan d'installation de chantier.....	7
figure 1. 6: la gue de chantier.	8
figure 1. 7: la pelle mécanique.	8
figure 1. 8:le camions de transport.	9
figure 1. 9: le camion citerne . figure 1. 10:la centrale à béton.....	9
figure 1. 11: le camion toupies. figure 1. 12:la grue de chantier.....	9
figure 1. 13:stockage des ferrailages. figure 1. 14: façonnage du ferrailage. ...	10
figure 1. 15: le matériel de ferrailage.	11
figure 1. 16:le diagramme de gantt.....	11
figure 1. 17:contrôle de la qualité du béton avant le coulage.....	11
figure 1. 18:stockage de ciment en sac. figure 1. 19:stockage de ciment en vrac	12
figure 1. 20: stockage de gravier au chantier.....	13
figure 1. 21:appareil de los angeles.....	13
figure 1. 22stockage de sable au chantier.....	14
figure 1. 23:les tamis d'analyse granulométrique.	14
figure 1. 24:courbe d'analyse granulométrique.....	14
figure 1. 25: les tubes d'essai pour l'essai de l'équivalent de sable.	15
figure 1. 26:citerne eau de gâchage.	16
figure 1. 27:stockage de ferrailage au chantier	16
figure 1. 28:appareil d'essai de pliage.....	17
figure 1. 29:stockage des panneaux de coffrage.....	17
figure 1. 30la centrale a béton.	19
figure 1. 31: le camion toupies.	19
figure 1. 32: le grue de chantier.....	19
figure 1. 33:le coulage.	20

figure 1. 34:le vibreur lors de coulage.....	20
figure 1. 35: des échantillons de béton.	20
figure 1. 36:des échantillons après démoulage.....	21
figure 1. 37: des échantillons dans l'eau. figure 1. 38:appareille de la compression	21
figure 1. 39: mesurer la force de résister à la compression.	21
figure 1. 40: après démoulage le cône. figure 1. 41: le cône d'abrams.	22
figure 1. 42:le scléromètre. figure 1. 43:l' ultrason.	22
figure 1. 46:les chaise. figure 1. 47:les axe de la structure.	23
figure 1. 48:mesure de la profondeur de fouille.	24
figure 1. 49: coffrage du béton propreté. figure 1. 50:après coulage	24
figure 1. 51:ferraillage de la poutre libag	24
figure 1. 52ferraillage de la semelle	25
figure 1. 53:coulage de la poutre libage. figure 1. 54:coulage de la semelle.	25
figure 1. 55:coffrage et coulage de l'amorce poteau.....	26
figure 1. 57: le ferraillage. figure 1. 58: le coffrage. figure 1. 59: après décoffrage	27
figure 1. 60: le ferraillage figure 1. 61: le coffrage figure 1. 62: le décoffrage	27
figure 1. 63:le coffrage des poutrelle . figure 1. 64: le corps creux et pose du treillis	28
figure 1. 65:la ségrégation de béton a niveau des poutrelles.	28
figure 1. 66:le ferraillage de la dalle pleine figure 1. 67:la chaise pour maintenir la nappe supérieure.....	28
figure 1. 68:les fissures en surface de retrait.	29
figure 1. 69: la maçonnerie.....	29
figure 1. 70:enduit au mortier ciment.	30
figure 1. 71: enduit au plâtre.....	30
figure 1. 72:la faïence.	31
figure 1. 73: le carrelage.....	31

figure 1. 74:couche de bitume .	figure 1. 75:les mutlicouches.....	32
figure 1. 76:le papier de paxalumin.....		32
figure 1. 77: le gravie roulé.		33
figure 1. 78:remplir la terrasse de l'eau		33
figure 2. 1:schéma de la dalle corps creux		53
figure 2. 2: nervure		54
figure 2. 3: les poutres principales.....		54
figure 2. 4: localisation du poteau le plus sollicité		59
figure 2. 5:coupe d'un voile en plan.....		68
figure 2. 6: composants d'un plancher terrasse.		69
figure 2. 7composants d'un plancher de dalle pleine de la terrasse.		71
figure 2. 8: schéma d'escalier		74
figure 3. 1:coupe verticale de l'acrotère.....		76
figure 3. 2:schéma statique		76
figure 3. 3:diagramme des efforts à l'elu		78
figure 3. 4:section de ba à l'elu		78
figure 3. 5: ferrailage de l'acrotère.....		83
figure 3. 6: schématisation de la poutrelle avant.		84
figure 3. 7: poutrelles à deux travées.....		89
figure 3. 8 : poutrelle à 5 travées		91
figure 3. 9: les armatures transversales dans les poutrelles.....		98
figure 3. 10: disposition constructive des armatures de la dalle.		99
figure 3. 11: dimensions de balcon.....		100
figure 3. 12: schéma statique balcon à l'elu		101
figure 3. 13: ferrailage de balcon.....		104
figure 3. 14 : schéma statique d'escalier.		105
figure 3. 15: diagramme d'effort tranchant		106
figure 3. 16: diagramme de moment fléchissant		107

figure 3. 17: diagramme d'effort tranchant	108
figure 3. 18: diagramme de moment fléchissant	109
figure 3. 19 : ferrailage d'escalier (étage courant + s. sol).....	112
figure 3. 20: ferrailage d'escalier (étage entre.sol)	112
figure 5. 1 : moment à elu.....	138
figure 5. 2 : moment à els	139
figure 5. 3 : moment à elu.....	139
figure 5. 4 : résultat robot expert en travée.....	140
figure 5. 5 : résultat robot expert en appuis	140
figure 5. 6moment y à elu.....	141
figure 5. 7moment y à els	141
figure 5. 8 :moment y à ela.....	142
figure 5. 9 : résultat de moment et effort tranchant	147
figure 5. 10 : effort fz à ela	148
figure 5. 11 : ferrailage de la poutre principal (30×45) en travée	152
figure 5. 12: ferrailage de la poutre principal (30×45) en appuis	152
figure 5. 13: ferrailage de la poutre secondaire (30×35) en travée	153
figure 5. 14 : ferrailage de la poutre secondaire (30×35) en appuis.....	153
figure 5. 15: ferrailage des poteaux carré (55×55).....	169
figure 5. 16: ferrailage des poteaux carré (50×50).....	169
figure 5. 17: ferrailage des poteaux carré (45×45).....	169
figure 5. 18: ferrailage des poteaux carré 40×40).	170
figure 5. 19 : voile élancée	171
figure 5. 20 : effort fz à elu.....	172
figure 5. 21 : effort fz à elu.....	172
figure 5. 22: moment my à elu.....	173
figure 5. 23: moment my à els	173
figure 5. 24:moment my à ela.....	173
figure 5. 25 :effort fz à ela	174

figure 5. 26: enveloppe de calcul.....	178
figure 5. 27 : résultat de calcul	179
.....figure 5. 28 : résultat de calcul l'enveloppe	
.....	179
figure 5. 29: ferrailage globale de voile.	183
figure 5. 30 : tableau résultat efforts réduits.....	183
figure 5. 31 : caractéristique du sol en robot	187
figure 5. 32: moment élu sens x.....	188
figure 5. 33 :moment élu sens x.....	189
figure 5. 34: effort tranchant du voile	192
figure 5. 35: moment els sens x	193
figure 5. 36: ferrailage : de voile périphérique.....	194
figure 7. 1: vue en plan et en 2d du radier.	203
figure 7. 2:présente les contraintes (max) à la dalle de radier.....	204
figure 7. 3 : contrainte max et min de radier	205
figure 7. 4 :vue en 3d du radier.....	206
figure 7. 5: vu en 3d du poutre libage.....	206
figure 7. 6: moment fléchissant du poutre libage en élu	210
figure 7. 7: moment fléchissant du poutre libage en els.....	210
figure 7. 8: moment fléchissant du poutre libage en ela.....	210
figure 7. 9 : résultat en robot expert	211
figure 7. 10 : ferrailage de poutre libage en travée.....	212
figure 7. 11 : ferrailage de poutre libage en appuis.....	212
figure 7. 12: moment élu sens x.....	213
figure 7. 13: moment els sens x	213
figure 7. 14: moment ela sens x.....	213
figure 7. 15 : armature sens x en robot expère	215
figure 7. 16 : moment élu sens y.....	216
figure 7. 17 : moment els sens y	216

figure 7. 18: moment ela sens y	217
---------------------------------------	-----

liste des tableaux:

tableau 1. 1 :caractéristiques géométriques.....	40
tableau 1. 2 :types et caractéristiques des aciers	50
tableau 1. 3: la combinaison	77
tableau 1. 4 les charges	89
tableau 2. 1: récapitulatif des sections des poteaux.....	67
tableau 2. 2: epaisseur du voile.....	68
tableau 2. 3: charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).	70
tableau 2. 4charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	71
tableau 2. 5: charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).....	71
tableau 2. 6: charges permanentes du mur double cloison.....	72
tableau 2. 7: charges permanentes du mur simple cloison.	73
tableau 2. 8: evaluation de charge permanant de volée des 9 étages et ssol.....	76
tableau 2. 9: evaluation de charge permanant de volée de étage entre sol.....	76
tableau 2. 10: evaluation de charge permanent de palier étage courant + sous sol	77
tableau 2. 11: evaluation de charge permanant de palier de étage entre sol.	77
tableau 3. 1:caractéristique des matériaux.....	78
tableau 3. 2 : calcul des charges pour une section de $12 \times 4\text{cm}^2$	84
ltableau 3. 3: calcul sera en flexion simple	85
tableau 3. 4: méthode de caquot	88
tableau 3. 5: différentes sollicitation dans la poutrelle à deux travées(elu)	90
tableau 3. 6: déférentes sollicitation dans la poutrelle à deux travées(els)	90
tableau 3. 7: différentes sollicitation dans la poutrelle à 5 travées (elu)	91
tableau 3. 8: déférentes sollicitation dans la poutrelle à 5 travées(els)	92
tableau 3. 9: calcul de la flèche	95

tableau 3. 10: les armatures transversales dans les poutrelles.....	97
tableau 3. 11: ferrailage de la dalle de compression	99
tableau 3. 12: calcul des armatures.....	102
tableau 5. 1: les caractéristiques des matériaux.....	138
tableau 5. 2: ferrailage longitudinal des poutres principales et secondaires.	143
tableau 5. 3: les contraintes à els.	144
tableau 5. 4: vérification des contraintes à els des p.p et p.s.....	145
tableau 5. 5: vérification des pp et ps selon la condition rpa	146
tableau 5. 6: calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les pp.	150
tableau 5. 7: calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les ps.	150
tableau 5. 8: vérification de la flèche des poutres.	151
tableau 5. 9: vérification de voile périphérique pour le béton à l'els.	193

Liste Des Symboles

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, A min : Section d'acier maximale et minimale.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

C_d : coefficient dynamique.

K_t : coefficient de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

R : force résultante.

F_w : la résultante des forces horizontales.

F_u : une force de soulèvement.

Minuscules romaines :

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours.

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

ct : Coefficient de topographie

q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{dyn} : Coefficient de pression dynamique.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

ε : Coefficient (calcul de Cd).

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

La conception d'un bâtiment aux normes parasismique est un problème Relativement complexe par la raison de la nécessité de respecter les exigences de sécurité Imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté Économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à Augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Le règlement parasismique algérien progresse en tandem avec l'activité Terrestre pour déterminer les changements et les ajustements à faire pour Subvenir aux besoins et problèmes des structures en matière de stabilité sous Forme des lois.

L'étude portera sur un immeuble sous-sol + entresol + RDC+9 étages à vocation multiple implanté en zone de moyenne Sismicité (zone II), le bâtiment se compose de portiques (poteaux-poutres) Contreventé par des voiles en béton armé. Par conséquent pour cela, nous ferons les choses ci-après :

- La première tâche sera la présentation complète de l'édifice, la Définition des différents composants et le choix des matériaux pour les utiliser.
- La deuxième tâche sera le déterminisme des actions verticales agissant sur la Structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non Structuraux de l'édifice.
- La troisième tâche sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, L'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape sera l'application de la méthode dynamique pour calculer les charges sismiques (horizontales) et les caractéristiques dynamiques spécifiques de la structure pendant ses vibrations. La recherche du bâtiment sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D grâce au logiciel de calcul ROBOT.
- La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- La sixième phase sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferrailages).

Première partie

Contrôle de chantier

Présentation :

Mon travail de fin d'études (TFE), réalisé dans le cadre de mon master en génie civil (CTC), porte sur les travaux de finition et d'équipement du siège de la Direction de la Jeunesse et des Sports (DJS) à El-M'Ghair.

Ce projet comprend l'aile administrative située au deuxième étage, l'ornementation extérieure, la clôture, le garage, la salle des archives, le local des transformateurs électriques, le groupe électrogène ainsi que les logements du personnel.

Le projet a impliqué des visites de terrain visant à inspecter les différentes étapes de la construction du bâtiment. Cette expérience m'a permis d'observer la quasi-totalité du processus de réalisation, notamment le stockage des matériaux, le terrassement, la mise en œuvre des fondations, la pose des poteaux et des planchers, ainsi que les travaux de maçonnerie, de plâtrage et de revêtement des sols. À l'issue de cette phase, un rapport final a été rédigé, détaillant les différentes méthodes d'essai et de contrôle utilisées à chaque étape, de l'initiation à l'achèvement.

Première partie: Contrôle de chantier**1. Introduction:**

Ce projet comprend une étude pour l'achèvement et l'aménagement du siège de la Direction de la Jeunesse et des Sports à Al-Mughair.

1.2. Presentations du projet :

Ce projet concerne la réalisation d'une direction, incluant l'étude, l'exécution et l'aménagement du siège de la Direction de la Jeunesse et des Sports à El-M'Ghair.

Le choix de ce projet repose sur la diversité de ses équipements ainsi que sur ses caractéristiques techniques et architecturales.

En outre, notre mission est d'assurer une compréhension claire de l'avancement de ce projet d'envergure, depuis la phase de terrassement et de coulage des fondations jusqu'à l'achèvement total des travaux.

Délai d'exécution : 12 mois.

المجمع السكني الجديد للجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

مدرسة الفنون والعلوم
مدرسة الفنون والعلوم
مدرسة الفنون والعلوم

بناية تربية

PLAN RDC

PLAN 1ER ETAGE

PLAN 2EME ETAGE

PLAN DE MASSE

Legend

- ENTREE DE LUTTE
- ACCES MEDICAL
- ACCES MEDICAL
- ACCES MEDICAL
- PARKING INTERIEUR
- PARKING EXTERIEUR
- ESPACE DE VERDURE
- LES SOUTERRAINES
- LES SOUTERRAINES
- LES SOUTERRAINES

[illegible]

Terrain de projet

Fig.R2: Plan de situation Google

5

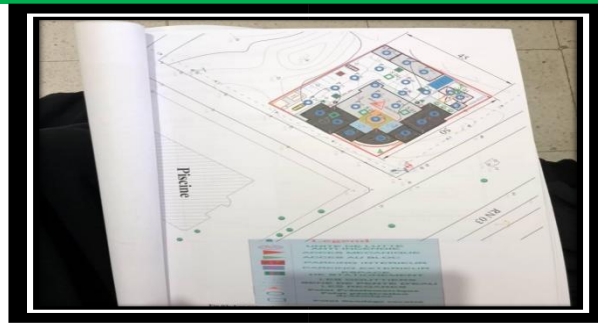


FIGURE 1. 3: Le plan de masse.

Panneau décrivant l'intitulé du projet.



FIGURE 1. 4: Panneau de chantier.

1.2. Les différents acteurs du projet

● **Maitre d'ouvrage :** Ministère de la Jeunesse et des Sports

● **Maitre d'œuvre :**

_ Bureau d'études (Bureau) Bureau d'études Casa Battimo

_ Bureau d'études (Suivi) Bureau d'études architecturales et de suivi technique, Salhi Lotfi

● **Entreprise de réalisation :**

L'entrepreneur chargé de la mise en œuvre est Tawati Ahmed Al-Saeed

Travaux de sous-traitance, de construction et d'électricité, Al Wadi

1.3. Contrôle de chantier :

À ce stade, nous avons pu suivre l'avancement des travaux et visualiser les différentes étapes du projet.

1.3.1 Préparation du chantier et des équipements

C'est cette étape qui est l'une des plus considérables premières étapes du projet. Elle contribue à une optimisation de l'organisation du site et à la bonne gestion des opérations. Elle comprend la préparation des stocks des engins et du matériau de construction, l'équipement des personnel en matériel nécessaire et l'installation des réseaux de distribution sur le site.

Plan d'installation de chantier.

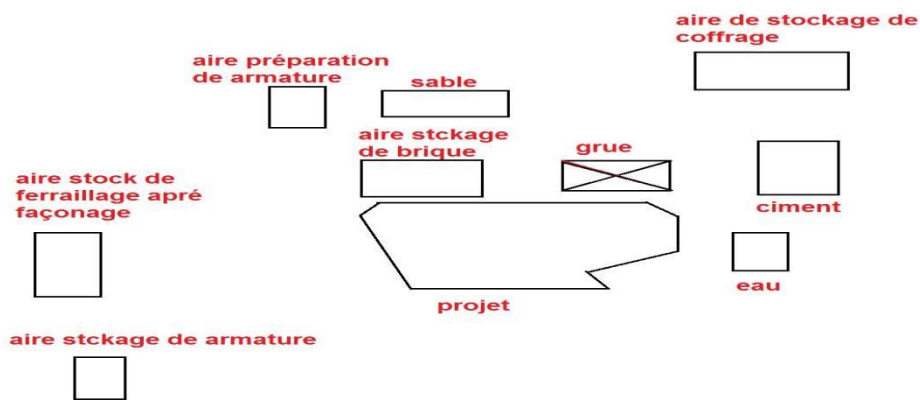


Figure 1. 5: Plan d'installation de chantier.

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

1.3.1 Le chantier est équipé par les moyens et les engins suivants :

- **L'engin de levage (grue):**



FIGURE 1. 6: La gue de chantier.

- **L'engin d'excavation (pelle mécanique) :**

Pour excaver les fouilles et de réaliser le remblai et terrassement au chantier.



FIGURE 1. 7: la pelle mécanique.

- **Les camions du transport :**

Le chantier est équipé de deux camions pour le transport du matériel pour le chantier.



FIGURE 1. 8: Le camions de transport.

- **Le camion citerne :**

pour alimenter le chantier de l'eau pour la confection du béton ainsi que les besoins du chantier en eau.



FIGURE 1. 9: Le camion citerne



FIGURE 1. 10: la Centrale à béton.

- **Les engins d'évacuation, de distribution de béton vers les endroits de coulage ;camions toupies.**

Utilisé en grue pour le transport du béton.



FIGURE 1. 11: Le camion toupies



FIGURE 1. 12: La grue de chantier.

1.3.2. Les installations du poste:

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



FIGURE 1.13: stockage des ferrailages



FIGURE 1.14: façonnage du ferrailage.

On voit, à l'image, une jolie alternance de couleur des renforts. C'est dû à un stockage peu judicieux. La rouille apparaît alors à long terme, comme on le voit à l'image, en raison de son exposition à l'humidité et à l'air, et elle oxyde.

Solutions:

Nettoyage mécanique : Il est beaucoup mieux de s'en débarrasser du gravier extérieur de rouille avant d'utiliser du produit chimique en utilisant une brosse métallique ou des machines électriques.

Prévention : Once the rust has been removed, it is strongly recommended that a protective coating, such as zinc or epoxy paint, be applied to make the iron resistant to future corrosion.

Sécurité : During the use of chemical products, wear protective equipment

Le matériel façonnage des aciers.

- **Post de coffrage** : le lieu d'installation du coffrage

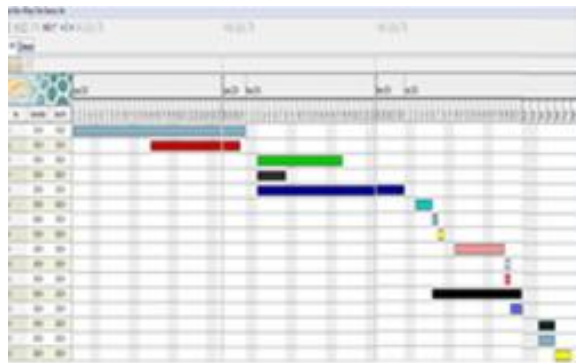


FIGURE 1. 15: Le matériel de ferrailage.

- **Organisation des travaux :**

Il est nécessaire d'avoir à l'entreprise un plan d'organisation des travaux du projet pour déterminer les jours ouvrables et les jours fériés et les dates du début et de fin des travaux. Il facilite d'organiser le travail et de faire connaître les besoins et l'achat de matériels de construction sur le calendrier qui a été spécifié

- **Diagramme de Gantt pour organiser les travaux.**

*FIGURE 1. 16:Le Diagramme de Gantt.*

Il est également recommandé à l'entrepreneur d'employer des ingénieurs responsables de gérer les travaux et d'organiser les différentes tâches.

*FIGURE 1. 17:contrôle de la qualité du béton avant le coulage.*

1.3.3. Contrôle des matériaux de construction :**● Ciment:**

Le dosage de ciment est variable en fonction de résistance attendue. Dans le béton de remplissage, peu chargé, il est de 150 kg/m³. Dans les pièces faisant partie de la structure des bâtiments, en béton armé, le béton contient généralement 350 kg/m³ de ciment. Dans les mortiers, la concentration est d'environ 450 kg/m³.

● Le stockage : Le stock de ciment soit en vrac dans un silo de stockage ou emballé

FIGURE 1. 18: Stockage de ciment en sac.



FIGURE 1. 19: Stockage de ciment en vrac

● Le contrôle de ciment :

Le ciment est contrôlé en fonction de la source et le type et la date de production.

● Stockage: Ciment doit être placé au-dessus des planches de bois. Loin de l'humidité du sol.**■ Dans ce projet, on a utilisé le ciment d'AIN TOUTA****■ Ciment CPJ42.5 pour la super structure et CRS pour l'infrastructure.****Le Gravier :**

Les granulats utilisés sont des graviers de carrière, des blocs de roche concassés et broyés. La dimension des granulats dépend de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, et du béton. La dimension des granulats est indiquée par deux chiffres. Par exemple, un gravier 7/15 est composé de particules dont le diamètre est compris entre 7 et 15 mm. Pour les bétons de construction, les granulats les plus utilisés sont les graviers 7/15 et 15/25. Pour les travaux lourds, les graviers sont plus gros, atteignant jusqu'à 150 mm de diamètre, et sont utilisés sous forme de béton cyclopéen.

- **Le stockage :** Le gravier utilisé est celui provenant de la carrière de FOUGHALA dont la dureté a l'essai de los Angeles ce gravier a une dureté moyenne.



FIGURE 1. 20: Stockage de gravier au chantier.

- **Le contrôle de gravier au niveau du laboratoire :** L'essai utilisé s'appelle l'essai **los Angeles**.

- Le but de cet essai est de déterminer la résistance de la dureté de gravier par le choc.



FIGURE 1. 21:Appareil de los Angeles.

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

Le sable :

Les sable grains, d'origine la même que celle des granulats, ont un diamètre de moins de 2 mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et exempt de poussières argileuses. Il y a un béton, le mortier de ciment ne contenant que du sable, du ciment et de l'eau. Il est essentiellement employé en maçonnerie pour lier les briques ou les parpaings et dresser les enduits sur les murs.

Le stockage : Stockage de sabler au chantier. Le sable utilisé d'**oued** non tamisé de la région de LIOU



FIGURE 1. 22 Stockage de sable au chantier.

● **contrôle de sable :**

et **laboratoire :** Analyse granulométrique :

Cessai a pour but de déterminer le diamètre de grains de sable.



FIGURE 1. 23: Les tamis d'analyse granulométrique.

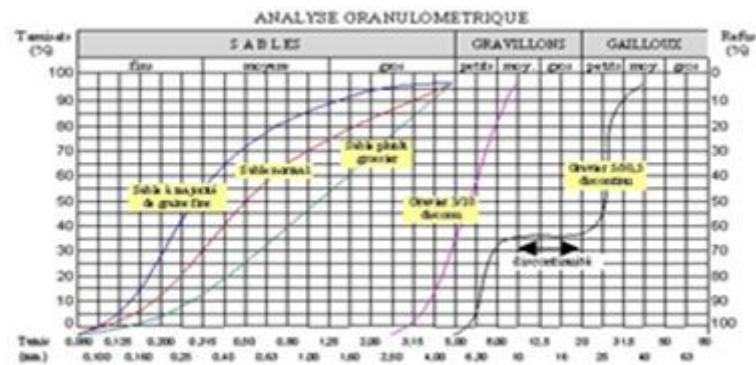


FIGURE 1. 24: Courbe d'analyse granulométrique

- Essai équivalent de sable : Pour mesurer la propreté de sable

Pour connaître la validité de ce sable pour son utilisation.

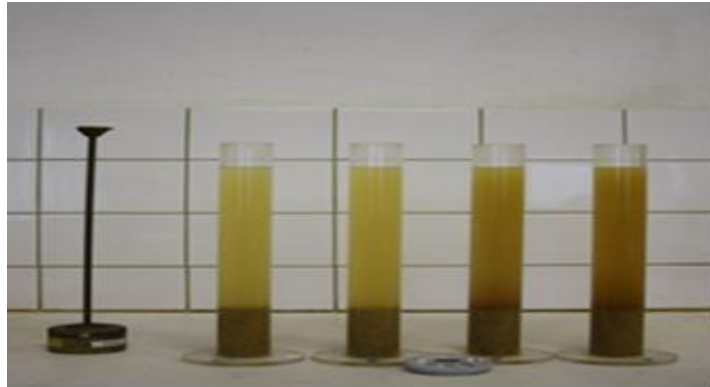


FIGURE 1. 25: Les tubes d'essai pour l'essai de l'équivalent de sable.

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

Eau de gâchage :

L'eau utilisée dans le béton doit être propre ; il s'agit généralement d'eau potable. En présence de chlorures, une réaction chimique peut se produire, modifiant l'hydratation du ciment. Le béton perd alors ses qualités mécaniques.

La consistance du béton, et donc sa facilité de mise en place dans les coffrages, dépend de la quantité d'eau utilisée. Il est donc essentiel de définir la teneur en eau en fonction de l'usage du béton, afin d'obtenir un équilibre optimal entre résistance et maniabilité.

Le béton est généralement mis en œuvre avec une consistance plutôt sèche, mais il est vibré lors du coulage pour qu'il puisse remplir correctement le coffrage et expulser l'air emprisonné pendant le malaxage.

- **Citerne d'eau pour approvisionner le chantier en eau**



FIGURE 1. 26: Citerne eau de gâchage.

- **contrôle d'eau :**
- ◆ **laboratoire :** à travers une analyse de l'eau au laboratoire et sur la détection de substances nocives telle que le sulfate qui conduit à un gonflement du béton et chlore, conduit à l'oxydation du fer et d'autres composants et de sels nocifs.
- ◆ **chantier :** L'eau peut être contrôlée visuellement pour l'utiliser pour le béton de manière à être exempt d'impuretés et des sels nocifs.

Le ferrailage :

Contrariusement au béton, l'acier résiste à la compression et à la traction aussi assez bonne. Propriétés mécanique est principalement utilisé dans le contrôle de la limite élastique désigné par le symbole FE. Acier utilisé dans le béton est une tige qu'est caractérisée par ce qui suit: (Figure - Flexibilité) limite élastique convenue.

- **aire de stockage des aciers non façonnés ou assemblés.**



FIGURE 1. 27: Stockage de ferrailage au chantier

■ **Le contrôle de ferrailage :**

- Laboratoire ; essai à la traction



FIGURE 1. 28:Appareil d'essai de pliage.

- **chantier** : c'est géré en fonction de leurs diamètres et leur longueur et de la manière de les stocker, nous pouvons également faire l'essai de pliage des barres pour la test de la ductilité des aciers.

■ Le coffrage

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

Le contrôle de coffrage : soit bien nettoyés après décoffrage et loin de l'humidité pour éviter qu'il ne soit pas ondulé



FIGURE 1. 29:Stockage des panneaux de coffrage.

■ Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux; le dernier répond très bien à la compression et mal à la traction; le béton armé qui sera utilisé pour la construction de l'ouvrage suivra les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.

■ COMPOSITION DU BETON :

On utilise dans notre bâtiment un béton dosé à 350 kg.m³ de ciment CPA pour un béton courant, la composition est définie par trois composants qui sont respectivement par /m³:

- ✓ La quantité de ciment : **350 Kg/m³** de ciment C.P.A.
- ✓ La quantité de sable : **400 Kg/m³** de sable D≤5.
- ✓ La quantité de gravier : **800 kg/m³** de gravier D ≤25mm.
- ✓ La quantité d'eau : **175 litres d'eau**.

Les quantités des différents composants du béton diffèrent en fonction de la nature du matériau désiré, ainsi que son utilisation. Car ses propriétés physiques et mécaniques sont dépendantes d'ailleurs de sa composition, ainsi de divers facteurs externes tels que la température.

● Préparation du béton :

Malaxage: On mélange les éléments à la main ou par l'intermédiaire d'engins mécaniques, tels qu'une bétonnière. Dans le cas de grandes œuvres, le béton est fabriqué dans une centrale qui mélange automatiquement les éléments suivant un programme de composition antérieur.

L'objectif est de mélanger suffisamment les composants pour obtenir une pâte homogène, au sein de laquelle les éléments les plus fins, sable et ciment, comblent les vides laissés par l'agglomération des granulats ; on doit également envelopper complètement les graviers pour obtenir, une fois sec, un matériau constitutif d'une roche.

Coulage : Le béton est amené sur le chantier par des toupies, des bétonnières camion, Une pompe béton charrie le matériau en hauteur ou sur des terrains difficilement accessibles aux camions. Sur les grands chantiers, le pompage du béton offre des cadences nettement plus rapides que si l'on fait venir des bennes sur le site du coulage par grue. Le béton peut également être projeté grâce à des compresseurs pneumatiques. Le matériau non nécessitant coffrage est utilisé lors de la construction de piscines. ou pour conforter des talus de terre instables susceptibles de s'écouler.

Vibration :Après avoir été coulé dans un coffrage, le béton est vibré par aiguilles ou par des vibreurs électriques fixés directement sur le coffrage. L'air expulsé pendant cette étape vient des cavités entre les graviers, qui se remplissent de la pâte fine de ciment et de sable. La vibration favorise le mélange efficace et renforce le durcissement.

Le bétonnage : Bétonnage des phases les plus importantes de la fin, ainsi que la qualité et la possibilité pour l'occasion qui déterminent la dureté du bâtiment

les béton conditions : Utilisation de bons matériels (ciment. gravier. sable. Eau de gâchage), Respect des normes pendant le coulage, usage du vibreur durant le gâchage et arrosage immédiatement après coulage. pour veiller sur la bonne mise en œuvre du béton, il faut;

- ✓ Utiliser de la grue pour déplacer le béton aux endroits de coulage.

- ✓ Utiliser du béton ferme.
- ✓ Utiliser l'essai du cône d'ABRAMS pour tester l'affaissement.
- ✓ Conserver les éprouvettes de béton dans l'eau et les soumettre à l'écrasement à 7 jours et à 28 jours.
- ✓ L'utilisation d'une centrale à béton pour produire une quantité de béton. (figure 30)



FIGURE 1. 30 La centrale à béton.

- ✓ Utilisation d'un camion malaxeur pour transporter le béton à l'atelier.



FIGURE 1. 31: Le camion toupies.

Utilisation d'un grue pour le transport du béton et faciliter le processus de bétonnage (figure 32)



FIGURE 1. 32: Le grue de chantier.

- ✓ Utilisation d'un béton ferme pour avoir une bonne résistance de béton (figure 33).



FIGURE 1. 33:Le coulage.

- ✓ Utilisation du vibreur lors de coulage pour faire ressortir l'air du béton et d'avoir un béton compact (figure34).



FIGURE 1. 34:Le vibreur lors de coulage.

● Le contrôle de béton :

Laboratoire : dans le laboratoire, nous effectuons des essais destructifs sur des échantillons de béton. Et c'est pour mesurer la résistance à la compression.



FIGURE 1. 35: Des échantillons de béton.



FIGURE 1. 36:des échantillons

après démoulage.



FIGURE 1. 37: des échantillons dans l'eau.



FIGURE 1. 38:appareille de la compression

Appareil de compression pour mesurer la force de résistance à la compression.



FIGURE 1. 39: mesurer la force de résister à la compression.

chantier :Utilisation du cône d'ABRAMS, Cela implique le test pour mesurer l'affaissement de béton .



FIGURE 1. 40: Après démoulage le cône.



FIGURE 1. 41: Le cône d'abrams.

● Les essais non destructifs :

L'essai de scléromètre et ultrason et une mesure de la résistance du béton après le durcissement.

▪ Scléromètre à béton - ORIGINAL SCHMIDT :

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

▪ L'ultrason de béton :

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

Il s'agit d'une essai non destructive dont la base est de produire des ultrasons par le biais d'un transducteur de transmission. Le transducteur de réception capte le signal après un certain temps

La mesure du temps de propagation conduit à la détermination de la vitesse de propagation en matériau. Pour un matériau continu, dans lequel nous connaissons le coefficient de Poisson, la vitesse est fonction seulement du module élastique, qui est ce qui définit le comportement et les propriétés mécaniques du matériau.



FIGURE 1. 42:Le scléromètre.



FIGURE 1. 43:L' ultrason.

1.4.L'implantation :

L'implantation c'est une opération qui se fait avant de commencer les travaux de réalisation du projet consistant à donner corps sur terre les limites et les axes du projet et ceci avant le décapage des fonds de fouilles. Avec les tiges métalliques, on définit les axes et on trace les limites du bâtiment et on enlance des piqués dans les limites.



FIGURE 1. 44:Le traçage.



FIGURE 1. 45:Le piquetage.

● Les fondations :

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



FIGURE 1. 46:Les chaise



FIGURE 1. 47:les axe de la structure.

● Les semelles filantes :

C'est le type de fondation retenu pour la construction ; elle supporte les charges transmises par les murs porteurs continus (voile périphérique) et les charges provenant de la structure (poteaux et poutres). Elles sont en béton armé avec interposition d'un béton de propreté de 5 à 10 cm pour éviter le contact des armatures avec le sol.



FIGURE 1. 48: mesure de la profondeur de fouille.

● Coulage du gros béton :

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



FIGURE 1. 49: Coffrage du béton propre.



FIGURE 1. 50: Après coulage

● Ferrailage de l'assise de semelle filante :

Après avoir terminer le coulage du gros béton , on place le ferrailage des semelles filantes et ce en respectant les recommandations et les plans de génie civil.



FIGURE 1. 51: Ferrailage de la poutre libag



FIGURE 1. 52 Ferrailage de la semelle

● Le coulage :

Le coulage se fait en deux phases :

La première phase est de couler le béton de semelle après durcissement, on procède au coulage de la poutre libage

Le béton mis en oeuvre est dosé à 370 kg/m³ de ciment C.R.S pour tous les éléments en contact direct avec le sol (semelles, amorces poteaux et longrines plus voiles périphériques).

- Béton dosé à 250 kg/m³ de ciment C.R.S ou équivalent pour béton de plots et gros béton.
- Béton dosé à 300 kg/m³ de ciment C.R.S ou équivalent pour la dalle flottante.
- Imperméabilisation de toute face de béton armé en contact direct avec le sol par application de (02) deux couches croisées de flint-coat d'accrochage suivies de (02) deux couches croisées d'émulsion bitumineuse.
- Enrobage des aciers: ($e \geq 4$ cm) for the reinforced concrete parts of the infrastructure

($e \geq 2.5$ cm) for the superstructure superstructure.



FIGURE 1. 53: Coulage de la poutre libage.

FIGURE 1. 54: coulage de la semelle.

Coffrage et coulage des amorces poteaux.



FIGURE 1. 55:Coffrage et coulage de l'amorce poteau.

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



FIGURE 1. 56:badigeonnage des surfaces des fondations par le bitume

1.5. Contrôle des éléments verticaux de la structure:

Les éléments verticaux sont des éléments de contreventements de la structure du bâtiment. qui signifie a prendre les charges verticales et les efforts verticaux et ils contribuent à la stabilisation des constructions.

● Le poteau :

Un poteau est un organe de [structure](#) d'un ouvrage sur lequel se concentre de façon [ponctuelle](#) les charges de la [superstructure](#) et par lequel ces charges se répartissent vers les [infrastructures](#) de cet ouvrage (les [fondations](#)).



FIGURE 1. 57: Le Ferrailage FIGURE 1. 58: Le Coffrage FIGURE 1. 59: Après décoffrage

● Les voiles :

Sont des éléments structuraux qui contribuent à la stabilité de l'édifice et le protéger contre les forces verticales et horizontales et surtout les forces sismiques



FIGURE 1. 60: Le ferrailage FIGURE 1. 61: Le coffrage FIGURE 1. 62: Le décoffrage

1.6. Contrôle des éléments horizontaux de la structure:

● Le plancher :

Le plancher est un espace plat horizontal séparant deux niveaux d'une construction et capable de soutenir des charges (plancher sur vide sanitaire, plancher intermédiaires, plancher de toiture terrasse). Les planches sont des éléments porteurs. Les dallages sur terre plein peuvent être comparés à des planchers.

Et il ya deux type de plancher corps creux et dalla pleine

■ Plancher corps creux :

- ✓ Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux
- ✓ Les corps creux qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),

- ✓ les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- ✓ la dalle de compression armée qui reprend les efforts de Compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.



FIGURE 1. 63:Le coffrage des poutrelle

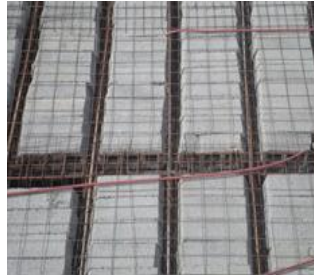


FIGURE 1. 64: le corps creux et pose du treillis



FIGURE 1. 65:La ségrégation de béton a niveau des poutrelles.

● La dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 15 cm.



FIGURE 1. 66:Le ferrailage de la dalle pleine supérieure



FIGURE 1. 67:la chaise pour maintenir la nappe

Après le durcissement, on a constaté l'apparition des fissures en surface dues au retrait du béton .



FIGURE 1. 68: Les fissures en surface de retrait.

- **Les poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux.. Dans les bâtiments elles servent souvent d'intermédiaire entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (surtout les poteaux).

1.7. Les travaux de finition :

- **La maçonnerie :**

La maçonnerie est une l'opération de bâtir une construction par l'assemblage de matériaux élémentaires, liés par un mortier. C'est l'art du maçon par définition.

Il existe des murs extérieurs et des murs de séparation.



FIGURE 1. 69: La maçonnerie.

- **Enduit sur mur.**

- **Enduit au mortier ciment :**

L'enduit a encore en tant que telle, de toute manière, la fonction de protéger le support des agressions physiques et climatiques et d'assurer l'imperméabilité du bâti à la couche de finition. Il n'a pas de fonction structurelle.

Les chapes de mortier de ciment sont produits à partir de la liaison entre ciment, eau, et sable. Les éléments, dosés et mélangés, ils peuvent être préparés sur place.



*FIGURE 1. 70:*Enduit au mortier ciment.

La couche plâtre est très largement préférée dans la construction et l'industrie du bâtiment. Elle est par exemple utilisée pour revêtir la face des cloisons et des murs. La couche plâtre est un véritable revêtement sain et esthétique. Elle est utilisée à la finition et à la décoration lors de la construction d'une maison. La couche plâtre est fabriquée sur la base de poudre de plâtre après exploitation du gyps



FIGURE 1. 71: Enduit au plâtre.

- **La Faïence:**

Revêtement céramique de la paroi interne. En plus de son esthétique et de protéger les murs contre l'humidité



FIGURE 1. 72: La Faïence.

● Le carrelage

C'est l'opération de carreaux à poser.

Il décrit un revêtement de sol en carreaux de céramique - terre cuite, faïence-carreaux, grès-carreaux (généralement désignés grès-cérame) - ou autrement encore marbre-carreaux ou ciment-carreaux. Ces formes diffèrent différents types de carreaux sont juste-apposés puis collés ou scellés. Un carrelage est couramment utilisé pour la finition et la décoration des sols pour les habitations et autres locaux, aussi bien à l'intérieur qu'en extérieur.



FIGURE 1. 73: Le carrelage.

● La peinture :

La peinture en bâtiment est celui qui apporte la touche finale à un chantier de construction. Il recouvre d'un revêtement, en extérieur et à l'intérieur, murs et plafonds.



● L'étanchéité :

L'étanchéité désigne les précautions prises pour que les éléments naturels extérieurs (pluie, remontées d'humidité, vent) ou intérieurs (air chargé d'humidité) n'endommagent pas les éléments constitutifs du bâtiment (structure, isolation).

Et chaque fois renouvelé un certain. Tout d'abord, nous nettoyons la terrasse de la structure et mettons en place une couche d'accrochage de flint coat puis le bitume. Placer trois couches des multicouches croisées et au périmètre une couche en paxalumin. Une fois ce travail est achevé, on met en place une couche de protection en gravier roulé de diamètre 25



FIGURE 1. 74:couche de bitume



FIGURE 1. 75:Les multicouches

◆ couche de paxalumin à la périphérie de la terrasse



FIGURE 1. 76:Le papier de paxalumin

◆ La mise en place du gravier roulé.



FIGURE 1. 77: Le gravie roulé.

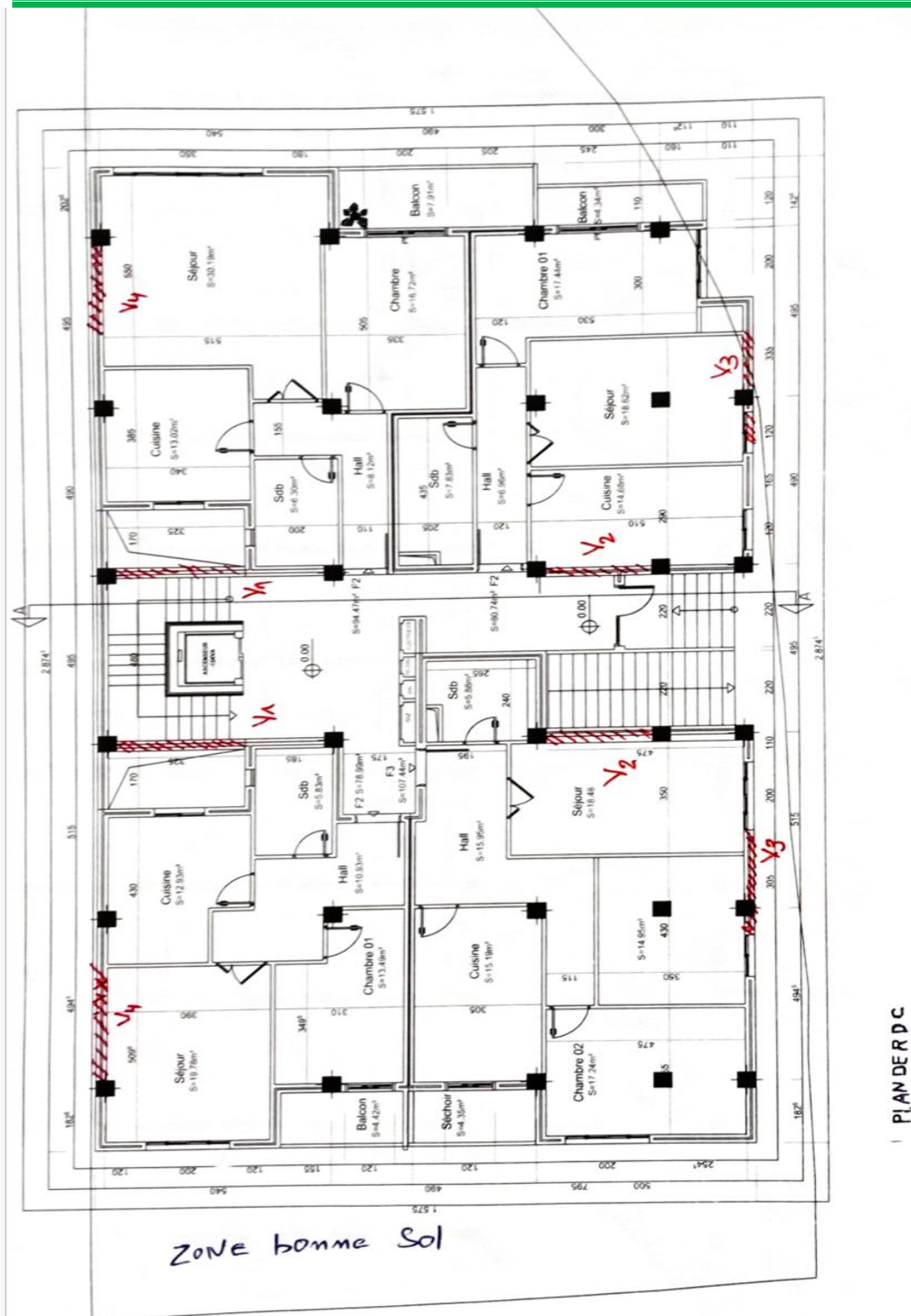
La réception des travaux de l'étanchéité nécessite de remplir la terrasse avec de l'eau teintée pour une durée de 48 heures pour constater des éventuelles infiltrations d'eau.

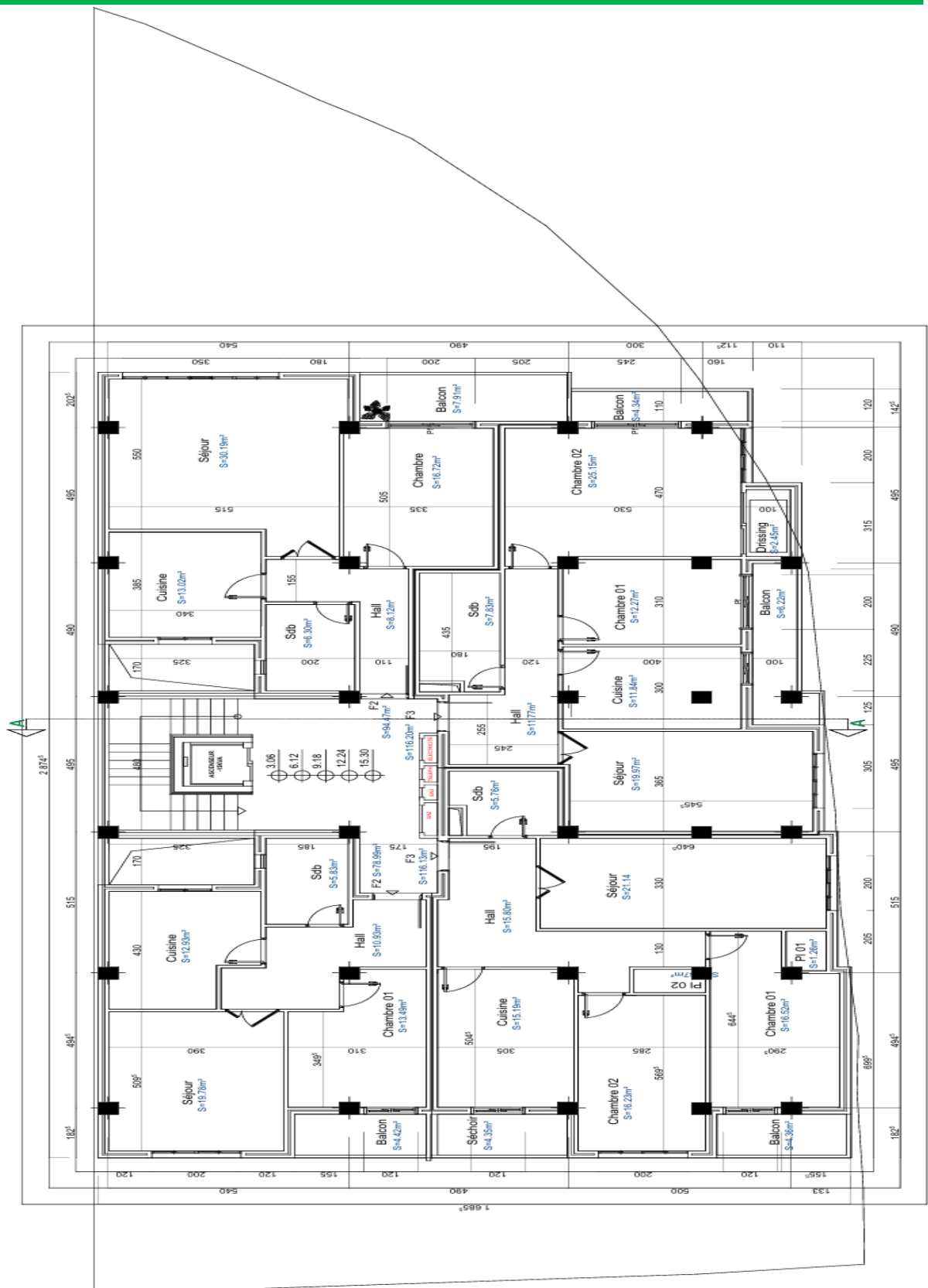


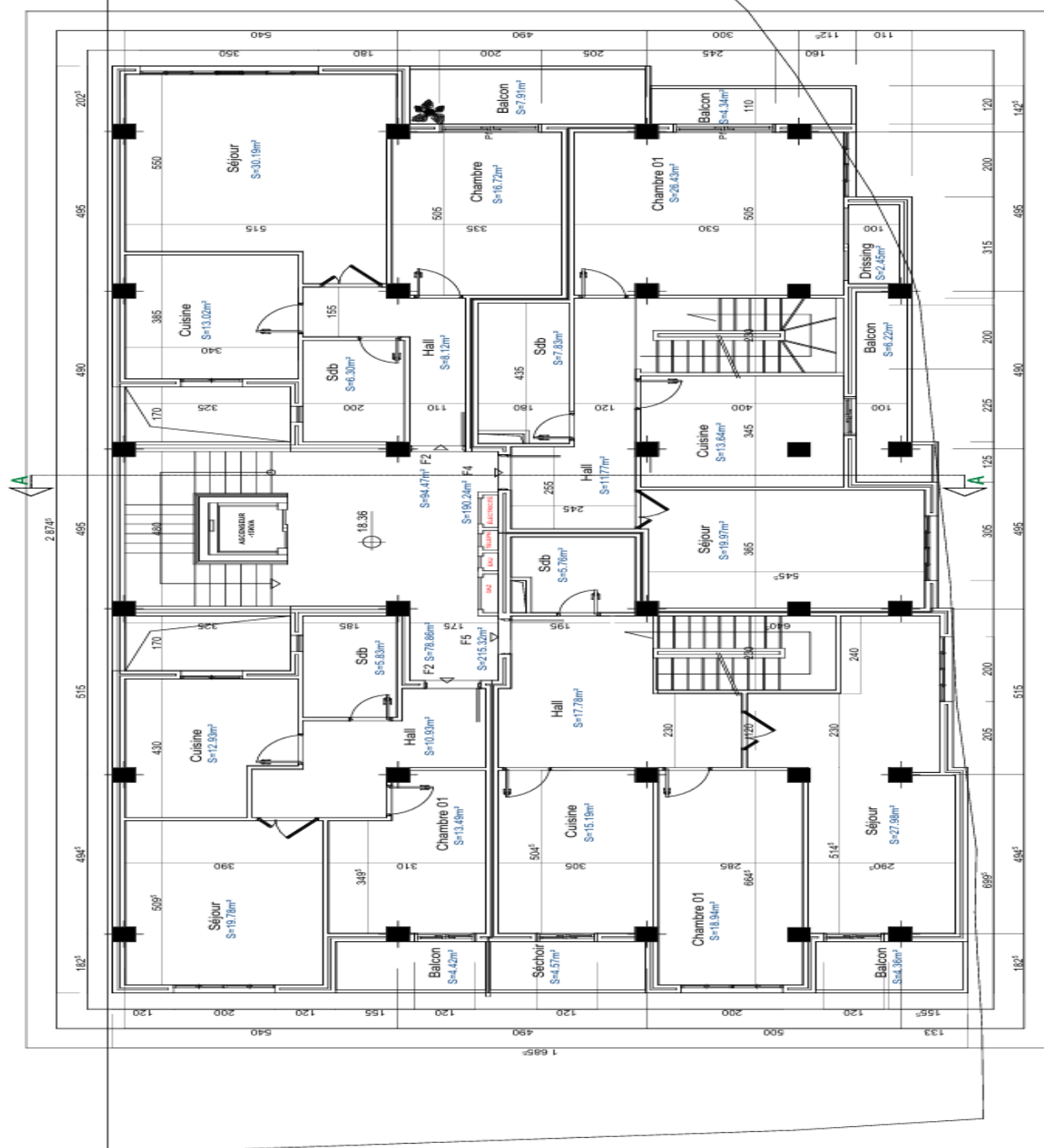
FIGURE 1. 78:remplir la terrasse de l'eau

Conclusion

Au cours de la première partie de mon projet de fin d'études, j'ai acquis de précieuses connaissances pratiques, enrichi mes connaissances et acquis de l'expérience dans le domaine du génie civil. Cela m'a permis d'explorer de nombreux aspects de la gestion des entreprises de construction, des processus opérationnels et des problèmes et difficultés qu'elles peuvent rencontrer lors de leur mise en œuvre.



PLAN 1^{er} au 8^{eme} ETAGE



PLAN 9eme ETAGE

Deuxième partie :

Etude d'un bâtiment

Chapitre I :

Présentation du projet.

Chapitre I : Présentation du projet

1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

2. Implantation et présentation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 100 logements promotionnel se situe au nord de la ville de BATNA

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+9 + Entresol + sous-sol) en béton armé à usage multiple à savoir :

- Sous-sol et entresol destiné comme parking.
- RDC au 9^{ème} étage à usage d'habitation (logements de type 2 F4 et 2 F5).
- Une terrasse inaccessible.
- Le site est considéré comme meuble (S3).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2024 « article 4.1 » dans le groupe d'usage 2.

3. Données géotechniques du site :

le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC- unité de Batna) a proposé une étude géotechnique de l'assiette réservée pour la réalisation de 100 logements promotionnel.

D'après la base des données géologiques, et les résultats d'investigations des géotechniques du Laboratoire, la capacité portante admissible du sol d'assise retenue est : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$.

Le terrain étudié, il est constitué essentiellement d'une :

Sondage	Profondeur d'essai		Nombre de coups				Classe
	Début	Fin	N ₁₅	N ₃₀	N ₄₅	N _{coups}	
SC01	1.50	1.95	03	04	05	09	Peu dense
	3.00	3.45	05	06	06	12	Moyennement dense
	6.00	6.45	10	15	18	33	dense
Sondage	Profondeur d'essai		Nombre de coups				Classe
	Début	Fin	N ₁₅	N ₃₀	N ₄₅	N _{coups}	
SC02	1.50	1.95	04	04	05	09	Peu dense
	3.00	3.45	05	07	08	15	Moyennement dense
	6.00	6.45	09	16	19	35	dense

TABLEAU 1.1 :caractéristiques géométriques.

4. Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Longueur en plan -----24.10m.
- Largeur en plan-----15.30 m
- Hauteur totale (sans acrotère) -----30.6 m
- Hauteur d'étage courant-----3.06 m
- Hauteur de RDC+ étage -----3.06 m
- Hauteur de sous-sol-----3.06 m
- Hauteur d'entre sol-----3.40 m



FIGURE 1.. 1/Vue de la façade principale

5. Conception de la structure :

5.1. Ossature de l'ouvrage :

C'est une ossature auto-stable réalisée avec système portique (poteau –poutre).

5.2. Plancher :

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

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
- Planchers corps creux :

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

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

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

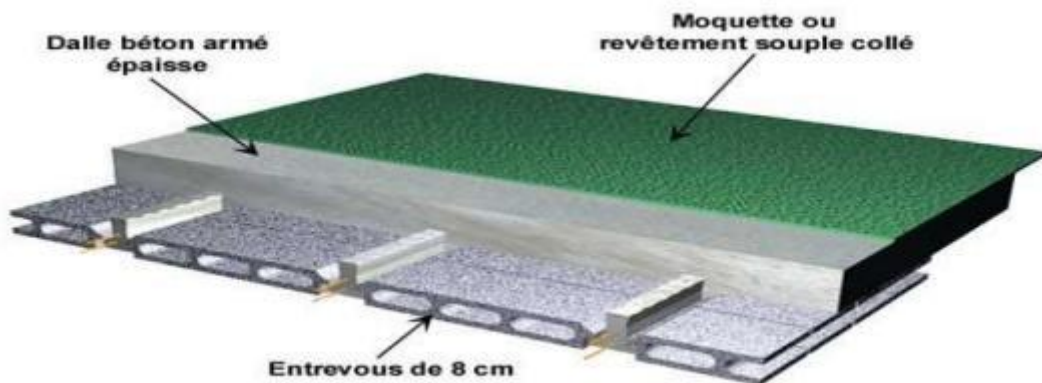


FIGURE 1.. 2: Plancher en corps creux

- **Planchers dalle pleine :**

C'est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis.

Le plancher du sous-sol est exceptionnellement en dalle pleine à cause de l'importance des charges (parking).

5.3. Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers intermédiaire.

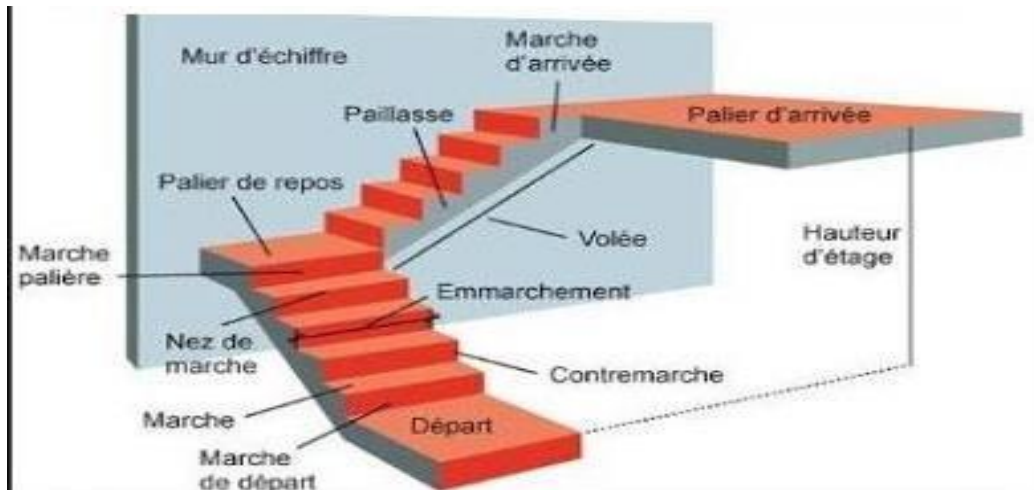


FIGURE 1.. 3: L'escalier

5.4. Maçonnerie :

On distingue :

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

● Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

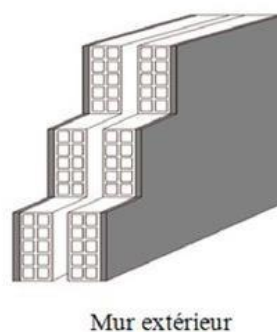
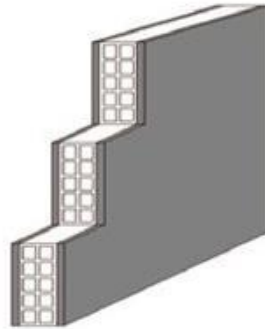


FIGURE 1.. 4 : Mur extérieur (Double paroi)

- **Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



Mur simple cloison.

FIGURE 1.. 5: Mur intérieur (Simple paroi)

5.5. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

5.6. Acrotère :

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

6. Caractéristiques des matériaux :

6.1.Béton :

Définition :

Le béton est obtenu grâce à une combinaison astucieuse de ciment, de granulats et d'eau. Son traitement devra respecter les conditions suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie)

Les avantages du béton :

- La résistance à la compression.
- Souplesse d'utilisation
- Entretien facile.
- Résistance au feu.
- Possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de forme variés.

Les inconvénients du béton :

- Résistance très faible à la traction
- Poids volumique élevé 2500 kg / m³
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.

6.4. Les constituant du béton :**Ciment :**

C'est un liant hydraulique, il est caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Les granulats :

Il s'agit de matériaux inertes qui proviennent de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on déploie les :

- Les granulats naturels utilisés directement sans traitement mécanique préalable.
- Naturel granulats résultants de concassage des roches.

Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dans le but d'améliorer certaines propriétés du béton.

Exp : Retardateur de prise, accélérateur de prise, hydrofuges...etc.

6.3.Dosages :

Les formules diverses de béton seront décidées en amont, en fonction de la demande au niveau de chantier et encore en fonction des matières premières disponibles dans la zone où est implantée l'œuvre

6.4.Résistance :

Résistance mécanique à la compression :

Le béton est défini par la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Le nombre est défini par compression axiale d'un cylindre droit, de révolution de diamètre 16cm, de hauteur 32cm pour un granulat de diamètre au plus égal à 40mm.

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance f_{c28} d'au moins 20Mpa et jusqu'à 45Mpa.....RPA99 version 2003 (Art 7.2.1.

La résistance du béton à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est

Déterminée au moyen de tests sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et 32cm de hauteur. On utilise la plupart du temps la valeur à maturité de 28 jours :

f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours,

Définies à partir de f_{c28} par :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

-La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

-La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

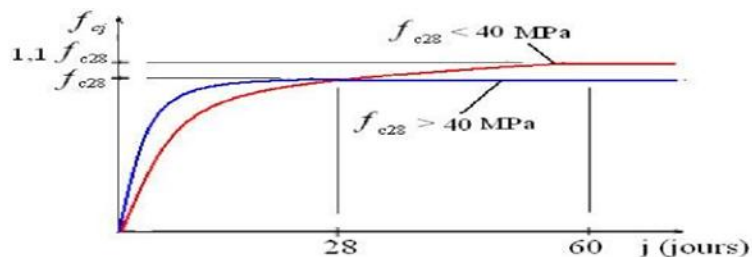


FIGURE 1.. 6: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \quad f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

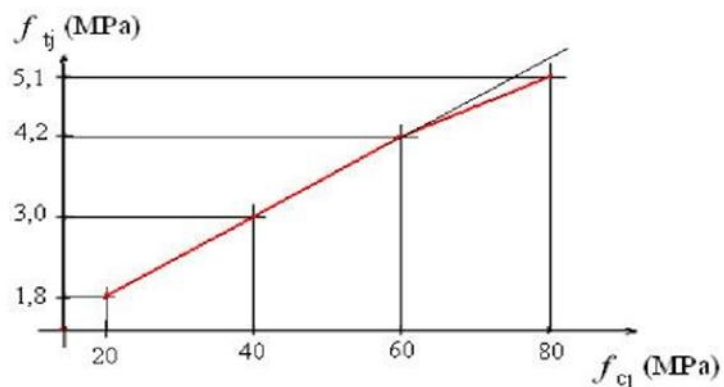


FIGURE 1.. 7: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Déformation longitudinale du béton :

Modules de déformation longitudinale instantané:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet a défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

Module de déformation longitudinale différé :

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

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.

Coefficient de poisson $\nu = 0.0$ dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des Etats limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

Contraintes limites :

- **Etat limite ultime ELU :**
- **Contrainte ultime de béton :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur le diagramme de contraintes déformations.

Les déformations du béton sont :

- $\epsilon_{bc1} \times 2\text{‰}$
- $\epsilon_{bc2} \times 3.5\text{‰}$ Si $\rightarrow f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$
- $\text{Min}(4.5; 0.025 f_{cj}) \text{‰}$ Si $\rightarrow f_{cj} \geq 40 \text{ MPa}$
- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$F_{bu} = \frac{0.8 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec :

γ_b : coefficient de sécurité partiel (1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles)

μ : un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h

- $\mu = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.
- $\mu = 0.85$ dans les autres cas.

$\delta(\text{MPa})$

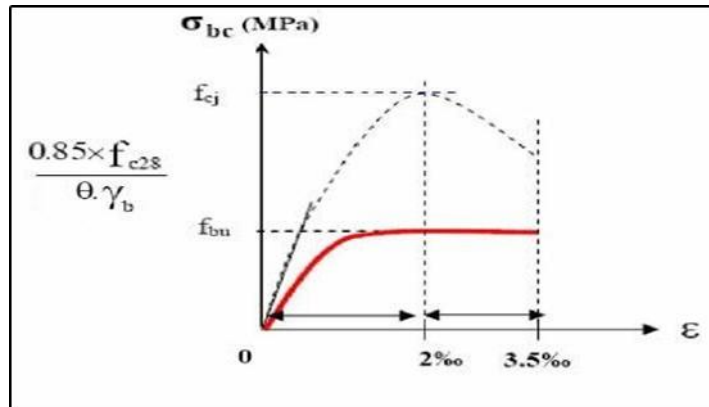


FIGURE 1.. 8: Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU Etat limite de service

Les déformations en charge requises pour se trouver en l'ELS sont assez faibles, et nous supposons ainsi que le béton se trouve toujours dans le domaine élastique. Nous prenons, la loi de Hooke de l'élasticité pour d'expliquer le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$). La résistance mécanique du béton tendu est ignorée. En outre, on pose d'ordinaire sur la valeur forfaitaire de module de Young du béton celle de l'acier égale à 1/15.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}.$$

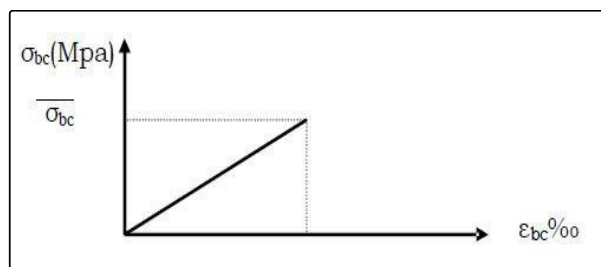


FIGURE 1.. 9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

Acier :

L'acier a une très bonne résistance à la traction et une bonne résistance à la compression au cas d'éclats faibles. Si aucune précaution n'est prise, il peut subir des effets de corrosion. Sa ductilité est élevée, une déformation importante peut se produire avant rupture (de l'ordre de quelques pour cent).

Caractéristiques mécaniques

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

La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant.
	FeE24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant
	FeE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	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 1. 2 :types et caractéristiques des aciers .

Contrainte limite :

- Etat limite ultime :**

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme de contrainte-déformation suivant.

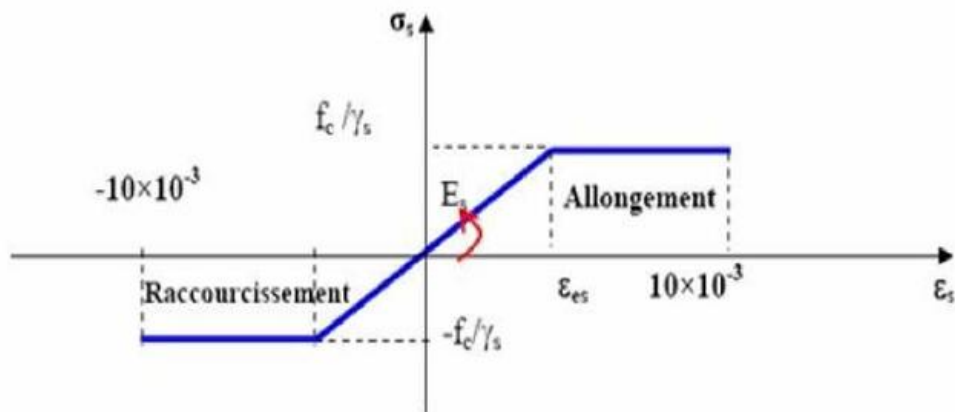


FIGURE 1.. 10: Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

Pour un acier à haute adhérence ayant $f_e = 400$ MPa :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$ situations accidentelles $\rightarrow \sigma_s = 400$ MPa
- $\gamma_s = 1.15$ cas général $\rightarrow \sigma_s = 348$ MPa
- **Etat limite de service**

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 : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.5f_e ; 110 \eta f_{tj})$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.4f_e ; 88 \eta f_{tj})$.

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL)

$\eta = 1.6$ pour les aciers à hautes adhérences

Chapitre II

Pré dimensionnement

Chapitre 02: Pré dimensionnement

- Pré dimensionnement :

1. Introduction :

Les composants doivent avoir une section minimale pour supporter les efforts dont ils sont soumis. À cette fin, nous nous basons sur les recommandations du RPA99/version 2003 et du BAEL 91. La transmission des charges se fait de la manière suivante :

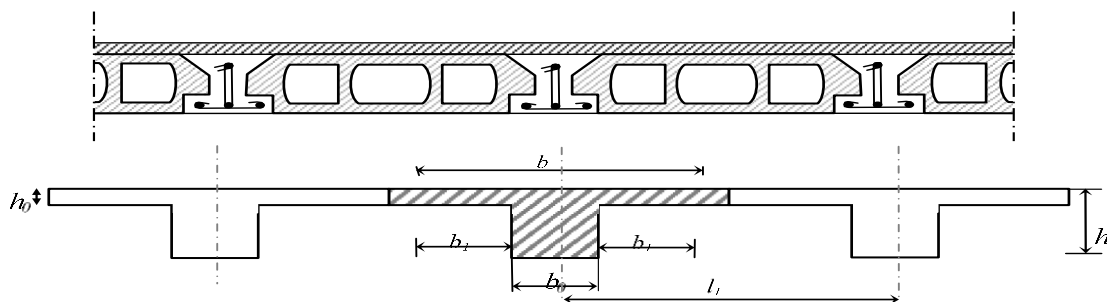
Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

2. Pré dimensionnement des éléments :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types des poutres qui doivent respecter les conditions cidessous :

3. Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis aux corps creux.



Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 42

FIGURE2. 1

FIGURE 2. 1:Schéma de la dalle corps Creux

Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L=515\text{cm}$).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 22$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+4)

$$\begin{cases} h = 20 \text{ cm} & \rightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} & \rightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 24 \text{ cm} & \rightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{cases}$$

3.1.2 Dimension des poutrelles :

1- $0.3h_t \leq b_0 \leq 0.6h_t \Rightarrow 7.2 \leq b_0 \leq 14.4 \rightarrow \text{Soit } b_0 = 10 \text{ cm}$

2- $b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{l_{\max}}{10}\right) \rightarrow \text{avec } L_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$b_1 = \min(27.5 ; 51) \square b_1 = 27.5$

3- La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

$\rightarrow b = 10 + 2(27.5) = 65$

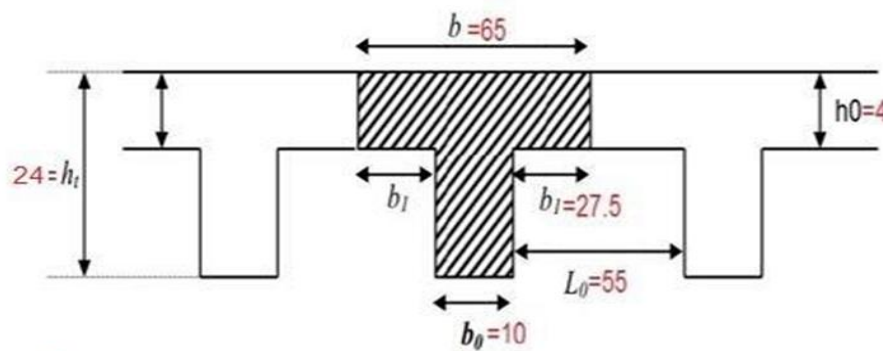


FIGURE 2. 2: Nervure

4. Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

➤ Condition de la portée : **BAEL91 (art B.6.5.1).**

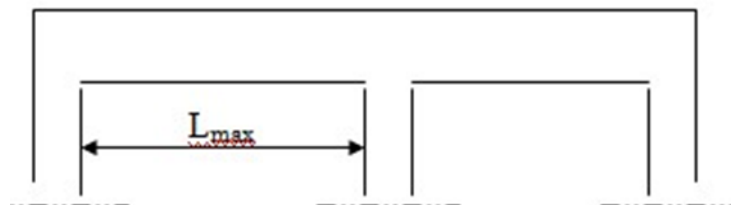
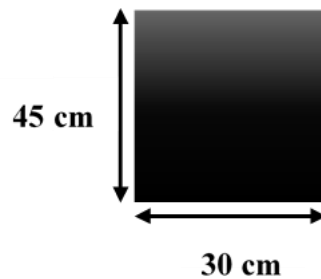


FIGURE 2. 3: Les poutres principales

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{max}$$

L_{max} : la plus grand portée = 540cm

$h = (36 \div 54)$ on prend: $h = 45\text{cm}$.



$b = (0.3 ; 0.4)h = (13.5 ; 18)$ on prend: $b = 30\text{cm}$.

Condition de RPA 99(article 7.5.1) :

$b \geq 20\text{ cm} \rightarrow b = 30\text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifier.**

$h \geq 30\text{ cm} \rightarrow h = 45\text{cm} \rightarrow$ **condition vérifier.**

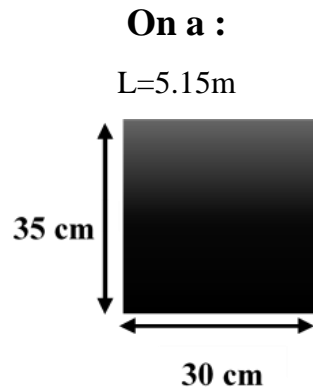
$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow 45/30 = 1.5 < 4,0 \rightarrow$ **condition vérifier.**

$b_{max} = 30\text{cm} \leq 1.5 \times h + b = 1.5 \times 45 + 30 = 97.5\text{cm} \rightarrow$ **condition vérifier.**

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à **(30×45) cm².**

II.1.4. Les poutres secondaires : BAEL91 (art B.6.5.1).

Condition de portée :



$$\frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10}$$

$$34.33 \text{ cm} < h < 51.5 \text{ cm}$$

● On prend: ***h=35cm***

$$0.3 \times 35 < b < 0.7 \times 35$$

$$10.5 \text{ cm} < b < 24.5 \text{ cm}$$

● On prend: ***b=30cm***

Remarque : la section de la poutre secondaire est **(30×35)cm²**.

• Les conditions de RPA99/2003 (art 7.5.1):

$$B = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

$$H = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 < 4 \dots \text{cv}$$

5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Le pré-dimensionnement des poteaux doit satisfaire aux conditions de RPA99version2024:

$$S\text{-SOL } 60 \times 60 \text{ cm}^2 =$$

$$\text{Min } (b, h) > 30 = b = 60 > 30$$

$$H_e = H_{\text{ETAGE}} - H_{\text{POUTRE PRINCIPALE}} = H_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b. h)} > \frac{h_e}{20} = b = 60 > \frac{261}{20} = b = 55 > 13.05$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < \frac{h}{4} = \frac{1}{4} < \frac{60}{60} < \frac{60}{4} = 0.25 < 1 < 15$$

$$\text{ENTRE SOL (60} \times \text{60) cm}^2 = \text{Min (b. h)} > 30 = b = 60 > 30$$

$$H_e = \text{HETAGE} - \text{HPOUTR PRINCIPALE} = H_e = 340 - 45 = 295 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b. h)} > \frac{h_e}{20} = b = 60 > \frac{295}{20} = b = 60 > 14.75$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < \frac{h}{4} = \frac{1}{4} < \frac{60}{60} < \frac{60}{4} = 0.25 < 1 < 15$$

$$\text{RDC} + 1^{\text{er}} \text{ ETAGE} + 2^{\text{eme}} \text{ (55} \times \text{55) cm}^2 = \text{Min (b. h)} > 30 = b = 55 > 30$$

$$H_e = \text{HETAGE} - \text{HPOUTR PRINCIPALE} = H_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b. h)} > \frac{h_e}{20} = b = 55 > \frac{261}{20} = b = 55 > 13.05$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < \frac{h}{4} = \frac{1}{4} < \frac{55}{55} < \frac{55}{4} = 0.25 < 1 < 13.75$$

$$3^{\text{eme}} + 4^{\text{eme}} + 5^{\text{eme}} \text{ ETAGE (50} \times \text{50 cm}^2 = \text{Min (b. h)} > 30 = b = 50 > 30$$

$$H_e = \text{HETAGE} - \text{HPOUTR PRINCIPALE} = H_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b. h)} > \frac{h_e}{20} = b = 50 > \frac{261}{20} = b = 50 > 13.05$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < \frac{h}{4} = \frac{1}{4} < \frac{50}{50} < \frac{50}{4} = 0.25 < 1 < 12.5$$

$$6^{\text{eme}} + 7^{\text{eme}} + 8^{\text{eme}} \text{ ETAGE (45} \times \text{45) cm}^2 = \text{Min (b. h)} > 30 = b = 45 > 30$$

$$H_e = \text{HETAGE} - \text{HPOUTR PRINCIPALE} = H_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b. h)} > \frac{h_e}{20} = b = 45 > \frac{261}{20} = b = 45 > 13.05$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < \frac{h}{4} = \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < \frac{45}{4} = 0.25 < 1 < 11.25$$

$$9^{\text{eme}} \text{ Etage (40} \times \text{40 cm}^2 =$$

$$\text{Min (b. h)} > 30 = b = 40 > 30$$

$$H_e = \text{HETAGE} - \text{HPOUTR PRINCIPALE} = H_e = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$\text{Min (b. h)} > \frac{h_e}{20} = b=40 > \frac{261}{20} = b=40 > 13.05$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < \frac{h}{4} = \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < \frac{40}{4} = 0.25 < 1 < 10$$

Un poteau est un élément qui assure la transmission verticale des charges d'une structure vers un autre élément porteur, ou à la fondation.

Le pré dimensionnement est fait selon le cas la plus défavorable c'est la plus grande surface afférente, généralement le poteau du centre.

Selon l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal final N_u en action dans un poteau devrait être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Notre pré dimensionnement va s'appliquer sur le poteau qui supporte plus de charges réparties sur une surface.

Les surcharge d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

RDC + ENTRESOL + SSOL à usage commercial..... $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

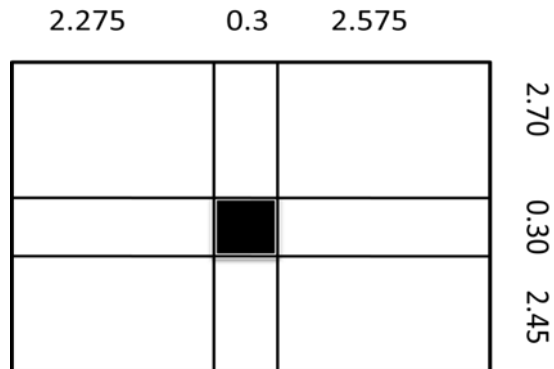
Étages courants à usage d'habitation..... $Q_{EC} = 1,50 \text{ KN/m}^2$.

Terrasse $Q_{TER} = 1,00 \text{ KN/m}^2$.

Escaliers : $Q_{ESC} = 2,50 \text{ KN/m}^2$.

Balcon: $Q_{BAL} = 3,50 \text{ KN/m}^2$.

L'acrotère: $Q_{ACR} = 1,00 \text{ KN/m}^2$.



.LOCALISATION DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE:

FIGURE 2. 4: Localisation du poteau le plus sollicité

On a :

- **La surface Complete du plancher :**

$$St = (2.275+0.3+2.575) \times (2.70+0.30+2.45) = 28.06 \text{ m}^2$$

- **La surface du plancher seulement :**

$$SP = (2.275+2.575) \times (2.70+2.45) = 24.98 \text{ m}^2$$

- Donc finalement on a $St = 28.06 \text{ m}^2$ et $SP = 24.98 \text{ m}^2$

Détermination des Charge permanente :

- **Calcul des poids propres**
 - **Plancher :**

$$\text{Plancher étage courant : } G \times S = 6.70 \times 28.06 = 188.00 \text{ kN}$$

$$\text{Plancher étage terrasse : } G \times S = 7.20 \times 28.06 = 202.03 \text{ kN}$$

- **Poutres**

$$\text{Poutres principales : } \rho \times b \times h \times (2.70 + 2.45) = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 5.15 = 17.38 \text{ kN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \rho \times b \times h \times (2.275 + 2.575) = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 4.85 = 12.73 \text{ kN}$$

$$\text{Poids poutres principales + Poids poutres secondaires} = 30.11 \text{ kN}$$

- **Poteaux :**

$$\text{RDC+1}^{\text{er}} + 2^{\text{ème}} \text{ ETAGE} = 0.55 \times 0.55 \times 25 \times 2.61 = 19.74 \text{ kN}$$

$$3\text{ème}+4\text{ème}+5\text{ème ETAGE}=0.50\times0.50\times25\times2.61=16.31\text{KN}$$

$$6\text{ème}+7\text{ème}+8\text{ème ETAGE}=0.45\times0.45\times25\times2.61=13.21\text{KN}$$

$$9\text{ème ETAGE}=0.40\times0.40\times25\times2.61=10.44$$

$$\text{ENTRE SOL}=0.55\times0.55\times25\times2.95=22.30\text{KN}$$

$$\text{S SOL}=0.55\times0.55\times25\times2.61=19.74\text{KN}$$

• **Surcharges d'exploitation**

$$\text{RDC}+\text{ENTRE SOL}+\text{S SOL} : Q \times S = 2,5 \times 28.06 = 70.15\text{kN}.$$

$$\text{Etages courant} : Q \times S = 1.5 \times 28.06 = 42.09\text{kN}$$

$$\text{Terrasse} : Q \times S = 1 \times 28.06 = 28.06\text{kN}.$$

• **Loi de dégression :**

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q \text{ pour } n \geq 5$$

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q₀ : La structure d'exploitation sur la terrasse

Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Q₀ = 1KN/m ; (Terrasse inaccessible).

Q = 1.5KN/m ; (usage d'habitation).

Q = 2.5KN/m ; (usage commercial)

Les surcharges des planchers sont différentes :

$$9\text{ème Etage} = Q_0$$

$$8\text{ème Etage} = Q_0 + Q_1$$

$$7\text{ème Etage} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$6\text{ème Etage} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$5\text{ème Etage} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$4^{\text{ème}} \text{ Etage} = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$3^{\text{ème}} \text{ Etage} = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$2^{\text{ème}} \text{ Etage} = Q_0 + 0.70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$1^{\text{er}} \text{ Etage} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\text{RDC} = Q_0 + 0.60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

$$\text{Entre sol} = Q_0 + 0.60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$$

$$\text{Sous-sol} = Q_0 + 0.60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$$

Tableau II.11 : Les lois dégressions.

Niveau des Planchers	Σ surcharge	Surcharges
9 ^{ème} Etage	S1=28.06	28.06
8 ^{ème} Etage	S2= 28.06+ 42.09	70.15
7 ^{ème} Etage	S3= 28.06 +0.95 (42.09+ 42.09)	108.03
6 ^{ème} Etage	S4= 28.06 +0.90 (42.09+ 42.09+ 42.09)	141.70
5 ^{ème} Etage	S5= 28.06 +0.85 (42.09+ 42.09+42.09 +42.09)	171.66
4 ^{ème} Etage	S6= 28.06 +0.80 (42.09+ 42.09+42.09 +42.09+42.09)	196.42
3 ^{ème} Etage	S7=28.06 +0.75 (42.09+ 42.09+42.09+42.09+42.09+42.09)	217.46
2 ^{ème} Etage	S8= 28.06 +0.70 (42.09+42.09+42.09+42.09+42.09+42.09+42.09)	238.42
1 ^{er} Etage	S9= 28.06 +0.68 (42.09+42.09+42.09 +42.09+42.09+42.09+70.15)	278.66
RDC	S10= 28.06 +0.666 (42.09+ 42.09+42.09+42.09+42.09+42.09+70.15 +70.15)	317.72
Entre sol	S11= 28.06 +0.6363 (10×42.09)+ 70.15	339.2468
Sous-sol	S12= 28.06 +0.6363 (11×42.09)+ 70.15	405.11625

- Calcul de l'effort normal Nu :

Tableau II.12 : calcul de l'effort normal Nu.

Niveaux	G poteau	G poutre	G plancher	GT	G cum	Q plancher	Q cum	Nu
9	10.44	30.11	202.03	242.58	242.58	28.06	28.06	369.57
8	10.44	30.11	188.00	288.55	531.13	42.09	70.15	822.24
7	10.44	30.11	188.00	288.55	819.68	42.09	112.24	1274.92
6	13.21	30.11	188.00	288.55	1051.00	42.09	154.33	1650.34
5	13.21	30.11	188.00	231.32	1282.32	42.09	196.42	2025.76
4	13.21	30.11	188.00	231.32	1513.64	42.09	238.51	2401.17
3	16.31	30.11	188.00	231.32	1748.04	42.09	280.60	2780.75
2	16.31	30.11	188.00	231.32	1982.46	70.15	350.75	3202.44
1	26.55	30.11	188.00	234.42	2227.12	70.15	420.90	3639.04
RDC	23.49	30.11	188.00	234.42	2468.72	70.15	491.05	4312.34
ENTRE SOL	26.55	30.11	188.00	244.66	2747.01	70.15	10291.42	19145.5935
S SOL	23.49	30.11	188.00	241.60	2988.61	70.15	1036.151	19576.978

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Nu_9 = (1.35 \times 242.58) + (1.5 \times 28.06) = 369.57 \text{ KN}$$

$$Nu_8 = (1.35 \times 531.13) + (1.5 \times 70.15) = 822.24 \text{ KN}$$

$$Nu_7 = (1.35 \times 819.68) + (1.5 \times 112.24) = 1274.92 \text{ KN}$$

$$Nu_6 = (1.35 \times 1051.00) + (1.5 \times 154.33) = 1650.34 \text{ KN}$$

$$Nu_5 = (1.35 \times 1282.32) + (1.5 \times 196.42) = 2025.76 \text{ KN}$$

$$Nu_4 = (1.35 \times 1513.64) + (1.5 \times 238.51) = 2401.17 \text{ KN}$$

$$Nu_3 = (1.35 \times 1748.04) + (1.5 \times 280.60) = 2780.75 \text{ KN}$$

$$Nu_2 = (1.35 \times 1982.46) + (1.5 \times 350.75) = 3202.44 \text{ KN}$$

$$Nu_1 = (1.35 \times 2227.92) + (1.5 \times 420.90) = 3639.04 \text{ KN}$$

$$Nu_{Rdc} = (1.35 \times 2468.72) + (1.5 \times 491.05) = 4312.34 \text{ KN}$$

$$Nu_{\text{Entre sol}} = (1.35 \times 2747.01) + (1.5 \times 10291.42) = 19145.59 \text{ KN}$$

$$Nu_{\text{Sous Sol}} = (1.35 \times 2988.61) + (1.5 \times 1036.151) = 19576.978 \text{ KN}$$

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la Compression simple suivant la formule.

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Br : section réduite du poteau (en cm²).

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

Fc28 : résistance à la compression de béton.

Fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

Yb = 1.5 coefficient de sécurité du béton.

Ys = 1.15 coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élancement mécanique des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0.6(50/\lambda) * 2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = 0.85/(1 + 0.2(\lambda/35) * 2) & \text{Si } \lambda < 50 \end{cases}$$

Niveau	Poteaux	Br(mm)*2	Lo(m)	L _f (m)	I	A	A	A(mm2)	1.1Nu	\bar{N}	condition
9	40×40	144400	2.61	1.827	0.1154	15.83	0.816	160	406.52	2227.45	C.v
8	45×45	184900	2.61	1.827	0.1299	14.06	0.823	202.5	904.46	2875.98	C.v
7	45×45	184900	2.61	1.827	0.1299	14.06	0.823	202.5	1402.41	2875.98	C.v
6	45×45	184900	2.61	1.827	0.1299	14.06	0.823	202.5	1815.37	2875.98	C.v
5	50×50	184900	2.61	1.827	0.1299	14.06	0.823	202.5	2228.33	2875.98	C.v
4	50×50	230400	2.61	1.827	0.1299	14.06	0.823	202.5	2641.28	2875.98	C.v
3	50×50	230400	2.61	1.827	0.1443	12.66	0.828	250.0	3058.82	3604.8	C.v
2	55×55	336400	2.61	1.827	0.1732	10.54	0.834	360.0	3522.68	3604.8	C.v
1	55×55	336400	2.95	1.827	0.1732	10.54	0.834	360.0	4002.94	52999.4	C.v
RDC	55×55	336400	2.61	1.827	0.1732	10.54	0.834	360.0	4743.57	52999.4	C.v
ENTRE SOL	55×55	336400	2.61	1.827	0.1732	10.54	0.834	360.0	21060.149	52999.4	C.V
S SOL	55×55	336400	2.61	1.827	0.1732	10.54	0.834	360.0	21534.675	52999.4	C.V

On suppose une charge moyenne de : $Q = 1 \text{ t/m}^2$

$$Nu' = Q \times S \times n$$

Avec :

Q : charge répartie 1t/m².

n : nombre d'étage.

S : surface supportée.

• Pour le poteau du sous-sol :

$$Nu' = 1 \times 28.06 \times 12$$

$$Nu' = 336.72 \text{ t}$$

D'après les règles BAEL91 ; la section réduite B_r est donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{f_e}{\gamma_s} \times \frac{A}{B_r}}$$

B : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times F_{C28}}{\theta \times \gamma_b} \rightarrow f_{bu} = 17.70 \text{ MPa}$$

Avec :

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

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

$$\gamma_s = 1 (\text{cas général})$$

$$\theta = 1 (\text{charge} > 24h)$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85 \times \lambda^2}{1500} \quad 50 \leq \beta \leq 70$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée (stabilité vis à vis du flambement), on aura alors : $\beta = 1.2$ D'après les RPA99/Version2024 le pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en Zone IIa, on peut prendre : $\frac{A}{B_r} = 1\%$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 336.72 \times 10^{-2}}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times \frac{500}{1} \times 0.01}$$

$$B_r \geq 0.216 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } B_r \geq (a - 0.02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02 \rightarrow a \geq \sqrt{0.216} + 0.02 \rightarrow$$

$$a \geq 0.48 \approx a \geq 0.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } a=b=55 \text{ cm}$$

- **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2024 :**

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du **R.P.A 99 V2024**

$$\text{Min}(a ; b) \geq 25 \rightarrow a=b=55 > 25$$

$$\text{Min}(a ; b) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a=b=55 > \left(\frac{340}{20} = 17\right)$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow 0.25 < 1 < 4$$

Toutes ces conditions sont vérifiées.

• **Vérification du poteau de sous-sol au flambement :**

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{55 \times 55^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 762552.08 \text{ cm}^2$$

- Rayon de giration , :

$$I_x = I_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec: } A = a \times b \text{ (Section du poteau).}$$

$$I_x = I_y = \sqrt{\frac{762552.08}{3025}} = 15.88 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 \times l_0$$

$$l_f = 3.40 \text{ m}$$

$$l_f = 2.38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{238}{15.88}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 15.01 \text{ cm} < 60 \Rightarrow \text{le flambement est vérifié}$$

Niveaux	n	Nu (MN)	Br(m2)	a(cm)	Section (cm ²)	l ₀ (m)	λ(cm)	Observation
Sous-sol	12	3.3672	0.216	0.50	60×60	3.06	15.01	C.V

Entresol	11	3.0866	0.198	0.46	60×60	3.40	15.01	C.V
RDC	10	2.806	0.180	0.44	55×55	3.06	16.49	C.V
1 ^{er} Étage	09	2.5254	0.162	0.42	55×55	3.06	16.49	C.V
2 ^{ème} Étage	08	2.2448	0.144	0.399	55×55	3.06	14.84	C.V
3 ^{ème} Étage	07	1.9642	0.126	0.375	50×50	3.06	16.49	C.V
4 ^{ème} Étage	06	1.6836	0.108	0.348	50×50	3.06	16.49	C.V
5 ^{ème} Étage	05	1.403	0.0900	0.320	50×50	3.06	16.49	C.V
6 ^{ème} Étage	04	1.122	0.071	0.288	45×45	3.06	18.55	C.V
7 ^{ème} Étage	03	0.8418	0.054	0.2524	45×45	3.06	18.55	C.V
8 ^{èm} Étage	02	0.5612	0.036	0.209	45×45	3.06	18.55	C.V
9 ^{èm} Étage	01	0.280	0.017	0.154	40×40	3.06	18.55	C.V

tableau 2. 1: récapitulatif des sections des poteaux

6. Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux principalement destinés à la transmission des charges permanentes et des surcharges vers les fondations. Ils sont également chargés de reprendre les efforts horizontaux résultant des séismes. L'épaisseur minimale exigée par le RPA99 est de 15 cm pour le sous-sol et les étages courants. Toutefois, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage. Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$L \geq e \times 4$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L : longueur de voile.

e : l'épaisseur de mur voile

sous-sols et entresol et RDC et

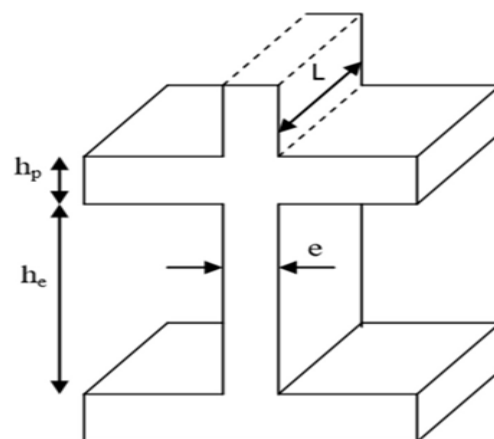


Figure 2.8 : Coupes des voiles en élévation

$$a \geq \frac{340-24}{20}$$

$$a \geq 15.8$$

Pour les voiles du é au é étages :

$$a \geq \frac{306-24}{20}$$

$$a \geq 14.1$$

Pour tous les niveaux	épaisseur
	20 cm

tableau 2. 2: Epaisseur du voile.

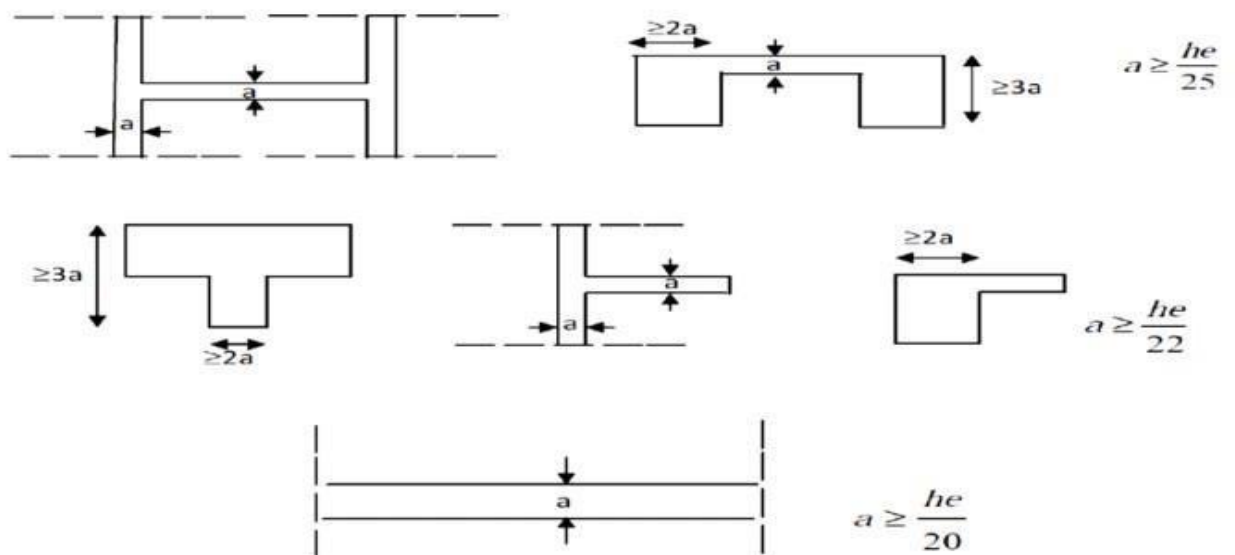


FIGURE 2. 5:coupe d'un voile en plan

7. Evaluation des charges et surcharges :[3]

- Plancher Terrasse :

Charges permanentes :

Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

Matériaux	G (KN/m ²)
Forme de pente (10cm)	2,2
Etanchéité multicouches (36s) 2cm	0,12
Gravillon pour protection de l'étanchéité (5cm)	1,00
Isolation thermique (polystyrène)	0,10
Dalle pleine 15cm	3,75
Enduit au mortier de liant hydraulique (2cm)	0,36
Somme	G = 7,53 KN/m ²

Surcharge d'exploitation $Q=1\text{kN/m}^2$ la terrasse est inaccessible

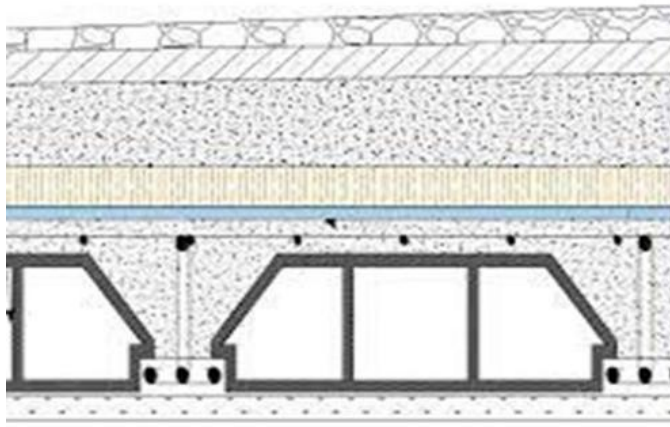


FIGURE 2. 6: Composants d'un plancher terrasse.

tableau 2. 3: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).

Surcharge d'exploitation $Q=1\text{kN/m}^2$

Matériaux	G (KN/m ²)
Forme de pente (10cm)	2,2
Etanchéité multicouches (36s) 2cm	0,12
Gravillon pour protection de l'étanchéité (5cm)	1,00
Isolation thermique (polystyrène)	0,10
Plancher nervuré à poutrelles coulées sur place, avec entrevous (corps creux) en béton, entre axe 60cm. Montage avec table de compression. 20+4	3.30
Enduit au mortier de liant hydraulique (2cm)	0,36
Somme	$G = 7.08 \text{ KN/m}^2$

8. Plancher courant (corps creux) :

- Charges permanentes :

Matériaux	G (KN/m ²)
Carrelages scellés, y compris la couche de mortier de pose de 2cm.	0,90
Lit de sable (2cm)	0,36
Enduit en plâtre (2cm)	0,20
Cloison intérieures (10cm)	1.0
Plancher nervuré à poutrelles coulées sur place, avec entrevous (corps	

creux) en béton, entre axe 60cm. Montage avec table de compression. 20+4	3.30
Somme	G = 5.76 KN/m²

tableau 2. 4 Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

Surcharge d'exploitation $Q=1.5\text{ kN/m}^2$

tableau 2. 5: Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

Matériaux	G (KN/m ²)
Dalle de sol, y compris la couche de mortier de pose de 5cm.	1,40
Enduit au mortier de liant hydraulique (2cm)	0,36
Cloison intérieures (10cm)	0,90
Dalle pleine 15cm	3,75
Somme	G = 6,41 KN/m²

Surcharge d'exploitation de balcon de l'étage courant $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

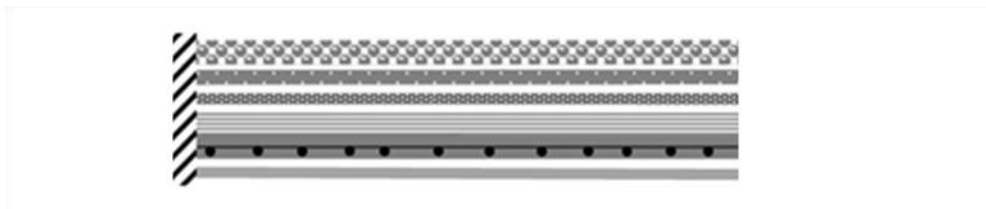


FIGURE 2. 7 composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse.

- **Maçonnerie :**

Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

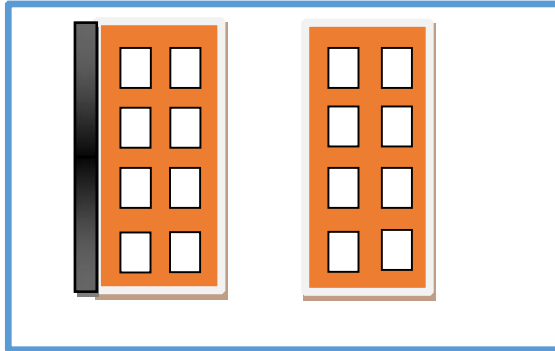


Figure .II.8 : Mur double cloison.

tableau 2. 6: Charges permanentes du mur double cloison.

Elément	G (KN/m ²)
Paroi de 15cm	1,30
Paroi de 10cm	0,90
Enduit intérieur en mortier de ciment (1,5cm)	0,27
Enduit extérieur en mortier de ciment (1,5cm)	0,27
Somme	G = 2,74KN/m ²

Distribution de la charge des mur extérieurs sur les poutres :

$$2,74 \text{ KN/m}^2 \times (3,06 - 0,30) = 7,56 \text{ KN/m}$$

a) Charge de l'acrotère :

$$\text{Section} = 0.0638\text{m}^2$$

Poids par mètre linéaire = $25 \times 0.0638 = 1.595 \text{ KN/m}$

a. Murs intérieurs (simples-cloisons) :

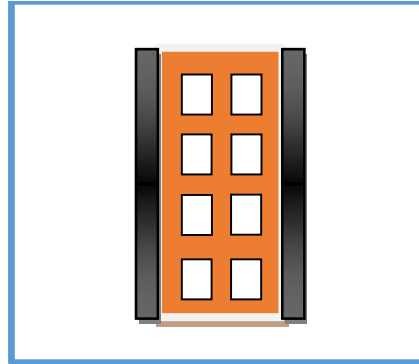


Figure .II.9 : Mur simple cloison.

tableau 2. 7: Charges permanentes du mur simple cloison.

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36×2
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
Charge permanente G				1.62 KN/M ²

9. L'escalier :

• Introduction :

Notre bâtiment est constitué des escaliers réalisés en béton armé et ils sont coulés sur place, ces escaliers sont composés de palier et de paillasse assimilés à des poutres isostatique de calcul.

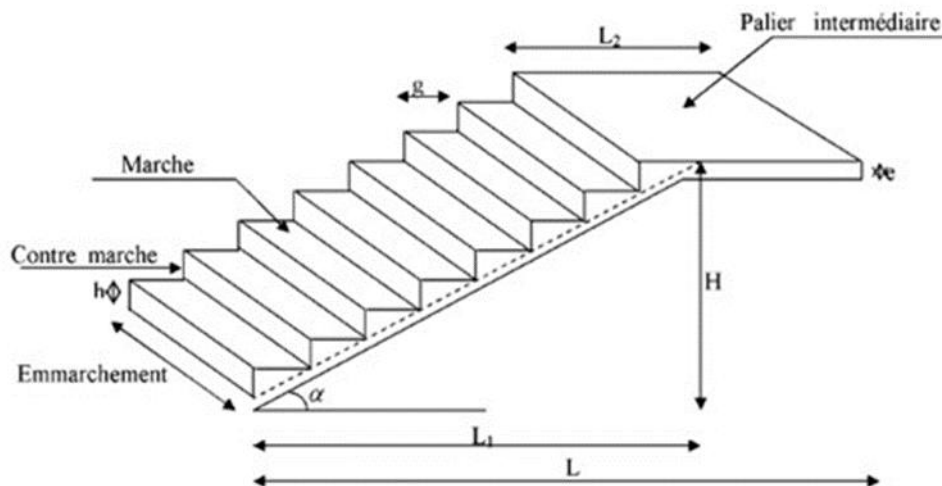


FIGURE 2. 8: Schéma d'escalier

Avec :

g : Giron.

H : Hauteur de la contre marche.

ep : Epaisseur de la paillasse.

H : Hauteur de la volée.

II.10.2. Les prés-dimensionnement :

Le pré dimensionnement des escaliers sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$14\text{cm} \leq h \leq 20$$

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

Le nombre de contre marches est égal à : $n = H/n$

L'étage courant +s-sol

Soit : $H_t = 153\text{cm}$, $h = 17\text{cm}$

Donc les nombres des contres marches $\rightarrow n = 153/17 = 9$

Le nombre de marche est égal à : 8

L'entre sols :

$$H = 340 / 17 = 20.$$

Donc on a 10 contre marche dans la 1ère volée et 10 dans la 2ème volée.

II.10.3. LE PAILLASSE

Etage courant +S-SOL :

$$\alpha = 29.54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.807$$

$$\text{Donc : } L = 240 / \cos \alpha = 275 \text{ cm.}$$

La longueur de palier et la pailasse est : $275 + 140 = 415 \text{ cm.}$

- L'épaisseur**

$$415/30 \leq ep \leq 415/20$$

$$13.8 \leq ep \leq 20.75$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

L'entre sols :

$$L = 30 \times (10 - 1) = 270$$

$$\tan \alpha = 0.62$$

$$\alpha = 29.53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

$$\text{Donc : } L = 270 / \cos \alpha = 310 \text{ cm}$$

La longueur de palier et la pailasse est : $310 + 140 = 450 \text{ cm.}$

- L'épaisseur**

$$450/30 \leq ep \leq 450/20$$

$$15 \leq ep \leq 22.5 \text{ on prend : } e = 20 \text{ cm}$$

Calcul des charges et des surcharges :

- **La volée (étage courant+S-SOL) :**

Elément	P.s (kN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos \alpha = 5.88$
Poids propre des marches	$25 \times ep / 2 = 2.5$
Carrelage	0.44
Sable	0.54
Mortier	0.4
Enduit	0.1
	G = 10.23kN/m²

tableau 2. 8: Evaluation de charge permanent de volée des 9 étages et SSOL

La volée étage entre sol :

tableau 2. 9: Evaluation de charge permanent de volée de étage entre sol.

Elément	P.s (kN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos \alpha = 5.88$
Poids propre des marches	$25 \times ep / 2 = 2.5$
Carrelage	0.44
Sable	0.54
Mortier	0.4
Enduit	0.1
	G = 10.48kN/m²

● ● **Palier (étage courant+S-S0L) :**

tableau 2. 10: Evaluation de charge permanent de palier étage courant + sous sol

Elément	P.s (Kn/m2)
Poids propre de palier	$25 \times 0.20 = 5$
Carrelage	0.44
Sable	0.54
Mortier	0.4
Enduit	0.1
	G= 6.48 kN/m2

● **Palier étages entre sols :**

tableau 2. 11: Evaluation de charge permanent de palier de étage entre sol.

Elément	P.s (Kn/m2)
Poids propre de palier	$25 \times 0.2 = 5$
Carrelage	0.44
Sable	0.54
Mortier	0.4
Enduit	0.1
	G= 6.48kN/m2

● ● Surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR, et elle est la même pour le palier et la volée : **$Q=2.5kN/ml$**

Charge concentrée (étage courant+S-SOL) :

$$p1 = (3.06 - 0.35 - 0.3 / 2) (2.52) \times 1m = \mathbf{3.03 \text{ KN}}$$

Charge concentrée (étage entre - sol) :

$$p1 = (3.40 - 0.35 - 0.3 / 2) (2.52) \times 1m = \mathbf{3.46KN}$$

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

SECONDAIRES

Chapitre 03 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Introduction

Les structures sont typiquement formées par deux types d'éléments qui sont les suivants :

- Les principaux éléments porteurs contribuant aux contreventements de manière directe.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Le calcul des secondaires se produit généralement sous l'effet des charges

Charges permanentes et charges d'exploitation. Quelques-unes seront toutefois examinées dans le cadre de l'action de La charge sismique. Les éléments non structuraux sont les suivants:

Ils comprennent :

- ✓ L'acrotère.
- ✓ Les escaliers.
- ✓ Les planchers.
- ✓ Les balcons.

2. Calcul de l'acrotère

Introduction :

L'acrotère est un élément béton armé de protection qui est du supérieur du B timent, non structurel équivalent à une console encastrée ayant sa base en-plancher terrasse.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal provoqué par son poids propre « G »
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge « Q » exercée par la main courant, ou bien une force sismique.

Calcul est fait pour une bande d'une largeur de 1m dont les mesures sont :

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

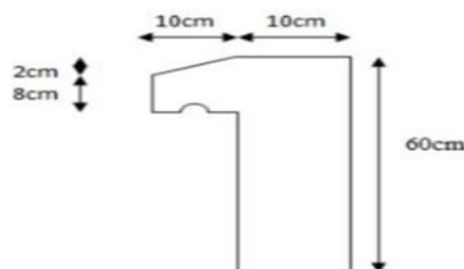


FIGURE 3. 1: coupe verticale de l'acrotère.

Evaluation des Charges :

- La charge permanent $G=2.022\text{kN/ml}$
- La charge d'exploitation $Q = 1\text{kN/ml}$.

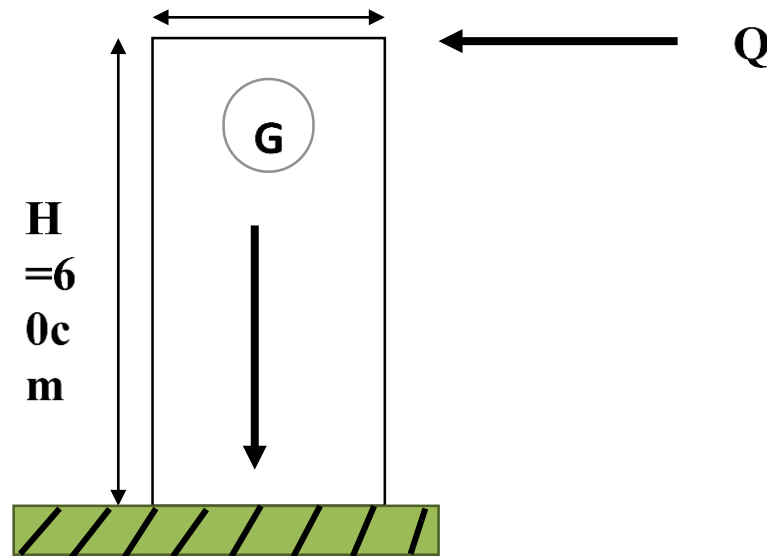


FIGURE 3. 2:Schéma statique

- Force horizontale F_p agissant sur les éléments:

$$1) \quad F_p = 4AC_pW_p$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau

« RPA99v2003/act4.1 »

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés : **Tissemsilt = zone II** ; Groupe d'usage = **(A=0.25)**

2) C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 « RPA99-v2003/act6.1 » (**$C_p=0.8$**)

3) W_p : Poids de l'élément considéré (**$W_p = 2.022\text{kN/ml}$**)

Donc: $F_p=4 \times 0,25 \times 0.8 \times 2.022=1,6176\text{kN}$

$Q_u=\text{Max}(1,5Q;F_p)$

$$Q_u = \text{Max}(1,5; 1,6176)$$

$$Q_u = 1,6176 \text{ kN}$$

Pour une bande de 1m de largeur:

$$G = 2,022 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = 1,6176 \text{ kN.}$$

	E L U	E L S
L'effort normal	$N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.022 = 2.7297 \text{ kN}$	$N_{ser} = G = 2.022 = 2.022 \text{ kN}$
Moment d'encastrement	$M_u = 1.5Q \times h = 1.5 \times 1.6176 \times 0.6 = 1.45584 \text{ kN.m}$	$M_{ser} = Q \times h = 1.6176 \times 0.6 = 0.9705 \text{ kN.m}$
L'effort tranchant	$T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1.6176 = 2.4264 \text{ kN}$	$T_{ser} = Q = 1.6176 = 1.6176 \text{ kN}$

TABLEAU 1. 3: la combinaison

3. Calcul des efforts

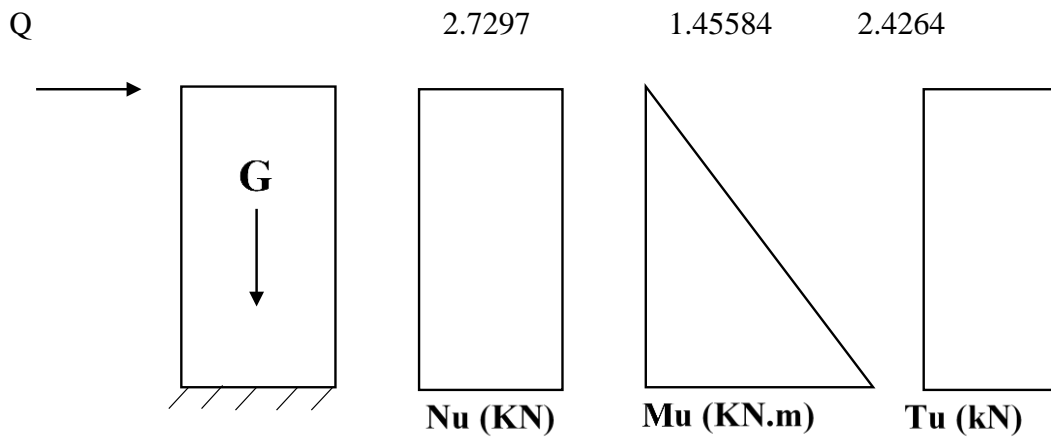


FIGURE 3. 3:Diagramme des efforts à l'ELU .

4. Calcul de ferrailage à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à la flexion composée.

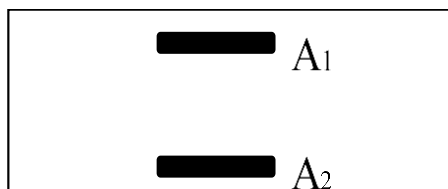


FIGURE 3. 4:Section de BA à l'ELU

tableau 3. 1:Caractéristique des matériaux

Béton	Fc28=25MPa	Ft28=2.1MPa	$\gamma_b=1.2$	$\sigma_b=14.17\text{MPa}$
	b=100cm	h=10cm	d=8cm	c=c'=2cm
Acier	Fe=400MPa		$\gamma_s=1$	$\sigma_s=348\text{MPa}$

5. Vérification a l'ELU

- Calcule de l'excentricité :

$$e^0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.45584}{2.7297} = 53.33 \text{ cm}$$

$$e^0 > \frac{h}{2-c} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\frac{h}{2} \dot{c} = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Le système formé par le moment fléchissant (M) et l'effort normal (N) peut être remplacé par une force unique équivalente à (N) et appliquée au point (C) appelé point d'application ou centre de pression.

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.
- Et Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcule du moment fictif M_f

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - \dot{c} \right) = 1$$

$$.4558 + 2.4264 \times 0.03 = 1.5377 \text{ kN.m}$$

Calcule des armatures verticales

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.017$$

$\mu > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 7.93 \text{ cm}$$

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

$$\text{Donc : } A_{s1} = 0 ; A_{s2} = 0.449 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1.4558 \times 106}{79.3 \times 348} = 52.75 \text{ mm}^2 = 0.527 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = \dot{A}_s = 0$$

$$A_{sf2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 52.75 - \frac{2.729 \times 10^3}{348} = 44.9 \text{ mm}^2 = 0.449 \text{ cm}^2$$

6. Vérification de la section d'acier

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de Non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}^2; 0.9 \text{ cm}^2\} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A_{s \min} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adoptera : } A = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10.$$

$$\text{Avec un espacement : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Armature de réparation :

$$\text{On a : } \frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \rightarrow 0.502 \leq Ar \leq 1.005$$

$$\text{Donc on prend : } Ar = 1.13 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10 \text{ Avec}$$

$$\text{un espacement : } St = 25 \text{ cm.}$$

III.1.6. Vérification a l'els

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.9705 \times 10^2}{2.022} = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On doit vérifier l'inégalité ci-contre : } e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 v_2}$$

$$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow B_0 = 1030.15 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad) \right] \rightarrow v_1 = 5.088 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 4.912 \text{ cm}$$

$$IG = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15[A(v_2 - c)^2 + \bar{A}(v_1 - c)^2] \Rightarrow IG = 8596.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } \frac{IG}{B_0 v_2} = 1.699 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e_0 = 48 \text{ cm} \geq IG / (B_0 v_2) = 1.699 \text{ cm} \Rightarrow$$

on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$

Où : $\sigma_b = \gamma_1 . k$ avec : $k = \frac{N}{S_{xx}}$

$$\sigma_s = 15k (d - y_1)$$

Détermination de y_c

D'après le (BAEL91/99), on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + P y_c + q = 0 \dots\dots\dots () \text{ Tels que :}$$

La distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$P = -3C^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow P = -5454.741$$

y_c : La distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$P = -3C^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow P = -5454.741$$

$$q = 2C^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow q = 154308.791 \text{ cm}$$

Avec :

: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point « c » et puisque « N » est

Un effort de compression donc : $C = \frac{h}{2} - e < 0$.

$$\text{D'où l'équation (*) devient : } y_c^3 - 5454.741 y_c + 154308.791 = 0$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

Les racines de l'équation sont :

$$\cos\varphi = \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} = -0.995 \rightarrow \varphi = 174.34$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -2.33 \times 10^8 < 0 \rightarrow$$

$$\left\{ n = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 85.28 \right.$$

$$\left(n \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 45.04 \right.$$

$$(y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} - 120\right) = -85.23$$

$$(n \cos\left(\frac{\varphi}{3} - 240\right) = 27.92$$

Donc la solution qui convient est : 45.04cm.

Car :

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < 45.04 - 43 < d$$

$$0 < 2.04 < 8$$

Donc : $y_{ser} = 2.04 \text{ cm}$ $y_c = 45.04 \text{ cm}$

$$\text{En revanche on a : } K = \frac{N}{S_{xx}}$$

$$\text{En revanche on a : } K = \frac{N}{S_{xx}}$$

$$S_{xx} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15 [A(y_1 - \hat{c}) - A(d - y_1)]$$

$$S_{xx} = 28.39 \text{ cm}^3$$

$$\text{Donc : } K = 2022 / 28390 = 0.071 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 63.474 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.4484 \text{ Mpa}$$

Finalement on obtient :

$$\sigma_b = 1.4484 \text{ Mpa} < \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 63.47 \text{ Mpa} < \sigma_s = \text{Min}[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nftj} = 201.63 \text{ Mpa}]$$

Donc on garde les sections d'armature calculées à l'ELU.

Vérification de l'effort tranchant : la contrainte de cisaillement est donnée par la formule Suivante :

$$\tau = \frac{Tu}{bd} \leq \tau_u = \text{Min}\{0.1 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{2426.4}{80 \times 10^3} = 0.030 \text{ Mpa} < \tau_u \dots \dots \dots c.v$$

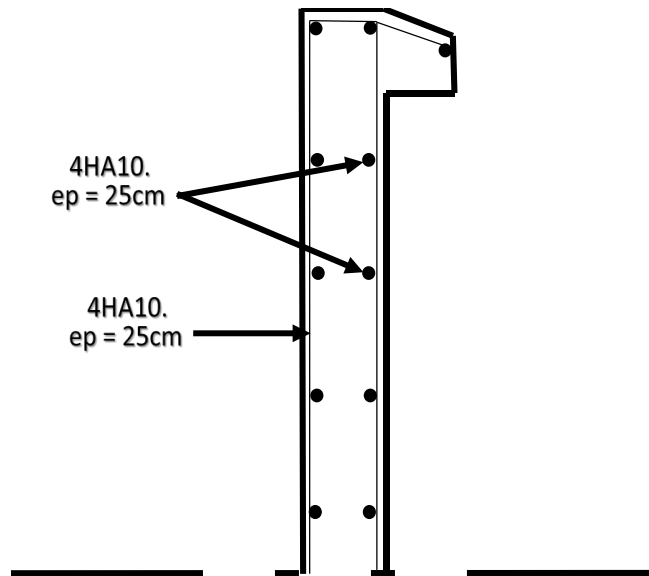


FIGURE 3. 5: Ferrailage de l'acrotère.

7. CALCUL DES PLANCHERS

• Introduction

Le plancher est un ouvrage plan horizontal séparant les niveaux d'un bâtiment destiné à limiter les étages et à supporter les revêtements de sol, dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol.

• Plancher à corps creux :

- Ce type de plancher est constitué de deux systèmes :
- Système porteurs (poutrelles) et une dalle de compression - Système coffrant c'est-à-dire des corps creux.

• Les poutrelles

Le plancher is a horizontal work of construction which separates various levels of a building and intended to Limit the floors and to carry the flooring finishes, whose two primary functions Are :

-Une fonction de résistance mécanique.

Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol.

On a $h_t = 24cm$. $h_0 = 4cm$. $h = 20cm$. $b_0 = 12cm$. $b = 65cm$. $d = 0.9h_t = 21.6cm$

$$c = \frac{b - b_0}{2} = 26.5cm$$

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage de la table de compression.
- Le calcul après coulage de la table de compression.

• Avant coulage

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et une surcharge Q d'exploitation

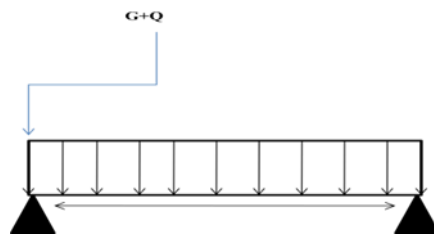


FIGURE 3. 6: Schématisation de la poutrelle avant.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de $12 \times 4cm^2$:

tableau 3. 2 : Calcul des charges pour une section de $12 \times 4cm^2$

Travée L(m)	Q (kN/ml)	G (kN/ml)	
5.15	1×0.65=0.65	Poids poutrelle	Poids du corps creux
		0.12×0.04×25=0.12	0.65×0.24×13.75=2.1kN/m
		2.2 kN/ml	

Sollicitation :

$$ELU = 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS = G + Q$$

On a : Lmax = 5.15m

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 3.9464 \text{ Kml} \quad q_s = G + Q = 2.85 \text{ KN /m}$$

tableau 3. 3: Calcul sera en flexion simple

M_u (KN.m)	M_s (KN.m)
$\frac{q_u \times l^2}{8} = 13.05$	$\frac{q_u \times l^2}{8} = 75.617$

8. Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13.08 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 21.6^2} = 16.452 > \mu_l = 0.372 \quad A'_s \neq 0$$

• Conclusion :

D'après les calculs les armatures de compression sont nécessaires ; mais puisque la section de béton est trop faible, On place des étaielements verticaux chaque 1m pour supporter les charges avant coulage sans qu'elles fléchissent.

• Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. 2 types de poutres continues sont à envisager :

- Poutrelle à 5 travées.
- - Poutrelle a 2 travées.

• Méthode de calcul :

On utilise l'une des 2 méthodes simplifiées :

- La méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

• **La méthode forfaitaire :**

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

Conditions concernant la charge d'exploitation.

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min} (2G \text{ et } 5 \text{ kN/m}^2) \dots\dots\dots \text{c.v}$

Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

- Le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées
- Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25

$$- 0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$$

Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme préjudiciable **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$$M_t \geq M_{max} = \frac{12+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{si la travée est de rive}$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{si la travée est intermédiaire}$$

Avec :

Mt : Moment en travée.

Mw : Moment max sur l'appui gauche.

Me : Moment max sur l'appui droit.

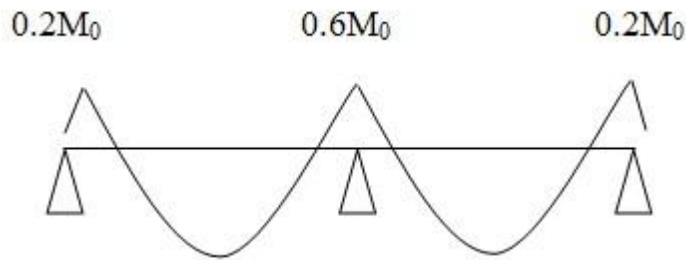
Ma : Moment à l'appui

M0 : Moment isostatique. $\Rightarrow M0 = \frac{PL^2}{8} \text{ (KN.m)}$

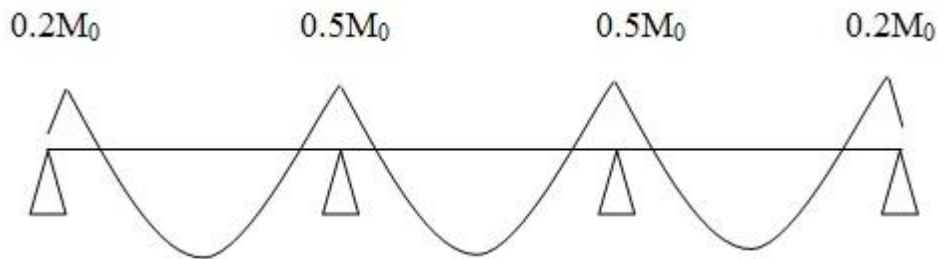
Pour les appuis

$Ma \geq 0.6 M0$ Cas des poutres 2 travées.

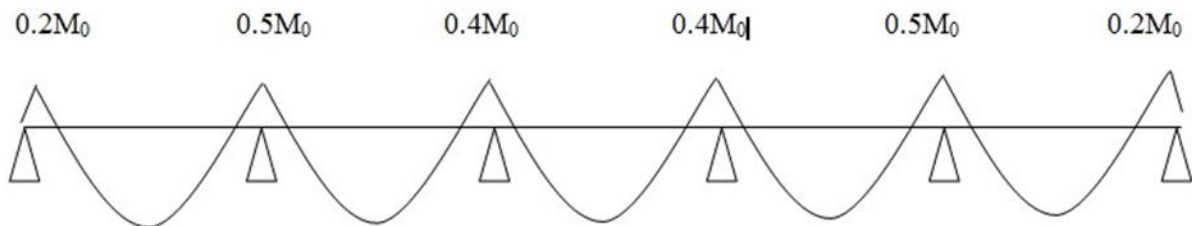
$Ma \geq 0.2M_0$ Cas des poutres de rives.



$Ma \geq 0.5M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre { plus de 2 travées.



$Ma \geq 0.4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre plus de 3 travées.



$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{PL}{2L} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : Effort tranchant à droite de la travée.

Méthode de CAQUOT :

Le rapport entre les portées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT. Pour les autres on utilise la méthode forfaitaire

tableau 3. 4: Méthode de Caquot

Moment isostatique	$\frac{q \times l^2}{8}$	
Moment en travée	$\frac{q \times l^2}{8} + \frac{M_w + M_e}{L}$	
Longueurs fictives	Travée de rive	L
	Travée intermédiaire	0.8 l
	Appuis de rives	0.2 M0
	Appuis intermédiaires	$\frac{(qwl'3w + qel'^3e)}{(8.5(l'w + l'e))}$
Effort tranchant à gauche	T_w	$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{PL}{2L} + \frac{M_w - M_e}{L}$
Effort tranchant à droite	T_e	$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

M0 : moment isostatique.

Mw : **Me** : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

qw: Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

qe: Charge répartie à droite de l'appui considéré.

l'w : Longueurs de travées fictives à gauche.

l' : Longueurs de travées fictives à droite. l : représente la portée de la travée libre

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré

Niveau	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	qu (kN/ml)	qser (kN/ml)
Terrasse	$7.08 \times 0.65 = 4.60$	$1 \times 0.65 = 0.65$	7.18	5.2
Courant	$5.76 \times 0.65 = 3.74$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$	6.51	4.71

TABLEAU 1. 4 les charges

Type1 : Poutrelles à deux travées :

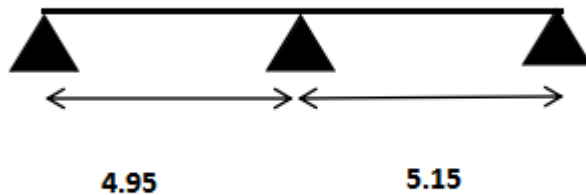


FIGURE 3. 7: Poutrelles à deux travées

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min} (2G \text{ et } 5 \text{ kN/m}^2) \dots\dots C.V$

Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

- Le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées..... C.V
- Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{4.95}{5.15} \leq 1.25$$

Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme préjudiciable CV

Le rapport entre les portés successifs et compris est donc la méthode forfaitaire et applicable, le calcul s'effectue par la méthode de forfaitaire.

Exposé de la méthode :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.25$$

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

Moments en appuis :

$M_a = 0.2M_0$... appuis de rive.

$M_a = 0.6M_0$... appuis intermédiaires.

$M_a = 0.2M_0$... appuis de rive.

tableau 3. 5: Différentes sollicitation dans la poutrelle à deux travées(ELU)

Travée	M0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	21.528	25	4.3056	12.9168	1.774	-5.254
B-C	23.303	26.922	13.9818	4.6606	5.3244	-1.7055

tableau 3. 6: Différentes sollicitation dans la poutrelle à deux travées(ELS)

Travée	M0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	15.727	18.268	3.1454	9.4362	17.0236	-3.838
B-C	17.024	19.668	10.214	3.4048	3.889	-1.2452

Type3 : poutrelle à 5 travées :

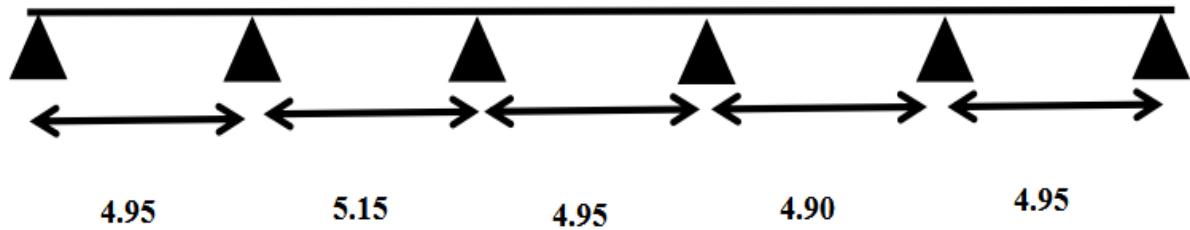


FIGURE 3. 8 : poutrelle à 5 travées

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Conditions concernant la charge d'exploitation :

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min} (2G \text{ et } 5 \text{ kN/m}^2) \dots\dots C.V$

Conditions concernant les caractéristiques géométriques :

Le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées... C.V

Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{4.95}{5.15} \leq 1.25$$

Condition concernant le type de fissuration :

La fissuration doit être considérée comme préjudiciable CV

Le rapport entre les portées successifs et compris entre donc la méthode forfaitaire et applicable, le calcul s'effectue par la méthode de forfaitaire.

Donc ;Le rapport entre les portées successifs et compris entre donc la méthode forfaitaire et applicable, le calcul s'effectue par la méthode de forfaitaire.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant

tableau 3. 7: Différentes sollicitation dans la poutrelle à 5 travées (ELU)

Travée	L	M0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	4.95	21.528	24.537	4.3056	10.764	2.209	-4.8192
B-C	5.15	23.303	27.375	11.651	9.3212	3.966	-3.0621

C-D	4.95	21.528	25	8.6112	8.6112	3.5145	-3.5145
D-E	4.90	21.095	24.969	8.438	10.5475	3.083	-3.945
E-F	4.95	21.528	24.572	10.764	4.3056	4.8192	-2.2097

tableau 3. 8: Déférentes sollicitation dans la poutrelle à 5 travées(ELS)

Travée	L	M0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	4.95	15.727	17.951	3.145	7.8635	1.6143	-3.520
B-C	5.15	17.024	19.99	8.512	6.8096	2.898	-2.236
C-D	4.95	15.727	18.268	6.2908	6.2908	2.5675	-2.5675
D-E	4.90	15.411	18.241	6.1644	7.7055	2.252	-2.882
E-F	4.95	15.41	17.589	7.705	3.082	3.501	-1.633

$H = 24\text{cm}$, $h_0 = 4\text{cm}$, $b = 65\text{cm}$, $b_0 = 12\text{cm}$, $d = 0.9h = 21.6$, $\sigma_{bc} = 14.17\text{Mpa}$, $f_e = 400\text{Mpa}$, $f_{c28} = 25\text{Mpa}$, $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

Le calcul des sections en forme de «Té »s'effectue différemment selon que l'axe neutre est Dans la table ou dans la nervure.

Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.

Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la nervure

$M_{max} = 27.37\text{kn.m}$

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 33.1578 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{tab}$ (L'axe neutre sera à l'intérieur de la table)

Donc on calcule une section. Rectangulaire ($b \times h$) = (65x24).

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{27.37 \times 10^3}{65 \times 14.17 \times 23^2} = 0.0521$$

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

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times Z}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.130$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 20.856\text{cm}$$

$$A_{st} = \frac{27.37 \times 10^3}{348 \times 20.856} = 3.504\text{cm}^2$$

Soit $2\text{HA}14 + 1\text{HA}10 = 3.08 + 0.79\text{cm}^2$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{st} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.726 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Aux appuis :

M max = 11.65 kN.m

$\mu < 0.392 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11.65 \times 10^3}{12 \times 14.17 \times 22^2} = 0.16$$

$\mu < 0.392 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{ST} \times Z}$$

$$\text{Avec : } \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.3525$$

$$z_u = d \times (1 - 0.4\alpha) = 18.89 \text{ cm}$$

$$A_{ST} = \frac{M_u}{\sigma_{ST} \times Z} = \frac{11.65 \times 10^3}{348 \times 18.89} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1.92 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.318 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Vérification au cisaillement

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus

défavorable c'est - à-dire : $T_{Umax} = 4.819 \text{ kN}$

On doit Vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{4.819 \times 10^3}{100 \times 220} = 0.219 \text{ MPA} < \tau_u^- = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Pas de risque de cisaillement.

Au voisinage des appuis :

Appuis de rives

Vérification de la compression du béton

$$Tu = 4819 \text{ N}$$

$$\sigma_b = \frac{Tu}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{4819}{0.9 \times 120 \times 220} = 0.202 \leq 6.67 \text{ MPa} \dots \dots \text{cv}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$As = 1.92 \text{ cm}^2 \geq \frac{Tu_{max} - Mu_a}{0.9d} \dots \dots \text{cv}$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$As = 3.87 \text{ cm}^2 \geq \frac{Tu_{max} - Mu_a}{0.9d} \dots \dots \text{cv}$$

9. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Avec : $h = 24 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 21.6 \text{ cm}$; $L = 5.15 \text{ m}$; $M_{tser} = 19.99 \text{ kNm}$; $M_0 = 17.024 \text{ kNm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.048 \leq 0.062 \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{F_e} = \frac{3.87}{65 \times 21.6} = 0.0027 \leq 0.015 \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.048 \leq 0.11 \dots \dots \text{CNV}$$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{La flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq f$$

$$\text{Tel que } f = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L \geq 5 \text{ m} \quad : -$$

$$f = \frac{L}{400} \quad \text{si } L < 5 \text{ m}$$

$$\text{Donc ; } f = \frac{515}{400} = 1.2875 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre « y » :

$$y = \frac{bh_0 + (h - h_0)b_0\left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène «I»

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \frac{b_0}{3}(h - y)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y - h_0)^3 + 15A_s(d - y)^2$$

Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$Ifi = \frac{1.1I}{1 + \lambda i \mu}; \quad Ifv = \frac{1.1I}{1 + \lambda v \mu}$$

Avec :

$$\lambda i = \frac{0.05ft28}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda v = \frac{0.02ft28}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \dots \dots \dots \text{pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75ft28}{4\delta\sigma_s + ft28}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

tableau 3. 9: Calcul de la flèche

Mser	As	Y	Δ	Σ	Λi	Λv	μ	I	Ifi	Ifv
10.29	3.01	2.43	0.065	267.79	4.518	2.305	0.687	5756.41	1678.7	1865.97

Diamètre des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance F_eE24

$$(F_e = 235\text{Mpa})$$

Selon le C.B.A93

$$\frac{A_s}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art 5.1.2.3}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art 5.1.2.2}$$

$$\frac{A_s}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{Mpa}\right) \quad \text{Art 5.1.2.2}$$

RPA 99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l; \frac{b_0}{10}\right) \dots \dots \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

Avec

$$\varphi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

φ_l : diamètre des armatures longitudi

$$\varphi_l \leq \min(0.6\text{cm}; 1.4\text{cm}; 1.2\text{cm})$$

On adopte : $\varphi_l = 6\text{mm}$

Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\varphi 6 = 0.57\text{cm}^2$

Selon le C.B.A.93 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 5.87 \times 10^{-3} \text{cm}$$

$$S_t \leq 17.1 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.0204 \text{cm}$$

RPA99version 2003

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 5 \text{ cm} \dots \dots \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \text{zone courante}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \Leftrightarrow S_t \leq 15.83 \text{ cm}$$

Donc

$$S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \text{zone nodale}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \text{zone courante}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

tableau 3. 10: Les armatures transversales dans les poutrelles.

A transversales	Espacement
2 ϕ 6	15

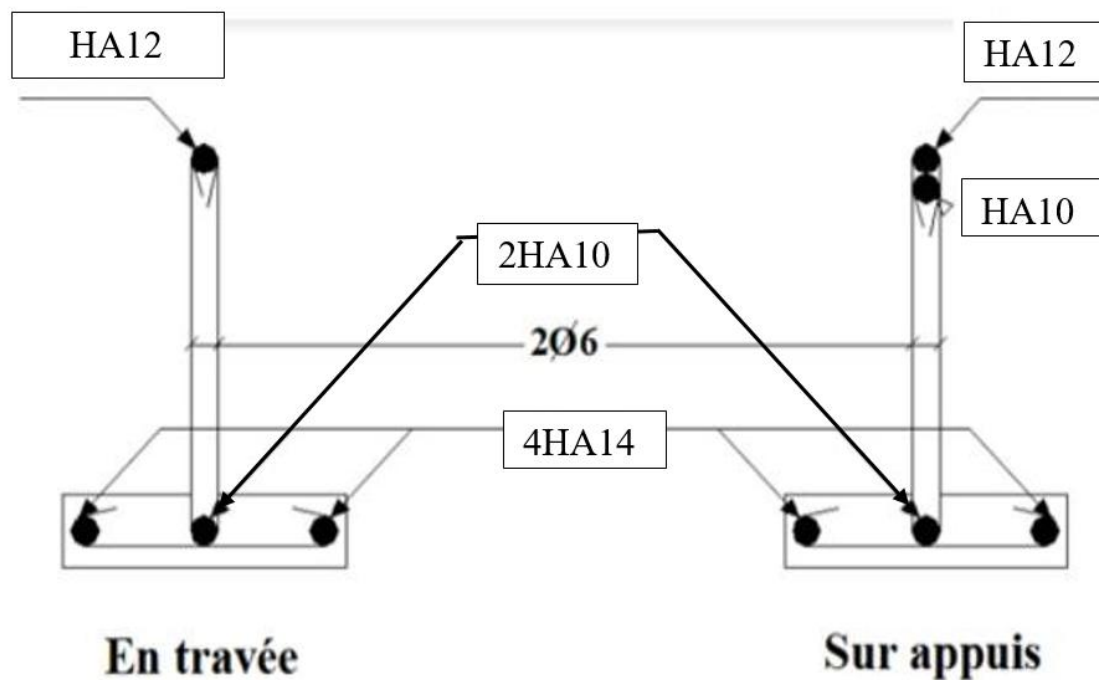


FIGURE 3. 9: Les armatures transversales dans les poutrelles

10. La dalle de compression

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle, on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65cm entre poutrelles.

La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm

Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 30cm

$$50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e}$$

$$L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par : Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65cm dans notre ouvrage).

fe : nuance de l'acier FeE520 (fe = 520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de (20×20) cm

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures. $50\text{cm} \leq (L = 65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow$

$At \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par On choisira :

$At = 0.98 \text{ cm}^2$ et $Al = 0.78 \text{ cm}^2$

tableau 3. 11: Ferrailage de la dalle de compression

	Longitudinale	Transversale
Armature	6 ϕ 7	7 ϕ 5
Espacement	28cm	26cm

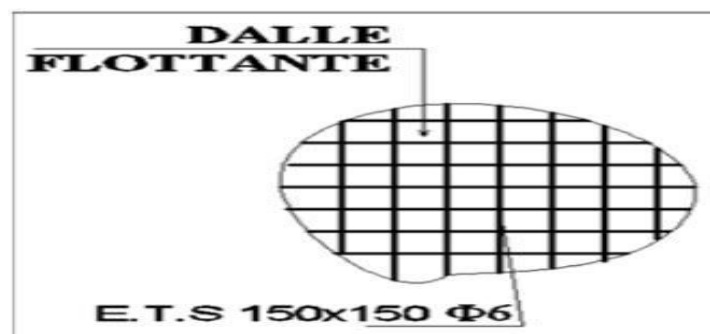


FIGURE 3. 10: Disposition constructive des armatures de la dalle.

11.LES BALCONS

• Introduction

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes dont la largeur est supérieure à

L'épaisseur, reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Les portes à faux sont calculés comme

Une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Dans notre structure, on a :

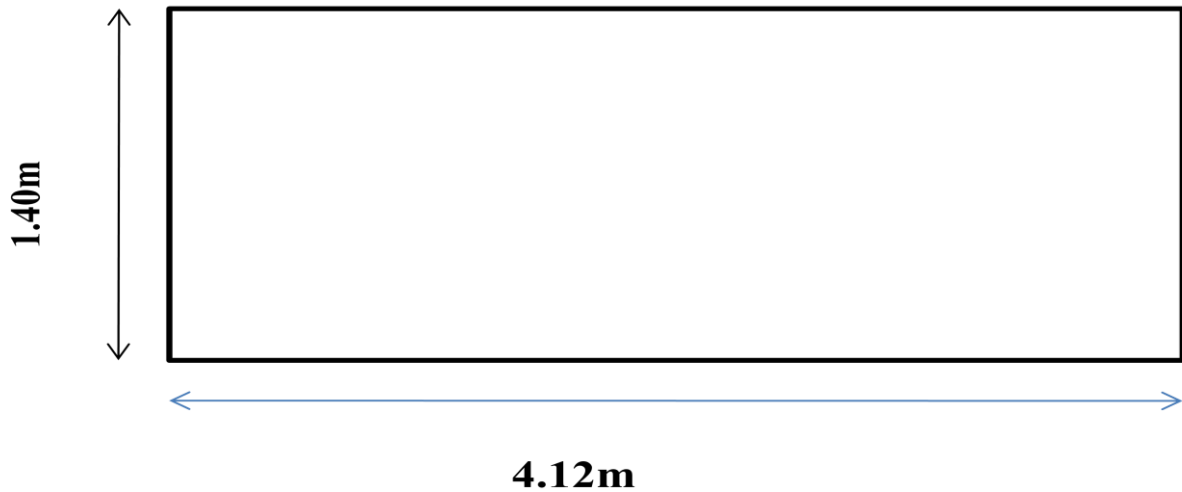


FIGURE 3. 11: Dimensions de balcon.

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{30} = \frac{412}{30} = 13.73\text{cm}$$

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

- Le balcon se calcul comme une console soumise à son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m .

Caractéristique de balcon :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{4.12} = 0.339 \leq 0.4 \Rightarrow \text{donc la dalle travaille dans un seul sens.}$$

Détermination des sollicitations :

Charges permanentes :

Charge due à la dalle pleine :

$$G1 = 6.95\text{kN/m}^2$$

Poids propre de cloisons extérieures :

$$G2 = 2.74 \text{ kN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation :

Charge d'exploitation de la dalle :

$$Q1 = 3.5 \text{ kN/ml}$$

Charge horizontal due à la main courante :

$$Q2 = 1 \text{ kN/ml} \quad \textbf{Combinaison des charges :}$$

$$\textbf{ELU : } 1 = 1.35G1 + 1.5Q1 = 14.63 \text{ kN/ml}$$

$$qu2 = 1.35G2 = 3.40 \text{ kN/ml}$$

$$\textbf{ELS : } qser1 = G1 + Q1 = 10.45 \text{ kN/ml}$$

$$qser2 = G2 = 2.52 \text{ kN/ml}$$

Calcul à ELU :

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

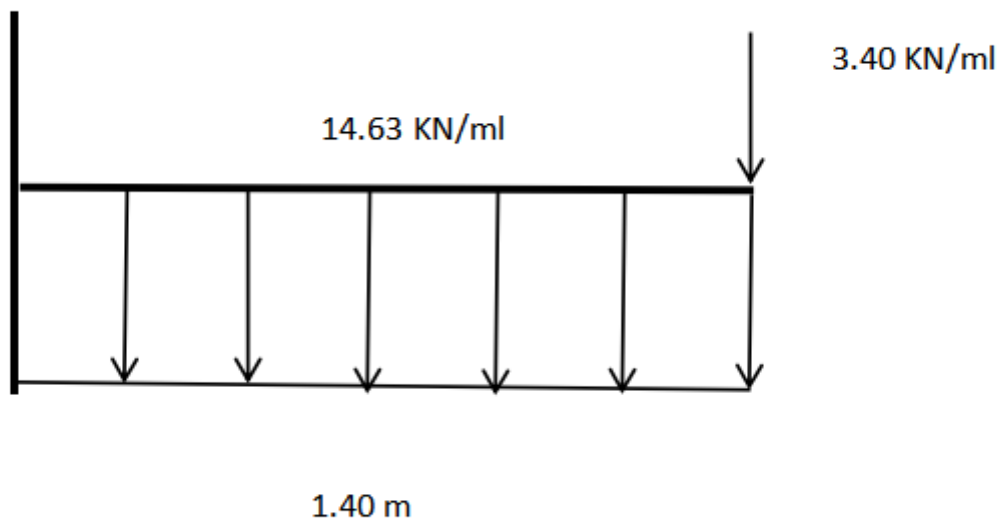


FIGURE 3. 12: Schéma statique balcon à l'ELU

Calcul des efforts internes :

• Moment fléchissant :

Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bande de 1m

$$M_u = \frac{qu_1 \times l^2}{2} + qs_2 \times l + 1.5M_0 = \frac{14.63 \times 1.4^2}{2} + 3.40 \times 1.4 + 1.5 \times 1 = 20.597 \text{ KN.m}$$

Le moment service à l'encastrement M_s

$$M_u = \frac{qu_1 \times l^2}{2} + qs_2 \times l + M_0 = \frac{10.45 \times 1.4^2}{2} + 2.52 \times 1.4 + 1 = 15.769 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$Tu = qu_1 l + 1.35G_2 = 14.63 \times 1.4 + 1.35 \times 2.52 = 23.88 \text{ kN}$$

Ferraillage à

ELU : Pour une

bonde de 1m :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $M = 20.59 \text{ kN.m}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$.

tableau 3. 12: Calcul des armatures

M	μ	μ_1	A	Z	A _{cal}	A _{adop}	S _t	A ₄	A
20.59	0.0859	0.392	0.07	13.11	4.67	6HA10=4.71	15	0.98	3.9

$$\mu = \frac{20.59 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.17} = 0.0859 < \mu_1 = 0.392$$

Donc : A n'existe pas et $\beta = 0.974$

$$A_{calcul} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.59 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 348} = 4.67 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14 et $A_{dpt} = 4.62$

Ou 6T10 et $A_{dpt} = 4.71 \text{ cm}^2$

$S_t = 15$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 \text{ et Adopte} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8 L'espaceur $S_t = 15$

Vérification à ELU

• **Condition non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56$$

$$A_{adpt} : 4.71 > A_{min} = 1.56 \dots CV$$

• Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23.88 \times 10^3}{100 \times 13 \times 10^2} = 0.218 MPa$$

Pour fissuration préjudiciable on a ;

$$\overline{\tau_u} = \min(0.10 f_{ct28}; 4 MPa) = \min(2.5; 4) = 2.5 MPa$$

$$\overline{\tau_u} > \tau_u = 0.21 MPa \dots CV$$

Donc armature transversales n'est pas nécessaire

$$M_{ser} = 14.63$$

Position de l'axe neutre :

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 0.7065$$

$$E = 2 \times D \times d = 18.369 cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{(D^2 + E)} = 3.637 cm$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 = 7797.25 cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{14.63 \times 10^6}{7797.25 \times 10^4} = 0.178 N/mm^4$$

Etat limite de compression de béton :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 f_{ct28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = k \times y_1 = 0.536 \leq 15 MPa \dots CV$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$$

En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st}^- = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st}^- = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour les barres à haute adhérence}$$

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15K(d - y_1) = 23.16 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- \dots \text{c.v.}$$

Donc les armatures calculées à ELU sont convenables

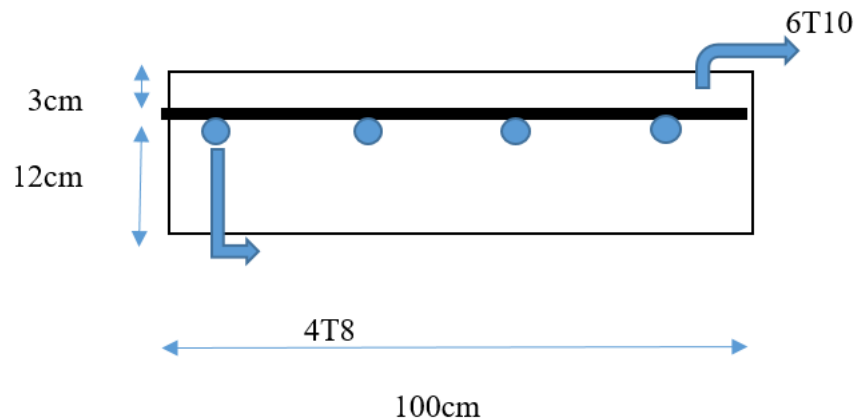


FIGURE 3. 13: Ferrailage de balcon

12.L'ESCALIER

• Calcul de l'effort interne

Combinaison des charges à l'ELU (étage courant +S.SOL)

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Volée : } 1.35 \times 10.23 + 1.5 \times 2.5 = 17.56 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Palier : } 1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 2.5 = 12.498 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } 2.52 \times 1.53 = 3.855 \quad \text{Mur : } 1.35 \times 3.855 = 5.20 \text{ kN/ml}$$

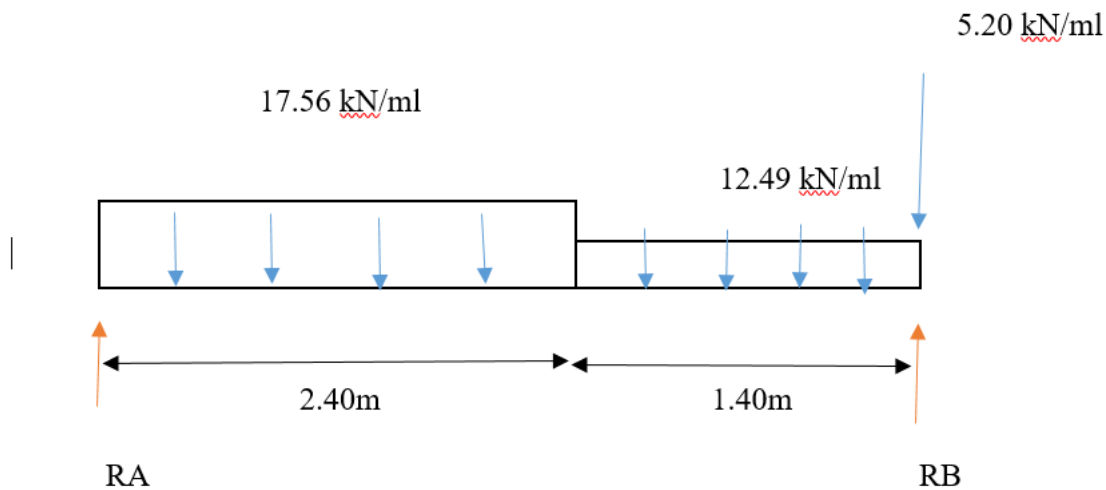


FIGURE 3. 14 : Schéma statique d'escalier.

Calcul de la réaction des appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow RA + RB = (17.56 \times 2.4) + (12.49 \times 1.4) + 5.20 = 64.83 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/a = 0 \Rightarrow -(17.56 \times (2.4)^2 / 2) - (12.49 \times 1.4 \times (1.4/2 + 2.4)) - (3.80 \times 5.20) + 3.80RB = 0$$

$$\Rightarrow -50.574 - 29.395 - 19.76 + 3.80RB = 0$$

$$RB = 26.24 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } RA = 64.83 - 26.24 = 38.59 \text{ KN}$$

• 1ère section ($0 \leq x \leq 2.4$) :

Moment fléchissant :

$$M = -17.56 \times \frac{x^2}{2} + 38.59x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M = 0$$

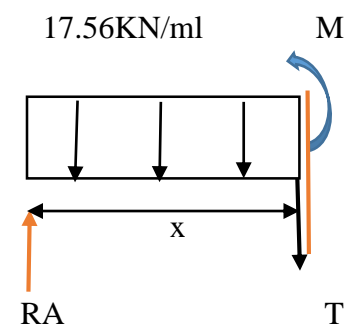
$$\text{Pour } x = 2.4 \quad M = 42.04 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = -17.56x + 38.59$$

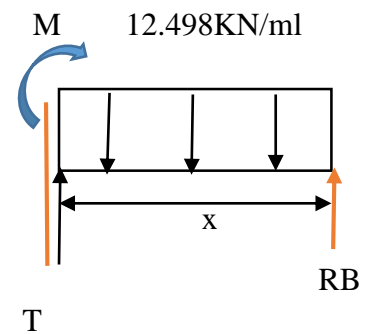
$$\text{Pour } x = 0 \quad T = 38.59 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 2.4 \quad T = -3.55 \text{ KN}$$



- 2ème section ($0 \leq x \leq 1.4$) :

Moment fléchissant :



$$M = -12.498 \times \frac{x^2}{2} + 26.24x$$

Pour $x = 0$ $M = 0$

Pour $x = 1.4$ $M = 24.48 \text{ kN.m}$

Effort tranchant :

$$T = 12.498x - 26.24$$

Pour $x=0$ $T = -26.24 \text{ kN}$

Pour $x = 1.4$ $T = -8.7428 \text{ kN}$

$$T(x) = -17.56x + 38.59$$

$$x = 38.59/17.56 = 2.19 \quad M(x = 2.19) = 27.49 \text{ kN.m}$$

$$= 0.85 \times 27.49 = 23.36 \text{ kN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 27.49 = -13.745 \text{ kN.m}$$

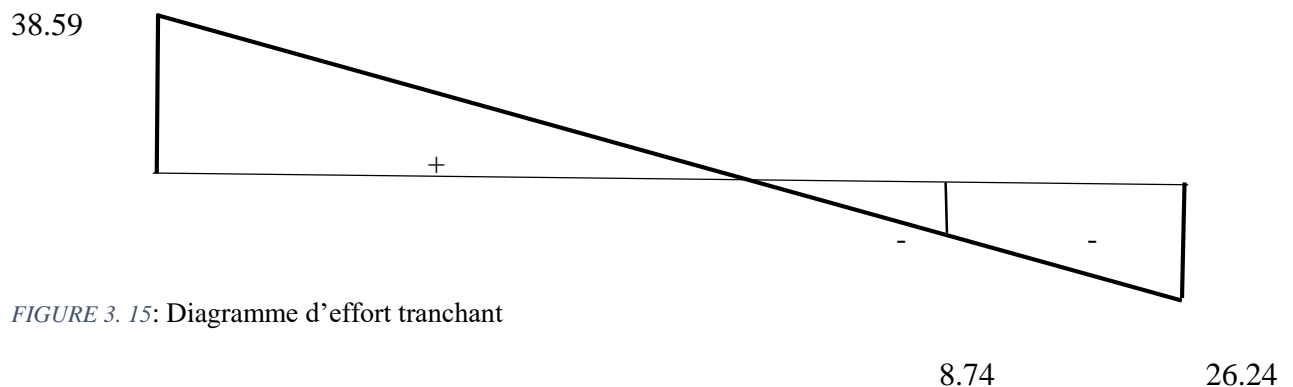


FIGURE 3. 15: Diagramme d'effort tranchant

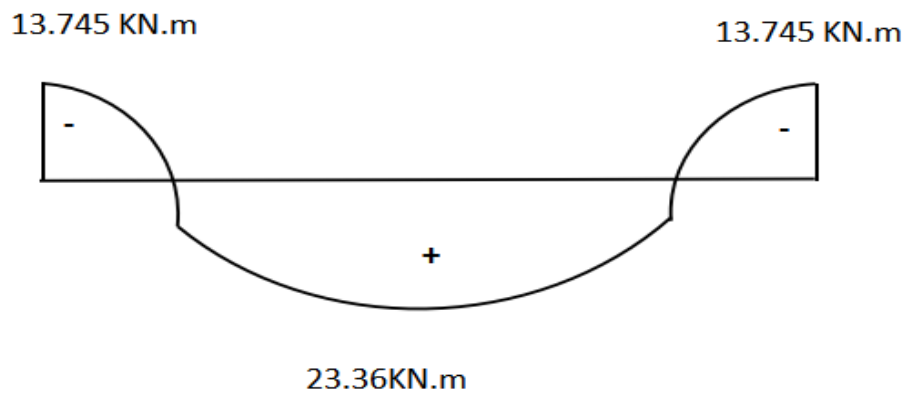
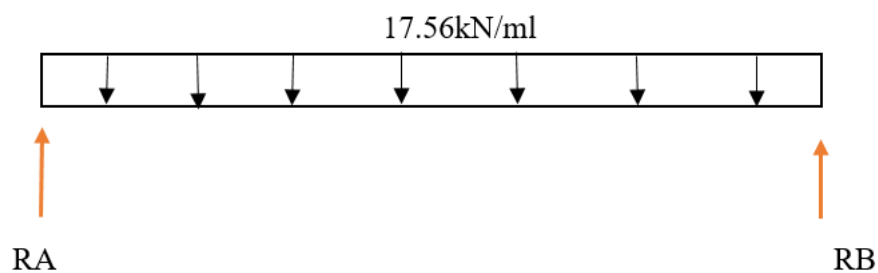


FIGURE 3. 16: Diagramme de moment fléchissant

13. Combinaison des charges à L'ELU (étage entre sols) $q_u = 1.35G + 1.5Q$

Volée : $1.35 \times 10.48 + 1.5 \times 2.5 = 17.898$



Calcul de la réaction des appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q.L$$

$$2R_A = q.L \Rightarrow R_A = \frac{q.L}{2} = R_B \Rightarrow \frac{17.56 \times 5.7}{2} = 50.046$$

$$\sum M_a = 0 \Rightarrow -17.56 \times \frac{x^2}{2} + 50.046x = 0$$

Pour $x = 0$ $M = 0$

Pour $x = 5.7$ $M = 0 \text{ kN.m}$

section ($0 \leq x \leq 5.7$) :

Moment fléchissant :

$$M = -17.56 \times \frac{x^2}{2} + 50.046x$$

Pour $x = 0$ $M = 0$

Pour $x = 5.7$ $M = 0 \text{ kN.m}$

Effort tranchant :

$$T = 17.56x - 50.046$$

Pour $x=0$ $T = 50.046 \text{ KN}$

Pour $x = 5.7$ $T = - 50.046 \text{ Kn}$

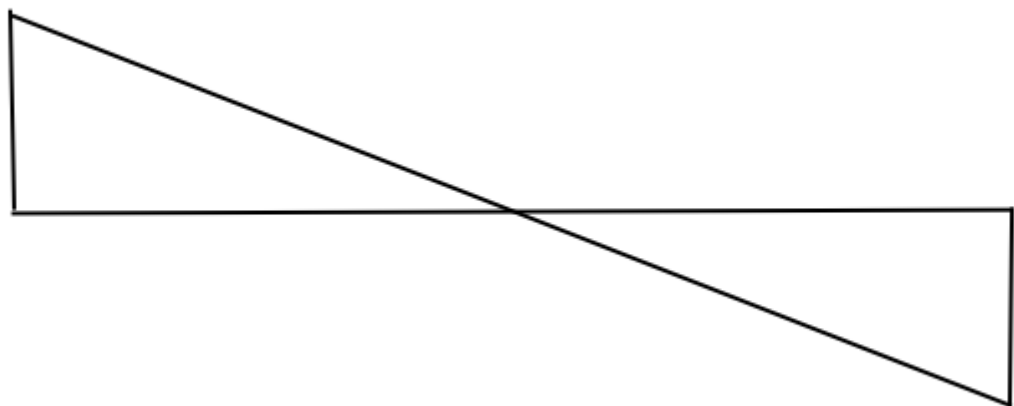
$$T(x) = -17.56x + 50.046$$

$$x = 50.046 / 17.56 = 2.85 \text{ m} \quad M(x = 2.85) = 71.31 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 71.31 = 60.61 \text{ kN.m}$$

$$M_a = - 0.5 \times 71.31 = - 35.65 \text{ kN.m}$$

50.04 KN



50.04 KN

FIGURE 3. 17: Diagramme d'effort tranchant

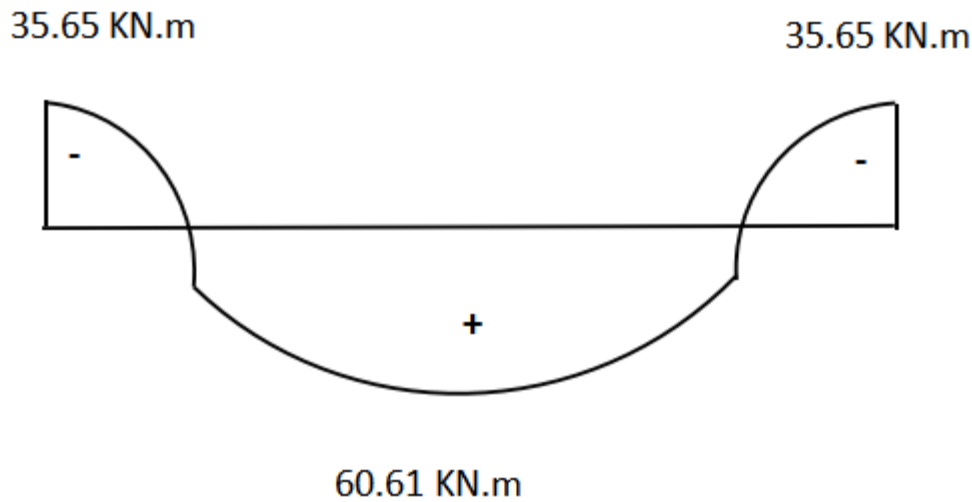
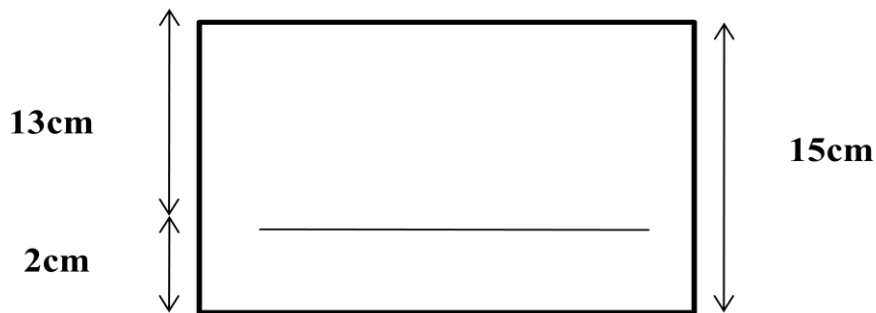


FIGURE 3. 18: Diagramme de moment fléchissant

14. Calcul des armatures : (étage courant+ S. SOL)

- En travée :

Armatures principales :



$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times 14.2} = \frac{23.36 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.097 \leq 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc on prend $\beta = 0.963$

$$A_t = \frac{M_u}{b \times d \times \sigma_s} = \frac{23.36 \times 10^3}{0.963 \times 13 \times 348} = 5.36 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65cm² avec un Espacement St = 20cm Armatures de répartition :

On prend : $A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

Soit 5HA10 = 3.92cm² avec un espacement $St = 20\text{cm}$

Aux appuis :

Armatures principales :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.36 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.097 \leq 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc on prend $\beta = 0.980$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.36 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 5.26 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.64cm² avec un Espacement $St = 20\text{cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5.64}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3.92cm² avec un Espacement $St = 20\text{cm}$

• En travée : (étages entre sols) Armatures principales :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{60.61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.25 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc on prend $\beta = 0.970$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{60.61 \times 10^3}{0.970 \times 13 \times 348} = 13.47 \text{ cm}^2$$

Soit 9HA14 = 13.9cm² avec un Espacement $St = 10\text{cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{13.9}{4} = 3.47 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3.92cm² avec un espacement $St = 20\text{cm}$

• **Aux appuis :**

Armatures principales :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{60.61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.25 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc on prend $\beta = 0.970$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35.65 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 8.04 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14 = 9.24cm² avec un Espacement St = 20cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3.92cm² avec un espacement St = 20cm

Vérifications à l'ELS :

La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire, car la fissuration est considérée peu nuisible, donc c'est l'ELU qui est prépondérant.

Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire, car les escaliers ont été redimensionnés avec la condition de la flèche.

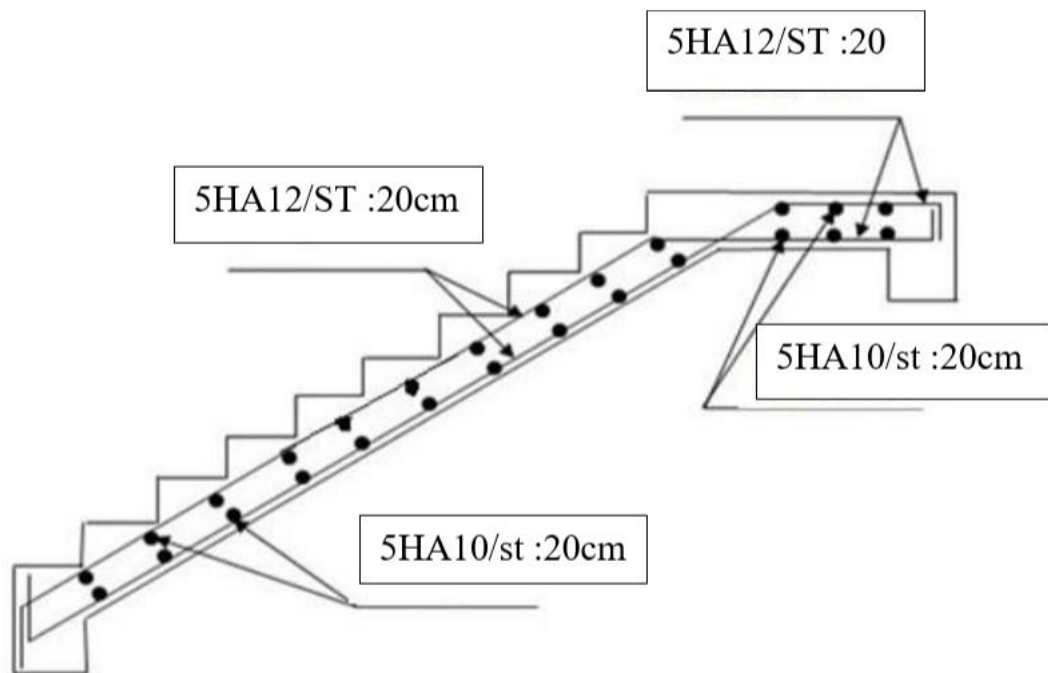


FIGURE 3. 19 : Ferrailage d'escalier (étage courant + S. SOL)

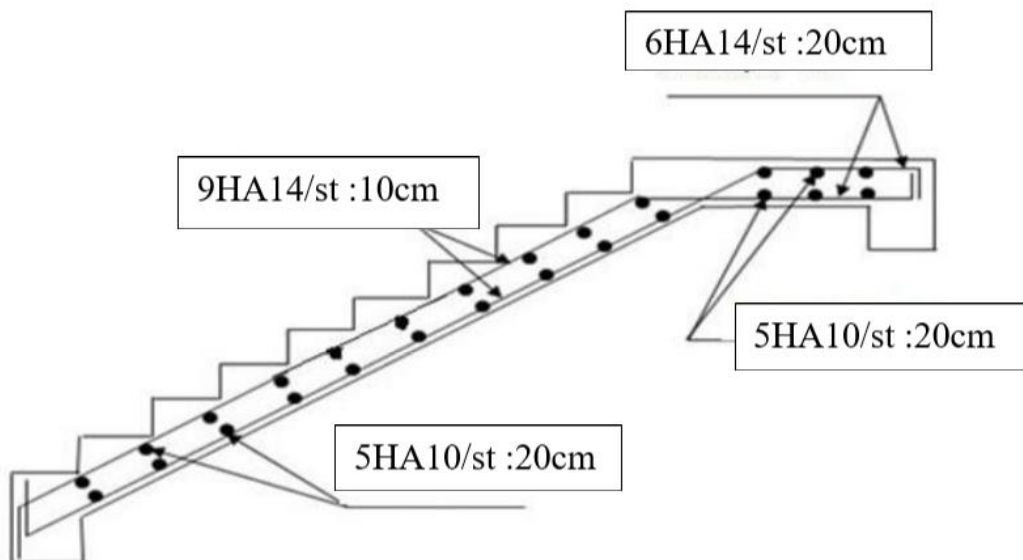


FIGURE 3. 20: Ferrailage d'escalier (étage entre.SOL)

15.CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

Pré-dimensionnement

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

$$\frac{515}{15} \leq ht \leq \frac{515}{10}$$

$$34.33 \text{ cm} \leq ht \leq 51.5 \text{ cm}$$

On prend : $ht = 35 \text{ cm}$

• Les conditions de RPA99/2024 (art7.5.1) :

$$B = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

$$H = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{b} 1.00 \leq 4 \dots \text{cv}$$

Détermination des charges et surcharges

$$\text{Poids propre : } G = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 2.5 \text{ kN/m.}$$

$$\text{ELU} \rightarrow Ru = 29.90 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} \rightarrow Rs = 21.76 \text{ KN/m}$$

1• Combinaison de charges :

$$qu = 1.35G + Ru = 32.93 \text{ kN/m}$$

$$qs = G + Rs = 24.01 \text{ kN/m}$$

Réactions d'appuis :

$$RA + RB = \frac{qul}{2} = \frac{32.93 \times 5.15}{2} = 84.79 \text{ KN}$$

Moment :

$$M = \frac{qul^2}{8} = \frac{32.93 \times 5.15^2}{8} = 109.17 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{q_{ul}}{2} = 84.79 \text{ kN}$$

Donc :

$$MA = -0.5 (109.17) = -54.58 \text{ kN.m}$$

$$Mt = 0.85 (109.17) = 92.79 \text{ kN.m}$$

2• Calcul des armatures :

En travée :

Armatures principales :

$$F_{ub} = \frac{0.85 \times F_{c28}}{\gamma_B \times \theta} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{MU}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92.79 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14.2} = 0.27$$

Donc on prend $\beta = 0.880$

$\leq 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$A_T = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_{bu}} = \frac{92.79 \times 10}{0.880 \times 28 \times 14.2} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52cm²

Aux appuis :

Armatures principales :

$$F_{ub} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54.58 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14.2} = 0.16 \leq 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc on prend $\beta = 0.936$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times f_{bu}} = \frac{54.58 \times 10^3}{0.936 \times 28 \times 14.2} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12 = 3.39cm²

Vérification a l'ELU

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > 1.01 \text{ cm}^2 \dots \dots c.v$

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 1.01 \text{ cm}^2 \dots \dots c.v$

16. Vérification de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_u^- = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{84.79 \times 10^3}{300 \times 280} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.09 \leq 3.33 \text{ MPa} \rightarrow c.v$$

16 Armature transversale : (Art A.7.2, 2/BAEL91)

Le diamètre minimale des armatures transversales donné par :

$$\varphi t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi 1^{min}\right)$$

$$\varphi t = \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right) = \min(0.857; 3; 1.2) = 0.857 \text{ cm}$$

On prend que : $\varphi t = 8 \text{ mm} \leq 8.57 \text{ mm}$

On choisit : **4HA8 = 2.01 cm²**.

16. Espacement

$$t \leq \text{Min}(0.9; 40) \rightarrow St \leq \min(25.2; 40)$$

Donc on prend : $St = 20 \text{ cm}$

17. Vérification à ELS

$$Q_s = G + R_s = 24.01 \text{ KN/ml}$$

Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = \frac{qul}{2} = \frac{24.01 \times 5.15}{2} = 61.82 \text{ KN}$$

Moment :

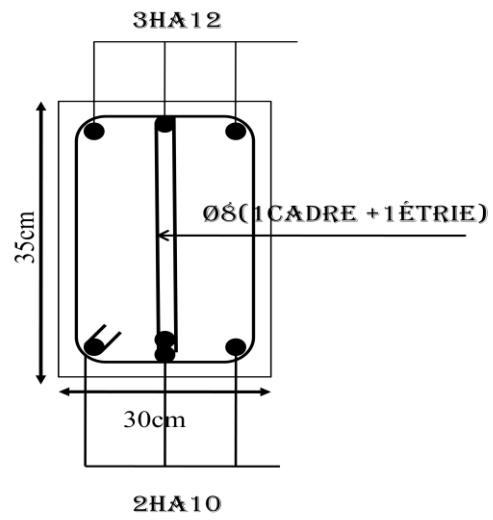
$$M = \frac{qul^2}{8} = \frac{24.01 \times 5.15^2}{8} = 79.60 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T = \frac{qul}{2} = 84.79 \text{ KN}$$

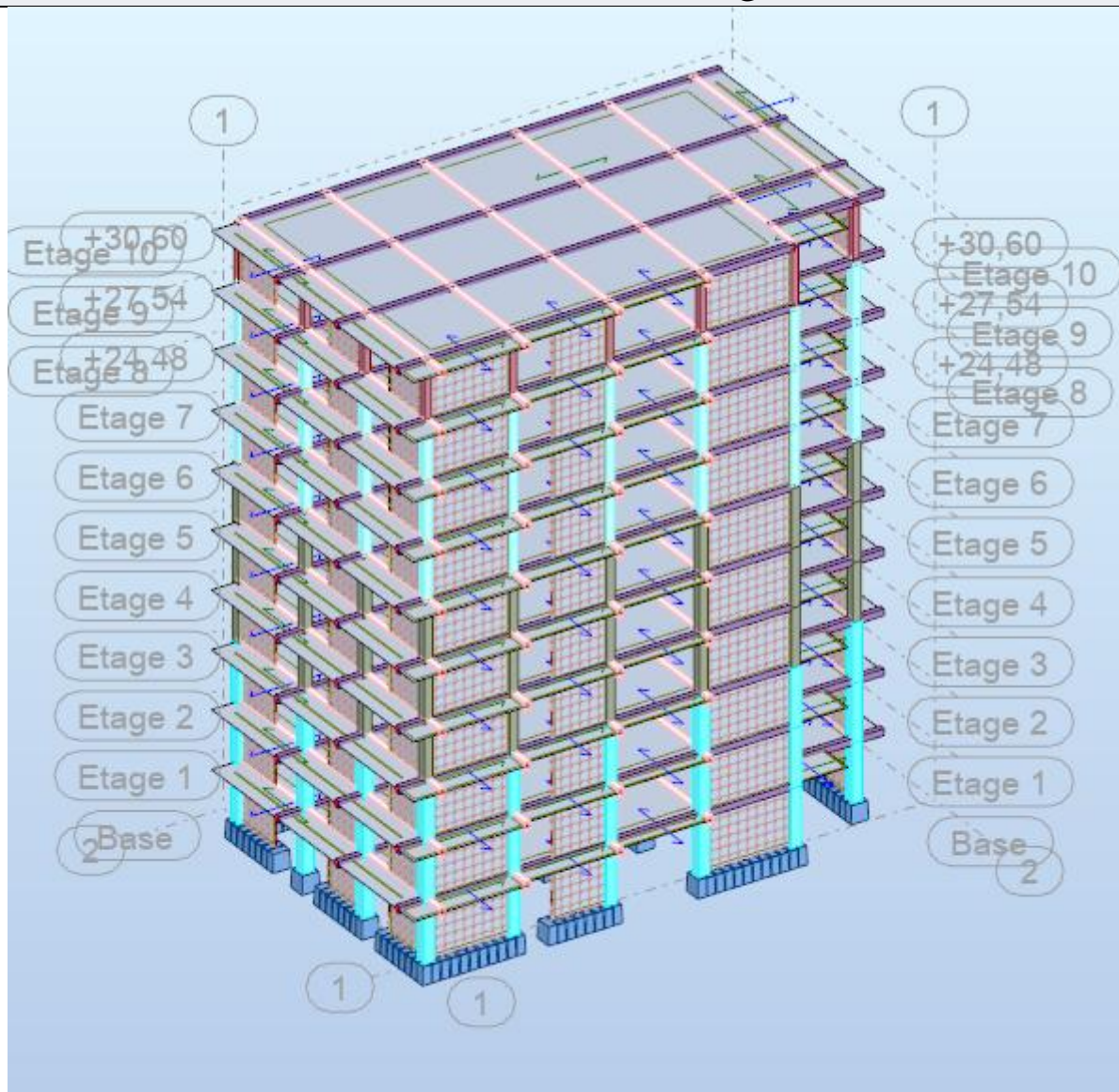
Donc : $MA = -0.5 (62.13) = -31.06 \text{ kN.m}$

$$Mt = 0.85 (79.60) = 67.66 \text{ KN.m}$$



CHAPITRE IV

Etude Dynamique

ETUDE SISMIQUE

Cette partie de la note de calcul présente l'étude sismique du bâtiment conformément aux exigences du **DTR BC 2.48 (RPA 2024)**. L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis** en appliquant une analyse modale spectrale. Toutes les vérifications réglementaires du **RPA 2024** ont été effectuées afin de garantir la conformité de la structure aux normes en vigueur.

Paramètres de calcul sismique :

Zone sismique	Groupe d'usage	Site
II	Groupe 2	S3

Calcul du facteur de Qualité :

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".
Ses valeurs sont données aux tableaux suivants :

Sens X :

Critère	Pénalité	Condition
Régularité en plan	0.05	Condition non vérifiée
Régularité en élévation	0.20	Condition non vérifiée
Redondance en plan	0.05	Condition non vérifiée

Qfx = 1.30

Sens Y :

Critère	Pénalité	Condition
Régularité en plan	0.05	Condition non vérifiée
Régularité en élévation	0.20	Condition non vérifiée
Redondance en plan	0.05	Condition non vérifiée

$$Q_{fy} = 1.30$$

Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Le tableau suivant donne la distribution des efforts tranchants sur les poteaux et sur les voiles dans l'étage de base du bâtiment :

Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
Etage 1	709.32	2176.84	660.52	1921.15

1- Direction X :

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les portiques = **24,58%**

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les voiles = **75,42%**

Donc notre systeme est : **05-Système de contreventement constitué par des voiles**

R_x = 4.5 et la catégorie est : **b**

2- Direction Y :

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les portiques = **25,58%**

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les voiles = **74,42%**

Donc notre systeme est : **05-Système de contreventement constitué par des voiles**

R_y = 4.5 et la catégorie est : **b**

Calcul de la force sismique (RPA 2024 Art. 3.3.3):

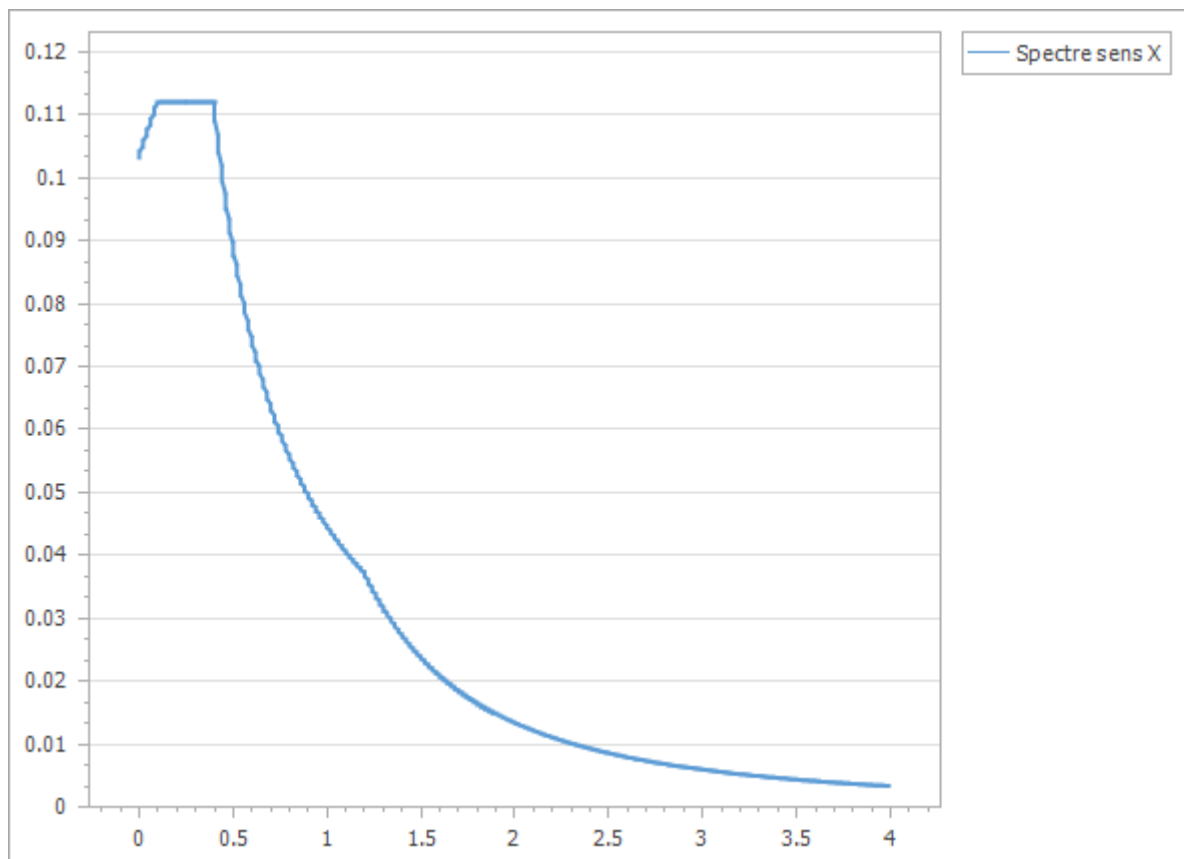
Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

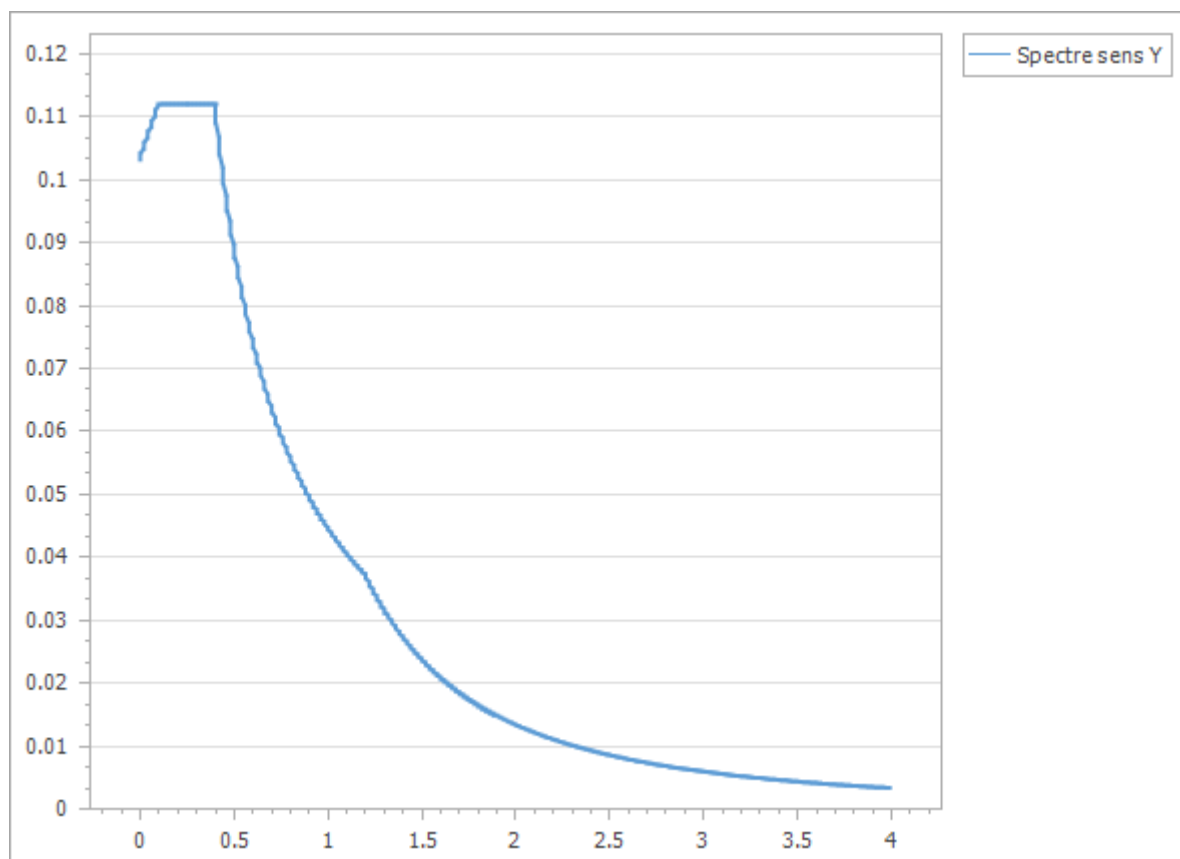
Valeurs caractérisant le spectre de réponse de calcul

Coefficient d'accélération de zone A	0.1
Coefficient d'importance I	1
Coefficient de site S	1.55
Limite inférieure des périodes T1 (s)	0.1
Limite supérieure des périodes T2 (s)	0.4
Début de la branche à déplacement spectral constant T3 (s)	1.2

Spectre de réponse suivant X



Spectre de réponse suivant Y



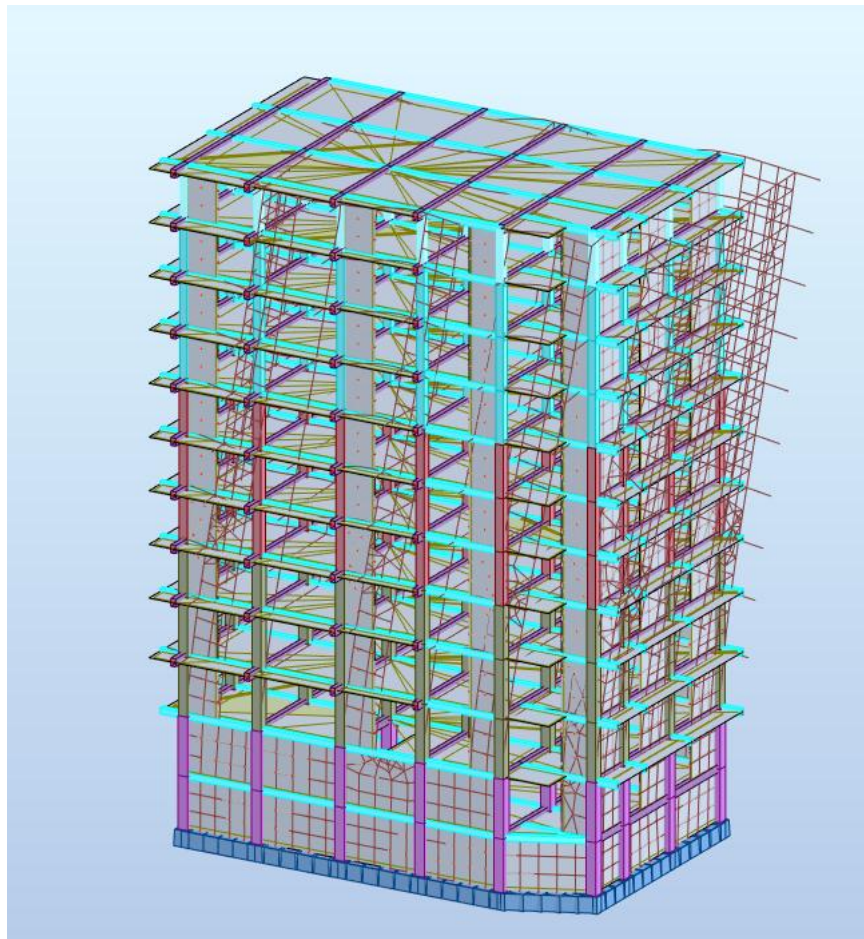
Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2024

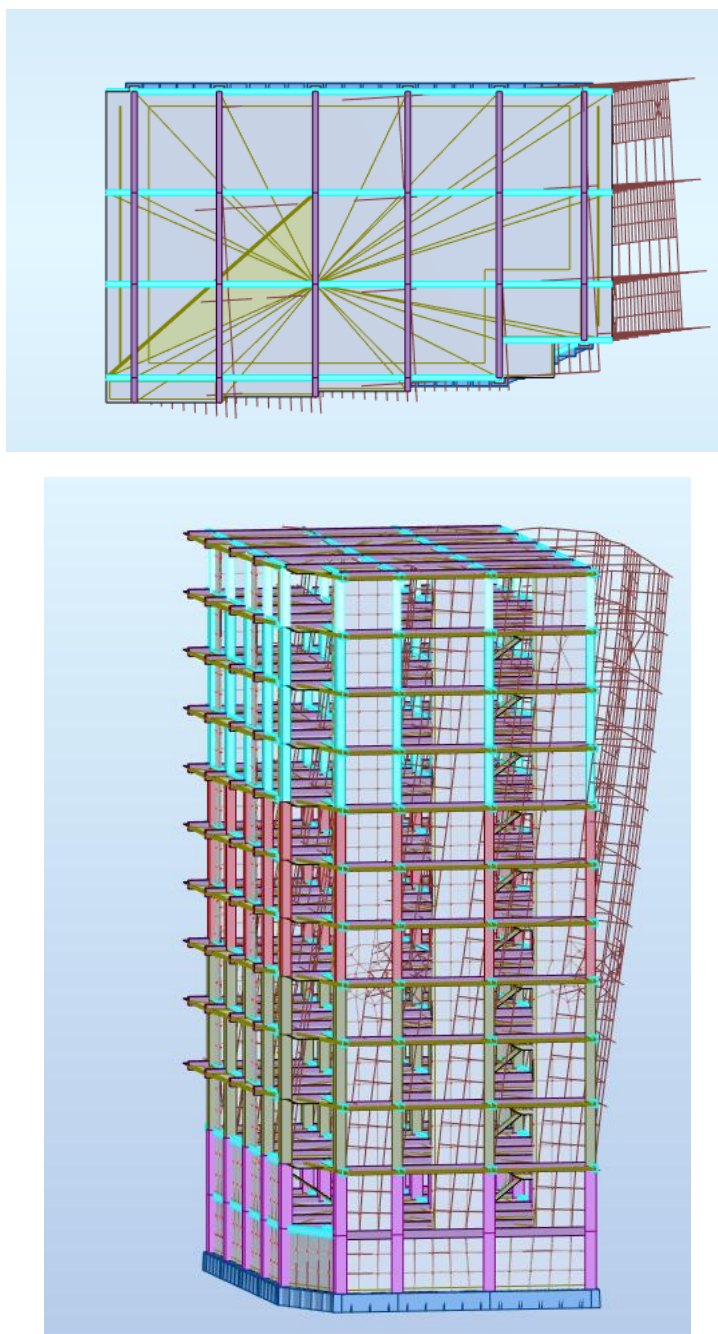
1- Vérification du comportement dynamique :

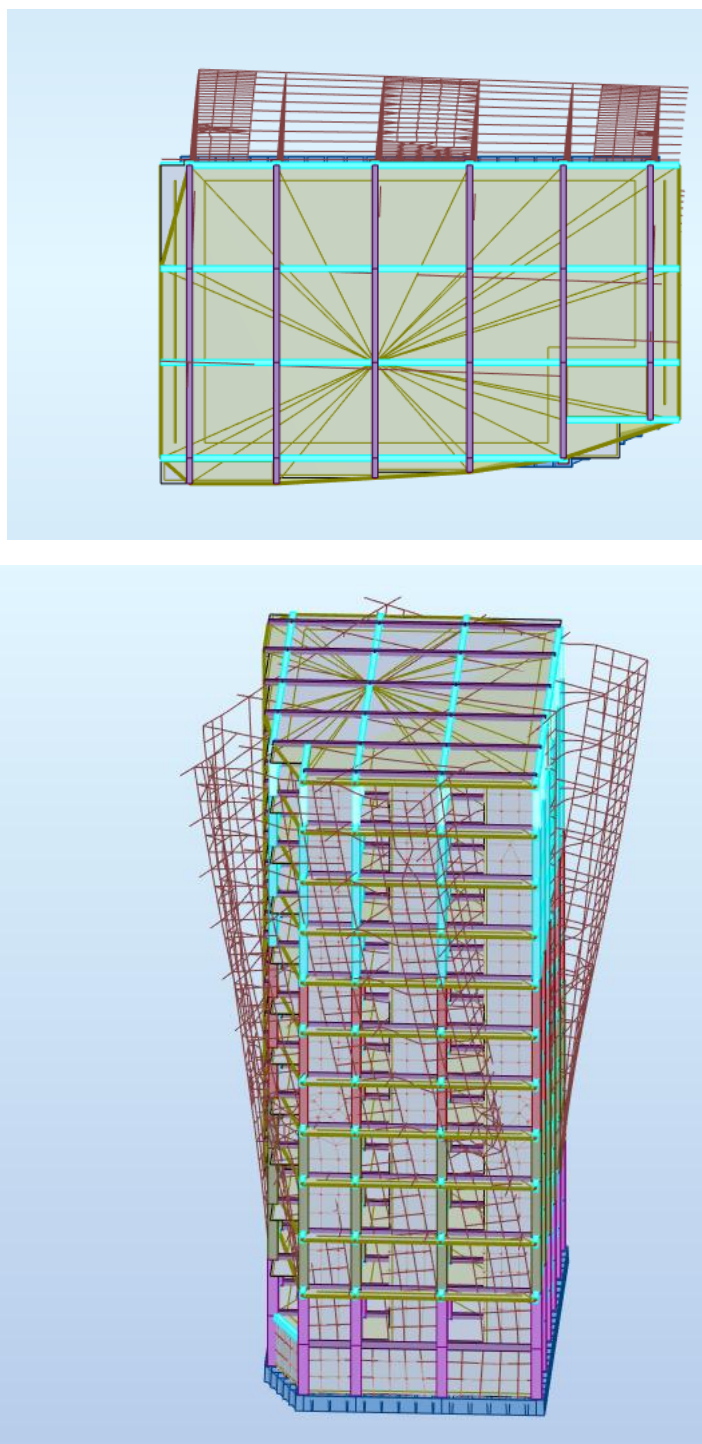
Résultat de l'analyse modale

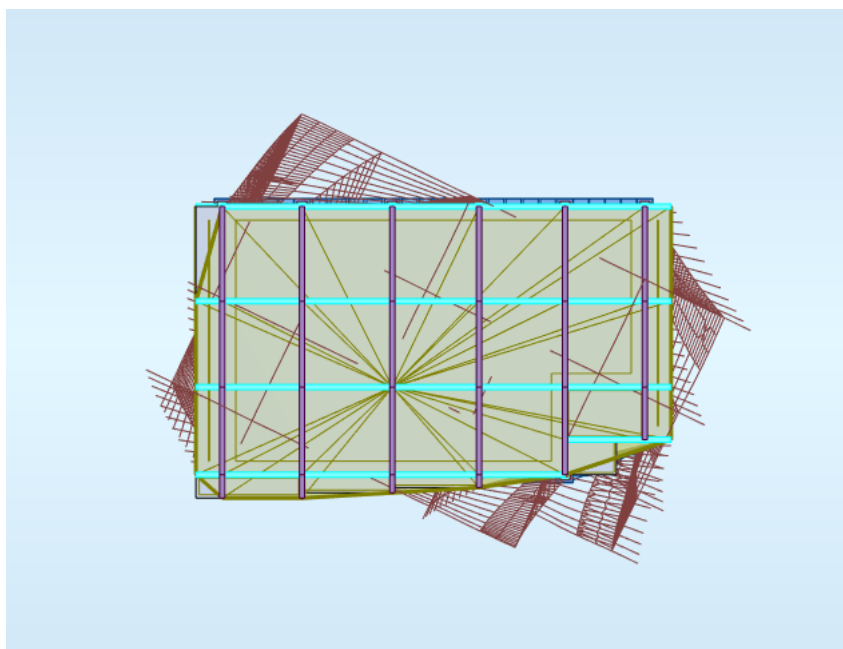
Mode	Période (s)	Masse Cumulée. UX (%)	Masse Cumulée. UY (%)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	Masse Totale UX (Kg)
1	0.717	2.44	67.82	2.44	67.82	4974261.84
2	0.593	64.59	70.69	62.15	2.86	4974261.84
3	0.426	68	70.72	3.41	0.03	4974261.84
4	0.201	68.24	85.31	0.25	14.6	4974261.84
5	0.155	68.26	85.32	0.02	0.01	4974261.84
6	0.151	85.13	85.55	16.87	0.24	4974261.84
7	0.12	85.14	85.56	0.01	0	4974261.84
8	0.118	85.24	85.57	0.1	0.01	4974261.84
9	0.115	85.25	85.57	0.01	0	4974261.84
10	0.111	85.25	85.57	0	0	4974261.84

11	0.106	85.25	85.57	0	0	4974261.84
12	0.101	85.26	85.64	0	0.07	4974261.84
13	0.096	85.33	91.07	0.07	5.43	4974261.84
14	0.095	85.33	91.44	0	0.37	4974261.84
15	0.092	85.35	91.46	0.02	0.02	4974261.84
16	0.088	85.35	91.49	0	0.03	4974261.84
17	0.086	85.41	91.49	0.06	0	4974261.84
18	0.085	85.41	91.49	0	0	4974261.84
19	0.079	89.28	91.54	3.87	0.04	4974261.84
20	0.078	89.31	91.54	0.03	0	4974261.84
21	0.076	89.31	91.54	0	0	4974261.84
22	0.076	89.32	91.54	0.01	0	4974261.84

FigureIV.1 : le 1^{er} mode

FigureIV.2 : le 2^{ème} mode

FigureIV.3 : le 3^{ème} mode



Interpretation :

Mode	Comportement	Periode (s)
1	Translation suivant Y	0.72
2	Translation suivant X	0.59
3	Torsion	0.43

• **Vérification ART 4.3.3 RPA 2024 :**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions X : Masse cumulée = **89.32 %**

Direction Y : Masse cumulée = **91.54 %**

La masse cumulée dans la direction Y a dépassé les 90%, tandis qu'elle n'a pas atteint les 90% dans la direction X. Par conséquent, vous pouvez augmenter le nombre de modes jusqu'à atteindre les 90% dans la direction X. Si cela s'avère difficile, vous pouvez néanmoins poursuivre les calculs, étant donné que la période du dernier mode est inférieure à 0,2s (RPA v.2024 Art 4.3.3)

Vérification ART 4.3.5 RPA 2024 :

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale T_0 .

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Selon l'article 4.2.3. de l'RPA 2024 La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

avec:

: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

λ : Coefficient de correction

- $\lambda = 0.85$: si $T_0 \leq (2 \cdot T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux
- 1, autrement

Pour notre cas $\lambda = 0.85$

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale est calculée par les deux formules suivantes :

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4} = 0.65s$$

Les périodes analytiques trouvées par le logiciel Robot :

$$T_{\text{analytique-x}} = 0.72s$$

$$T_{\text{analytique-y}} = 0.59s$$

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Table 4.4: Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Selon le tableau 4.4 de l'RPA2024 on conclut que :

- $S_a/g(T_0-x) = 0.08$
- $S_a/g(T_0-y) = 0.06$

Calcul du poids sismique total du bâtiment (RPA2024 Art. 4.2.3) :

W: Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau $\ll i \gg$:

$$W = \sum W_i \text{ avec } i: \text{ le nombre de niveaux}$$

ou:

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}, \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure}$$

- W_{Gi} : Poids des charges permanentes et de celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée au Tableau (4.2) de l'RPA2024.

$$\text{Pour notre cas } W = \mathbf{48\,797.51 \text{ KN}}$$

A partir de ces paramètres on obtient les forces sismiques calculées par la méthode statique équivalente:

$$V_x = \mathbf{3\,318.23 \text{ KN}}$$

$$V_y = \mathbf{2\,488.67 \text{ KN}}$$

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Sens	V (KN)	80%*V (KN)	E (KN)	Vérification
X	3 318.23	2 654.58	2 886.16	Condition vérifiée
Y	2 488.67	1 990.94	2 581.67	Condition vérifiée

Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages : RPA 2024 Article 5.10

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites, données dans le Tableau suivant :

$$\Delta_k < \overline{\Delta_k}$$

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	$0.0200 h_k$
Bâtiments en Béton Armé	$0.0150 h_k$
Bâtiment en PAF	$0.0100 h_k$
Bâtiments en Bois	$0.0150 h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	$0.0100 h_k$
<i>Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »</i>	

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

Etage	Hauteur (m)	$\Delta k-x$ (cm)	$\Delta k-y$ (cm)	$\Delta k < 1.5\% \text{ * Hauteur}$
Etage 1	3.06	0.11	0.17	Condition vérifiée
Etage 2	3.06	0.23	0.34	Condition vérifiée
Etage 3	3.06	0.31	0.44	Condition vérifiée
Etage 4	3.06	0.37	0.50	Condition vérifiée
Etage 5	3.06	0.41	0.52	Condition vérifiée
Etage 6	3.06	0.43	0.52	Condition vérifiée
Etage 7	3.06	0.43	0.50	Condition vérifiée
Etage 8	3.06	0.42	0.46	Condition vérifiée
Etage 9	3.06	0.41	0.42	Condition vérifiée
Etage 10	3.06	0.41	0.39	Condition vérifiée

Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble : RPA 2024 Art 5.5

La vérification du renversement de la structure s'effectue à travers l'application de la formule suivante :

$$Moment_{Stabilisant} > 1.3 * Moment_{renversant}$$

Calcul du moment stabilisant :

Poids de la structure	Poids additionnel de l'infrastructure	Coordonnées du centre de gravité		Moment stabilisant	
W (KN)	Wi(Kg)	Xg (m)	Yg (m)	M _{stab-x} (KN)	M _{stab-y} (KN)
48 797.51	0.00	11.68	7.8	569954.9168	380620.578

Calcul du moment de renversement :

$$M_{Renversement} : \text{le moment de renversement de la structure} = \sum F_k * H_k$$

F_k : la force sismique associée au niveau K

H_k : est la hauteur de l'étage K à partir de la base de la structure

Eta ge	Nive au (m)	V-x (KN)	F-x (KN)	V-y (KN)	F-y (KN)	Mren-x (KN.m)	Mren-y (KN.m)
Eta ge 1	3.06	2886. 16	43.44000000 00001	2581. 67	46.95000000 00003	132.9264	143.6670000 00001
Eta ge 2	6.12	2842. 72	113.39	2534. 72	118.07	693.9467999 99999	722.5883999 99998
Eta ge 3	9.18	2729. 33	173.33	2416. 65	165.64	1591.1694	1520.5752
Eta ge 4	12.2 4	2556	210.18	2251. 01	186.96	2572.6032	2288.3904
Eta ge 5	15.3	2345. 82	235.75	2064. 05	208.49	3606.975	3189.897
Eta ge 6	18.3 6	2110. 07	262.4	1855. 56	235.59	4817.664	4325.4324
Eta ge 7	21.4 2	1847. 67	305.71	1619. 97	266.65	6548.3082	5711.643
Eta ge 8	24.4 8	1541. 96	387.38	1353. 32	327.08	9483.0624	8006.9184
Eta ge 9	27.5 4	1154. 58	509.37	1026. 24	440.31	14028.0498	12126.1374

Etag ge 10	30.6	645.2 1	645.21	585.9 3	585.93	19743.426	17929.458
------------------	------	------------	--------	------------	--------	-----------	-----------

Tableau récapitulatif :

Mren-x [KN.m]	Mstab-x [KN.m]	Mstab > 1,30 * Mren
63 218.13	569 954.92	Condition vérifiée
Mren-y [KN.m]	Mstab-y [KN.m]	Mstab > 1,30 * Mren
55 964.71	380 620.58	Condition vérifiée

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA 2024 Article 5.9

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

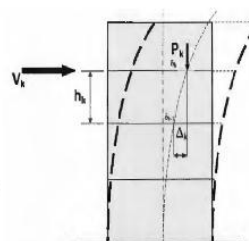
$$(\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}) \leq 0.10$$

avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, 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 ».



Etage	Hauteur (m)	P (KN)	Δk-x (cm)	Δk-y (cm)	V-x (KN)	V-y (KN)	Θx	Θy	Θ < 0,10
Etage 1	3.06	48780.84	0.11	0.17	2886.16	2581.67	0.0018	0.003	Condition vérifiée
Etage 2	3.06	43631.35	0.23	0.34	2842.72	2534.72	0.0034	0.0056	Condition vérifiée
Etage 3	3.06	38655.85	0.31	0.44	2729.33	2416.65	0.0042	0.0066	Condition vérifiée
Etage	3.06	33701.25	0.37	0.5	2556	2251.01	0.0046	0.007	Condition

4									vérifiée
Etage 5	3.06	28812.97	0.41	0.52	2345.82	2064.05	0.0047	0.0069	Condition vérifiée
Etage 6	3.06	23924.68	0.43	0.52	2110.07	1855.56	0.0046	0.0063	Condition vérifiée
Etage 7	3.06	19055.09	0.43	0.5	1847.67	1619.97	0.0042	0.0055	Condition vérifiée
Etage 8	3.06	14244.84	0.42	0.46	1541.96	1353.32	0.0037	0.0046	Condition vérifiée
Etage 9	3.06	9434.58	0.41	0.42	1154.58	1026.24	0.0031	0.0036	Condition vérifiée
Etage 10	3.06	4644.42	0.41	0.39	645.21	585.93	0.0028	0.0029	Condition vérifiée

Chapitre V

Ferraillage Des Eléments

Résistants

1. introduction

Dans ce qui suit, **sont désignés par le terme "éléments résistants" les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques globales ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.**

Le **calcul des sections** sera réalisé **selon les règles du Calcul du Béton Armé (CBA93)**, tout en respectant les prescriptions des **règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2024)**.

Les objectifs de la **détermination des sections d'acier nécessaires** visent à garantir le respect des critères en matière de **résistance**, de **ductilité** et de **stabilité** des structures constructives dans notre étude.

2. Les poutres

. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers Les poteaux.

Elles sont sollicitées par les moments fléchissants et les efforts tranchants.

Le ferraillage sera déterminé en calculant les poutres en flexion simple. Combinaisons des charges :

D'après le CBA 93 : Situation durable :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

D'après RPA99V2024

Situation accidentelle :

$$G + \psi. Q + E3$$

$$G + \psi. Q + E4$$

$$G + \psi. Q + E5$$

ou: E3, E4 et E5 représentent la combinaison des composantes, horizontales (E_x , E_y) et la composante verticale (E_z), définies par:

$$E3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E$$

$$E5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E$$

G : la charge permanente.

Q : la charge d'exploitation.

E : la charge sismique.

Recommandation des règlements selon RPA99V2003/Art7.5.2 Armatures

longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

avec:

sollicitées principalement par Les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une

Section en Travée au moins égale à la moitié de la section sur appui

La longueur minimale de recouvrement est : 50ϕ en zone II.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Selon CBA93 Art7.1.2 :

La section des armatures minimales longitudinales sont données par la condition de Non fragilité :

- $A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$
- $S_t \leq \min (0.9d; 40cm).$
- $\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4 MPa$
- $S_t \leq \frac{0.9 A_t f_e}{b \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{ij})}.$

Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite:
- $S_t \leq \frac{h}{2}$

$S_t = \min(\frac{h}{2}, 12\phi)$ pour la zone nodale

- **Les caractéristiques des poutres :**

- La section de la poutre principale : (30×45) - La section de la poutre secondaire : (30×35)

tableau 5. 1: Les caractéristiques des matériaux

	γ_b	γ_s	$f_{c28} (MPa)$	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Situation	1.2	1	25	400	400
Durable					
Situation	1.20	1	25	400	400
accidentelle					

V.2.3. Ferraillage à ELU :

poutre principale : (30×45) :

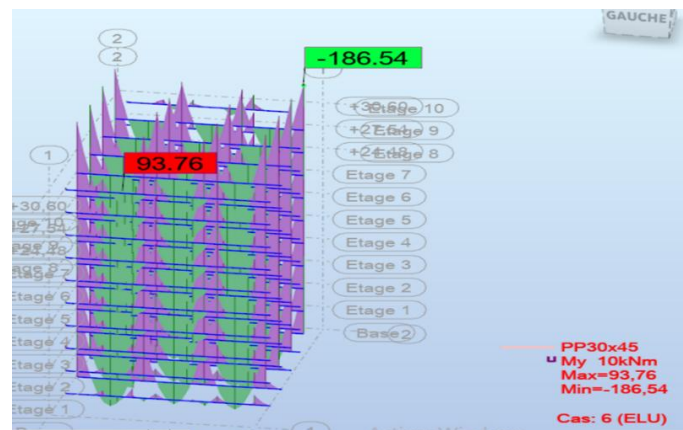


FIGURE 5. 1 : moment à ELU

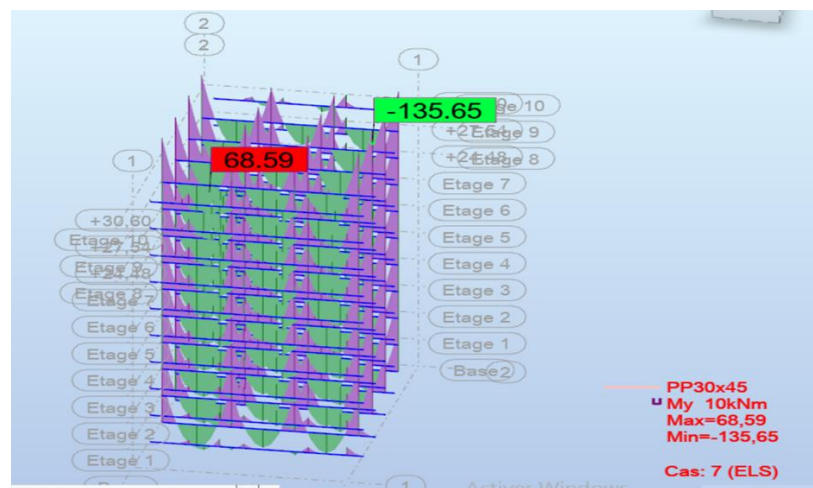


FIGURE 5. 2 : moment à ELS

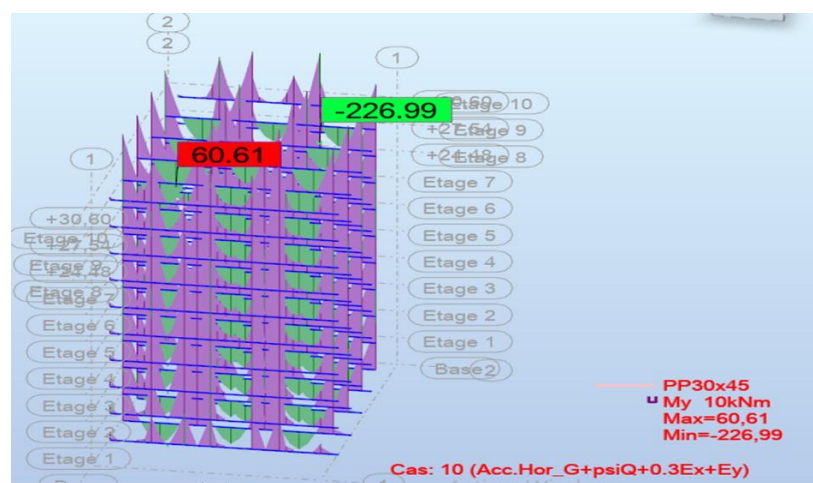


FIGURE 5. 3 : moment à ELU

Travée

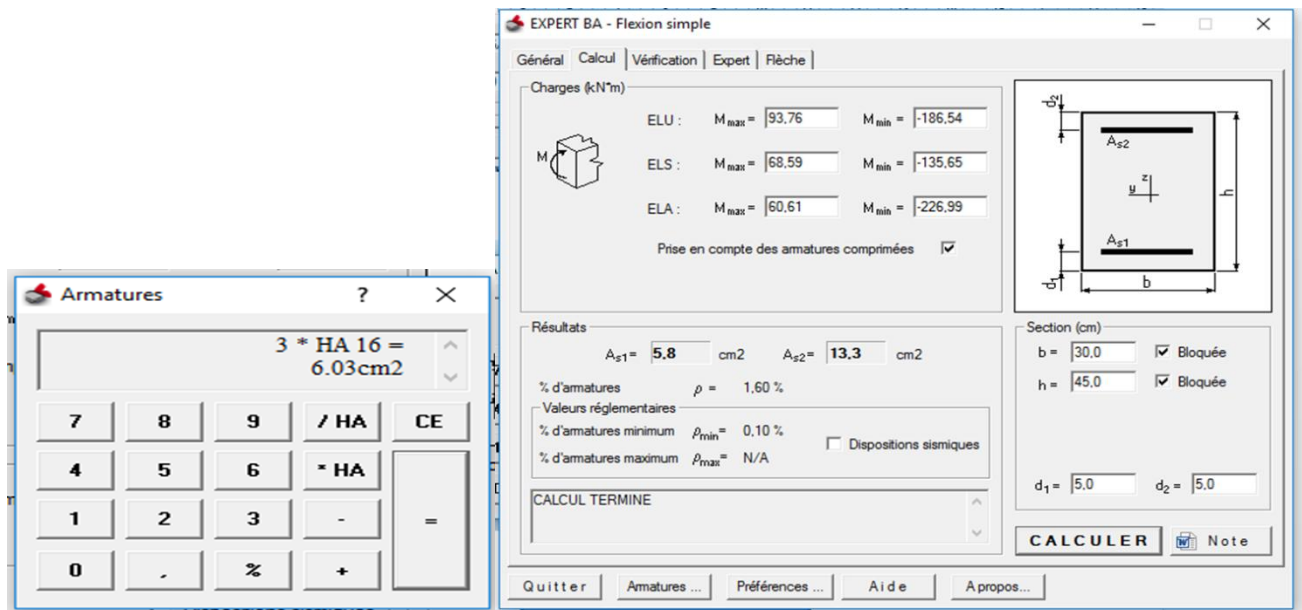


FIGURE 5.4 : résultat robot expert en travée

Appuis :

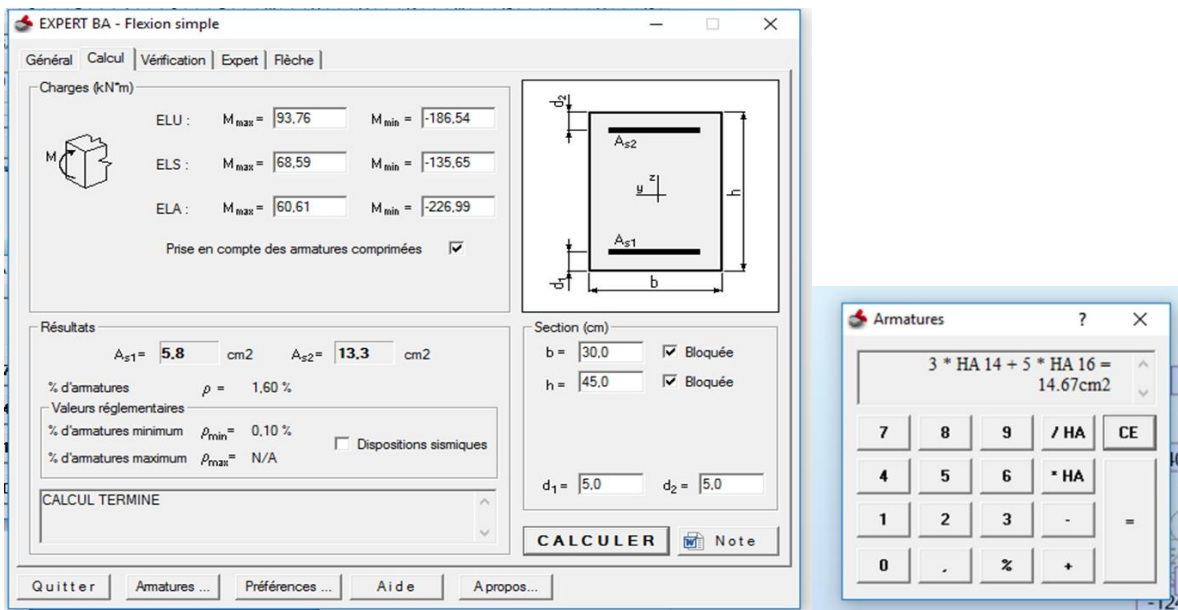


FIGURE 5.5 : résultat robot expert en appui

poutre secondaire : (30×35) :

ELU:

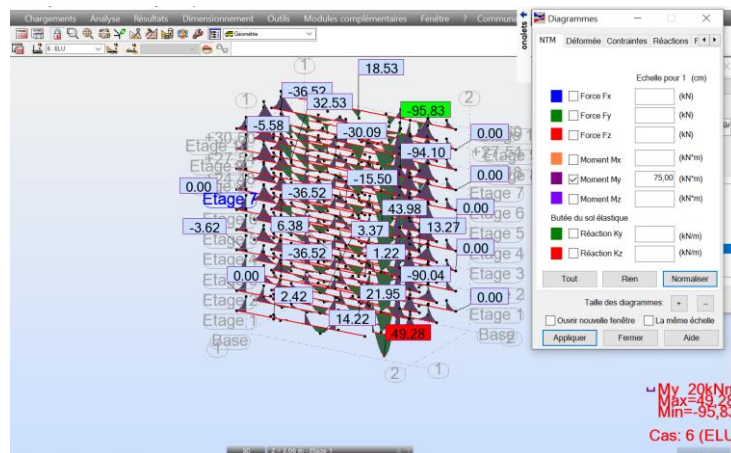


FIGURE 5. 6 Moment y à ELU

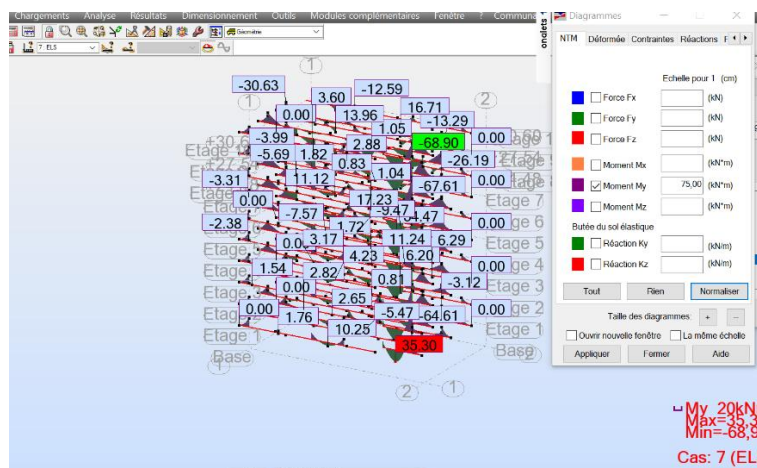


FIGURE 5. 7 Moment y à ELS

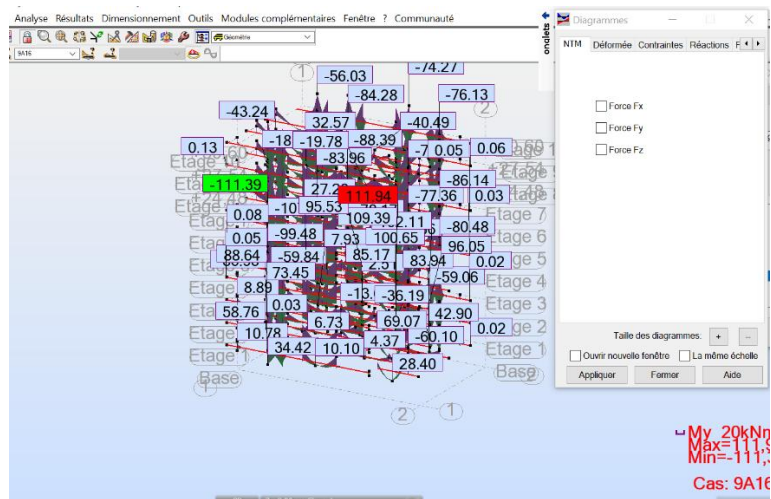
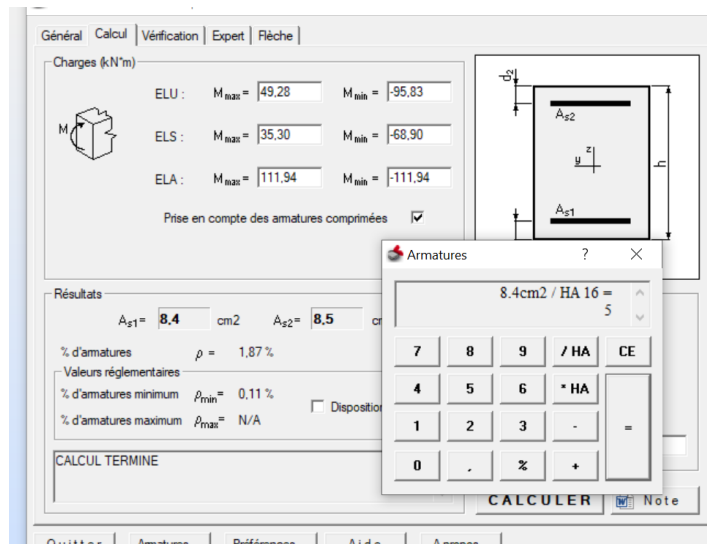


FIGURE 5. 8 :Moment y à ELA

Travée



Appuis :

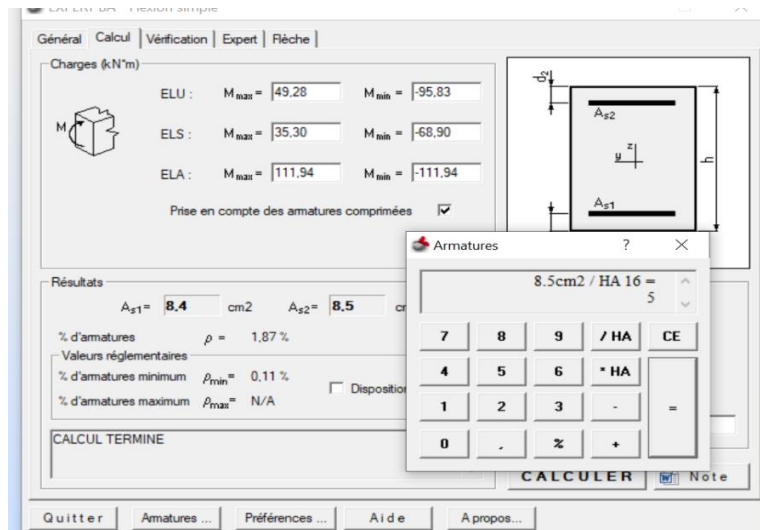


tableau 5. 2: Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires.

Poutre Section Position					$A_{calculé}(cm^2)$		
P.P	30×45	Travée	93.76	ELU	5.8	3HA16	6.03
		Appuis	-186.41	ELA	13.3 14.67	3HA14+5HA16	
P.S	30×35	Travée	49.28	ELU	8.4 9.11	3HA16 +2HA14	
		Appuis	-95.28	ELA	8.5	5HA16	9.11

V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est Nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} .

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\sigma_b^- = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \sigma_b^-$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \sigma_s^-$

V.2.4.1. Calcul les contraintes à ELS:

Utilisez les lois suivantes :

- $\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$
- A : Section d'armatures adoptée à l'ELU.
- σ_s : Contrainte dans les aciers.
- $\sigma_{bc} = \frac{k}{\sigma_s}$

tableau 5. 3: Les contraintes à ELS.

Poutre	Section	Position	M_{ser} (KN.M)	A (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)
P.P	30× 45	Travée	68.59	6.03	0.32	0.89	31.875	318.44	10
		Appui	135.67	14.67	0.449	0.85	18.40	272	14.84
P.S	30× 35	Travée	35.30	9.11	0.43	0.85	19.48	136.4	7.038
		Appui	68.90	9.11	0.43	0.85	19.48	267.5	6.98

tableau 5. 4: Vérification des contraintes à ELS des P.P et P.S

poutre	Section (cm ²)	position	M(KN. m)	A(cm ²)	σ_b^- (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s^- (MPa)	σ_s (MPa)	vérificati on
pp	30×45	travée	68.59	6.03	15	10	400	318.44	C.V
		Appuis	135.67	14.67	15	14.84	400	272	C.V
PS	30×35	Travée	35.30	9.11	15	7.038	400	136.4	C.V
		Appuis	68.90	9.11	15	6.98	400	267.5	C.V

Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] et CBA [2] :

Il faut vérifie que :

$$A_{attendue} \geq A_{minCBA}$$

$$A_{travée} \geq A_{minRPA}$$

$$A_{travée} \leq A_{maxRPA}$$

$$A_{appui} \geq A_{minRPA}$$

$$A_{appui} \leq A_{maxRPA}$$

Armatures longitudinales:

- Poutre principales (30x45) : $A_{min} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire (30x35) : $A_{min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$.
- Poutres principales:
- Poutres (30x45) : $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
- $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires:
- Poutres (30x35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
- $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Condition de non fragilité :

🔧 Poutre principales (30x45):

- $A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$
- Travée : $A_{st} = 8.04 \text{ cm}^2$.
- Appui: $A_{st} = 16.1 \text{ cm}^2$.
- $A_{st} = 9.42 \geq \text{cm}^2 = 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}.$
- $A_{st} = 15.45 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,23 \times 30 \times 40 \times \frac{2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}..$
- 🔧 Poutre secondaire (30x35):

- $A_{st} \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}.$

Travée : $A_{st} = 35.30 \text{ cm}^2$.

Appui: $A_{st} = 68.90 \text{ cm}^2$.

$A_{st} = 35.30 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}.$

$A_{st} = 68.90 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}.$

Poutre	Section	Position	Aadopté(cm2)	AminRPA	Amax(cm2)	Amax(cm2)	Vérification
P.P	30x45	Travée	6.03	6.75 cm².	54cm²	81cm²	Cv
		Appui	14.46				
P.S	30x35	Travée	9.11	5,25 cm².	42cm²	63cm²	Cv
		Appui	9.11				

tableau 5. 5: vérification des PP et PS selon la condition RPA

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le Règlement

CBA93 :

$$\tau_{max} \leq \tau^-$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ; \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa).$$

$$\tau^- = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5MPa\right) = (3.33MPa ; 5MPa) \text{ donc : } \tau^- = 3.33MPa.$$

$$b_{P,P} = 30 \text{ cm}; b_{P,S} = 30 \text{ cm}.$$

$$d = 0.9 \times h.$$

$$d_{P,P} = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}.$$

$$d_{P,S} = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}.$$

La fissuration est peu nuisible.

Tableau V.6 : Vérification de la contrainte de cisaillement des PP et PS.

Moment fléchissant à l'ELU	
M-Travée	93.82 [KN.m]
M-Appuis	-186.54 [KN.m]
Moment fléchissant à l'ELS	
M-Travée	68.64 [KN.m]
M-Appuis	-135.65 [KN.m]
Moment fléchissant à l'ELA	
M-Travée (+)	171.03 [KN.m]
M-Travée (-)	-177.60 [KN.m]
M-Appuis (+)	205.64 [KN.m]
M-Appuis (-)	-226.99 [KN.m]
Effort tranchant à l'ELU	
Vu-ELU	178.86 [KN]
Effort tranchant à l'ELA	
Vu-ELA	234.83 [KN]

FIGURE 5. 9 : résultat de moment et effort tranchant

FIGURE 5. 10 : effort F_z à ELA

Poutre	Section	Position	T_u (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
P.P	30×45	Appui	234.83	ELA	1.19	3.33	CV
P.S	30×35	Appui	164.53	ELA	0.18	3.33	CV

V.2.7. Calcul des armatures transversales:

- L'acier choisi est de type ronds à béton torsadé FeE400.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi \lim \frac{b}{10} \right] \text{ Selon le CBA93/ArtA.6.4.2}$$

Diamètre des armatures transversales

Poutre Principale : P (30x45)

$$\phi t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi \lim \frac{b}{10} \right] = \phi t \leq \min(1.28; 1.4; 3) = 1.28 \text{ cm}$$

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

Poutre Secondaire: P (30x35)

$$\phi t \leq \min \left[\frac{35}{35}; \phi \lim \frac{30}{10} \right] = \phi t \leq \min(1; 1.4; 3) = 1 \text{ cm}$$

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

- L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des

Valeurs suivantes Selon le RPA99V2024/Art 7.5.2.2.

Espacement d'armatures:

Poutre Principale : P (30x45)

Zone nodale : $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lim}; 30\text{cm}\right)$.

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; \phi_{lim}; 30\text{cm}\right) = s_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12; 1.4; 30\text{cm}\right) = 11.25\text{cm}$$

En prend $s_t = 10\text{cm}$.

Zone courante: $s_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm} \rightarrow \text{soit } s_t = 15\text{cm}$.

Poutre secondaire : P (30x35)

Zone nodale : $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lim}; 30\text{cm}\right)$.

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; \phi_{lim}; 30\text{cm}\right) = s_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12; 1.4; 30\text{cm}\right) = 8.75\text{cm}$$

En prend $s_t = 8\text{cm}$.

Zone courante: $s_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \rightarrow \text{soit } s_t' = 15\text{cm}$.

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_{tmin} = 0,003 \times s_t \times b.$$

Zone nodale:

Poutre Principale : P (30x45)

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2.$$

Poutre secondaire : P (30x35)

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0.72\text{cm}^2.$$

$$A_{adopté} = 4\phi 8 = 2.01\text{cm}^2 \geq A_{tmin} = 0.9\text{cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$A_{adopté} = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{tmin} = 0.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Zone courante :

✚ Poutre Principale : P (30x45)

$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$.

✚ Poutre secondaire : P (30x35)

$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$.

$A_{adopté} = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$A_{adopté} = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

• Selon le CBA93/Art A.5.1.2.2 :

- $St = \min [0.9 \times d; 40 \text{ cm}]$.
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times st} \geq 0.4 \text{ MPa}$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times st} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$.

tableau 5. 6: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les PP.

	CBA 93			RPA 95			St (adopté) (cm)			
Niveau	B(cm)	τ_u (MPa)	St (cm)	At (cm ²)	St (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	At (cm ²)	St (nodale) (cm)	St (coura) (cm)	At (choisie) (cm ²)
Tous les Niveau	30 × 45	0.19	36	0.54	11.25	22.5	2.02	10	15	4Ø8 = 2.01

tableau 5. 7: Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les PS.

	CBA93			RPA99			ST(adopté)			
Niveau	B(cm)	τ_u (MPa)	St (cm)	At (cm ²)	St (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	At (cm ²)	St (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	At (choisie) (cm ²)

Tous les Niveaux	30× 35	0.18	27	0.42	8.75	17.5	1.58	8	15	4Ø8
										=
										2.01

V.2.8. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

$$M_t = K \times M_0 ;$$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), On

prend $K = 0.75$.

Tableau V.9

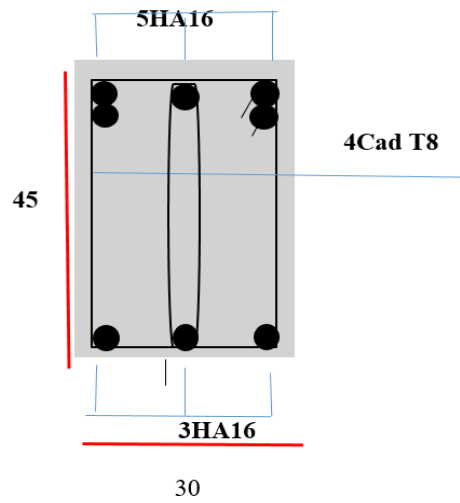
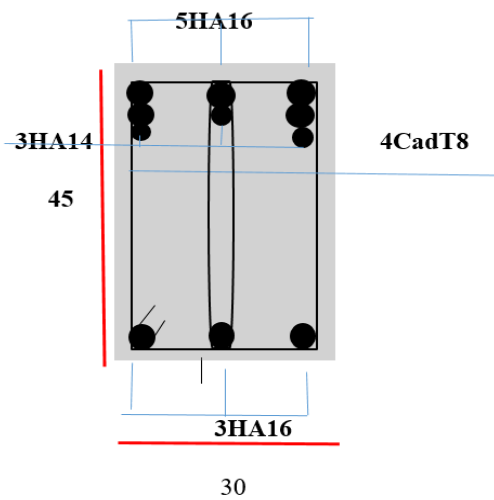
tableau 5. 8: Vérification de la flèche des poutres.

Poutre	1 ^{ere} condition			2 ^{eme} condition			3 ^{eme} condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A_t}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
P.P 30× 45	0.083	0.062	C.V	0.083	0.075	C.V	0.006	0.010	C.V
P.S 30× 35	0.07	0.062	C.V	0.07	0.07	C.V	0.009	0.010	C.V

Commentaire :

Les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions (porteuse et non porteuse)

Donc il n'y a pas de vérification de la flèche.

V.2.9.Schéma de Ferraillage :**+ Travée :***FIGURE 5. 11 : Ferraillage de la poutre principale (30x45) en Travée***+ Appuis :***FIGURE 5. 12: Ferraillage de la poutre principale (30x45) en Appuis***+ Travée:**

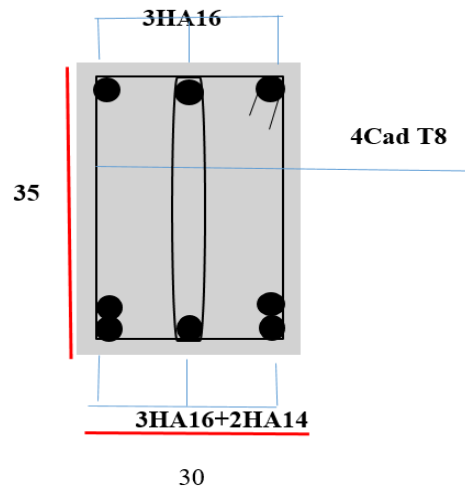


FIGURE 5. 13: Ferraillage de la poutre secondaire (30×35) en travée

 Appuis :

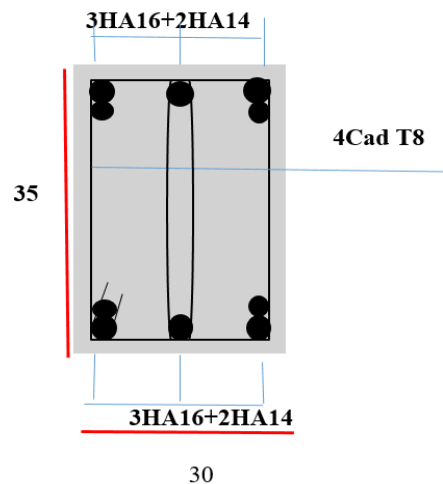


FIGURE 5. 14: Ferraillage de la poutre secondaire (30×35) en Appuis

V.3. LES POTEAUX :

V.3.1 Introduction :

Les Poteaux sont des éléments porteurs du système plancher- poutre, leurs rôles consistent à supporter les charges verticales (effort de compression ou de traction) ainsi qu'un moment fléchissant et les transmettre aux fondations.

Les poteaux sont sollicités par un moment fléchissant M et un effort normal N , donc leur ferraillage se fait en flexion composée.

Les combinaisons de calcul :

Selon **BAEL 91** :

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

$$G + Q.$$

Selon **RPA 99** :

$$G + \psi Q \pm E$$

Avec:

G: Charges permanentes.

E: Action du séisme.

Q: Surcharge d'exploitation.

V.3.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissants, qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants.

Leur ferraillage longitudinal se fera en flexion composée déviée avec une fissuration peu nuisible.

Les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

$$N_{max} \rightarrow M_{corres}$$

$$M_{max} \rightarrow N_{corres}$$

$$N_{min} \rightarrow M_{corres}$$

V.3.3. Recommandation selon RPA99 version 2024 :

D'après le RPA99 version 2024, pour une zone sismique II, les armatures Longitudinales

Doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone II.

- Leur pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante et 6% en zone de Recouvrement.

- Leur diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone II.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

V.3.4. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison

Soit $G + \psi Q \pm E$, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal.

L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison. Le calcul en flexion composé se fera avec M_{max} et son N_{corres} .

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max} , le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment.

L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison

$1.35G + 1.5Q$, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison. Le calcul en flexion composé se fera en prenant N_{max} et son M_{corres} .

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et

- Avec la combinaison $G + \psi Q \pm E$. Le moment correspondant à cet effort n'est pas Forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion. Le calcul En flexion composé se fera pour N_{min} et son M_{corres} .

V.3.6. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée déviée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans le tableau Ci-dessous.

CALCUL DES POTEAUX :

1- Caractéristiques des matériaux :

Béton : $F_{c28} = 25.00 \text{ MPa}$

Acier : $F_{eE} 500 \text{ MPa}$

2- Dimension de la section

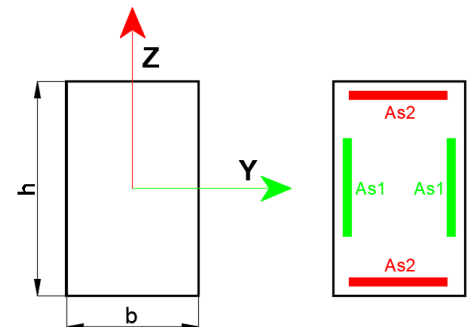
$b = 55.00 \text{ cm}$

$h = 55.00 \text{ cm}$

3- Combinaison de calcul

- États limites ultimes : $1.35G + 1.5Q$
- États limites accidentels :: $G + \psi Q \pm E$

4- Sollicitation de calcul



Combinaisons	P55		
	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU (Nmax ; Mycorr ;	3297.52	-0.37	3.45

Mzcorr)			
ACC1 (Mymax ; Ncorr ; Mzcorr)	2125.79	95.42	32.93
ACC2 (Mzmax ; Ncorr ; Mycorr)	410.56	6.21	137.77
ACC3 (Nmin ; Mycorr ; Mzcorr)	-674.63	4.93	58.49

Combinaisons	P50		
	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU (Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	2256.04	0.30	12.73
ACC1 (Mymax ; Ncorr ; Mzcorr)	420.83	60.38	-38.35
ACC2 (Mzmax ; Ncorr ; Mycorr)	234.78	2.16	-125.77
ACC3 (Nmin ; Mycorr ; Mzcorr)	-180.82	25.40	23.09

Combinaisons	P45		
	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU (Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	1283.98	-8.24	-12.30
ACC1 (Mymax ; Ncorr ; Mzcorr)	319.35	-49.51	-38.56
ACC2 (Mzmax ; Ncorr ; Mycorr)	186.90	0.70	-90.52
ACC3 (Nmin ; Mycorr ; Mzcorr)	-123.04	-2.04	-57.33

Combinaisons	P40		
	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU (Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	1041.04	4.21	-21.38
ACC1 (Mymax ; Ncorr ; Mzcorr)	33.58	-226.90	2.16
ACC2 (Mzmax ; Ncorr ; Mycorr)	409.70	6.08	-137.65
ACC3 (Nmin ; Mycorr ; Mzcorr)	-672.91	4.87	-58.45

Calcul de ferraillage longitudinal :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8 % (zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 8% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone II)

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

□ 1^{er} Cas : Combinaison fondamentale :

$$N^{max} = 3297.52$$

$$M^{max} = 3.45$$

$$S = (55 \times 55) \text{ cm}^2$$

$$b = 0,55 \text{ m} \quad h = 0,55 \text{ m}$$

$$d' = 0,1h = 0,1(55) = 5.5 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 0,9(55) = 49.5 \text{ cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times FC28}{\delta b} = \frac{0.85 \times 25}{1.2} = 17.70 \text{ MPa}$$

• Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3.45}{3297.52} = 0,001 \text{ m} = 0,10 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 22.1 \text{ cm}$$

• Moment fictif M_a :

$$M_a = N_u \times e_a = 3297.52 \times 10^{-3} \times 0.22 = 0.725 \text{ MN.m}$$

• Vérification des conditions :

$$b = N_u(d - d') - M_a = 3297.52 \times 10^{-3}(0.495 - 0.05) - 0.725 = 0.74$$

$$a = (0.337h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$= (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.055) 0.55 \times 17.7 = 0.75$$

$$: \quad a > b$$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{Ma}{\delta b c \times d^2 \times b} = \frac{0.725}{17.70 \times 0.495^2 \times 0.55} = 0.30 < 0.392 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.4$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.41$$

$$A_u = \frac{1}{\delta_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - Na \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0.725}{0.41} - 3.297 \right)$$

$$A_u = -0.0043 \text{ m}^2 = -43 \text{ cm}^2 \quad A_u = 0$$

2eme Cas : Combinaison accidentelle :

$$M^{max} = 137.77 \text{ KN.m} \quad N = 410.56 \text{ KN}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.2} = 18.48 \text{ MPa}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{137.77}{410.56} = 0.33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 55 \text{ cm}$$

- **Moment fictif Ma :**

$$M_a = N_u \times e_a = 410.56 \times 10^{-3} \times 0.55 = 0.23 \text{ MN.m}$$

- **Vérification des conditions :**

$$b = N_u(d - d') - M_a = 410.56 \times 10^{-3}(0.495 - 0.055) - 0.23 = -0.049$$

$$a = (0.337h - 0.81 d') b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$= (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.055) 0.55^2 \times 18.48 = 0.78$$

$$: \quad a > b$$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{Ma}{\delta b c \times d^2 \times b} = \frac{0.23}{18.48 \times 0.495^2 \times 0.55} = 0.092 < 0.1 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,092}) = 0,23$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,44$$

$$A_u = \frac{1}{\delta_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - Na \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0,23}{0,44} - 4,1 \right)$$

$$A_u = -0,0032m^2 = -32cm^2 \quad A_u=0$$

5- Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal de compression de calcul est limite par la condition de **RPA 2024 Article 7.4.3** suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,35$$

v : l'effort normal réduit.

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

B_c : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton.

P55	
<i>N_d (KN)</i>	2531.33
<i>B_c (cm²)</i>	3025.00
<i>F_{c28} (MPa)</i>	25.00
<i>v</i>	0.33
<i>Condition</i>	Condition vérifiée

P50	
<i>N_d (KN)</i>	1678.86
<i>B_c (cm²)</i>	2500
<i>F_{c28} (MPa)</i>	25.00
<i>v</i>	0.27
<i>Condition</i>	Condition vérifiée

P45	
<i>N_d (KN)</i>	898.66
<i>B_c (cm²)</i>	2025
<i>F_{c28} (MPa)</i>	25.00
<i>v</i>	0.18
<i>Condition</i>	Condition vérifiée

P40	
Nd (KN)	254.24
Bc (cm²)	1600
Fc28 (MPa)	25.00
v	0.06
Condition	Condition vérifiée

6- Vérification des sollicitations tangentés

Vérification de la contrainte tangente limite ultime selon **CBA93 A.5.1.1**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Vu : Effort tranchant à l'Etat Limite Ultime

τbu : Contrainte tangentielle en Mpa

b : largeur de poutre, **d** : Hauteur utile de poutre h-(h/10)

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

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{RPA 2024 Eqn(7.6)}$$

où: **ρd** est égal à **0.075** si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à **5**; il est égal à **0.04**, dans le cas contraire.

Dans le cas de **remplissage en maçonnerie**, ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élancement géométrique sera celle de l'ouverture.

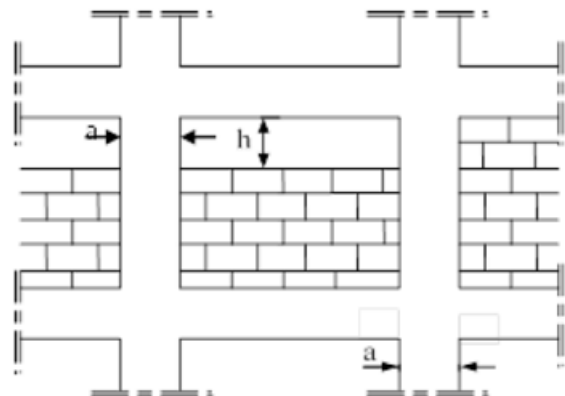
$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

λg : est l'élancement géométrique du poteau.

avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée.

lf : longueur de flambement du poteau **lf = 0.7L**.
(cas generale d'un batiment)



Résultat du calcul

<i>P55</i>			
<i>Sens Y-Y</i>		<i>Sens Z-Z</i>	
λg	3.89	λg	3.89
ρd	0.040	ρd	0.040
τ_{bu} (MPa)	1.00	τ_{bu} (MPa)	1.00
T_y (KN)	210.86	T_z (KN)	161.95
$\tau = T_y / (b * 0.9 * h)$ (MPa)	0.77	$\tau = T_z / (h * 0.9 * b)$ (MPa)	0.59
<i>Condition</i>	<i>Condition vérifiée</i>	<i>Condition</i>	<i>Condition vérifiée</i>

<i>P50</i>			
<i>Sens Y-Y</i>		<i>Sens Z-Z</i>	
λg	3.89	λg	3.89
ρd	0.040	ρd	0.040
τ_{bu} (MPa)	1.00	τ_{bu} (MPa)	1.00
T_y (KN)	196.17	T_z (KN)	105.49
$\tau = T_y / (b * 0.9 * h)$ (MPa)	0.14	$\tau = T_z / (h * 0.9 * b)$ (MPa)	0.08
<i>Condition</i>	<i>Condition vérifiée</i>	<i>Condition</i>	<i>Condition vérifiée</i>

P45			
Sens Y-Y		Sens Z-Z	
λg	3.89	λg	3.89
ρd	0.040	ρd	0.040
τ_{bu} (MPa)	1.00	τ_{bu} (MPa)	1.00
T_y (KN)	157.48	T_z (KN)	90.09
$\tau = T_y / (b * 0.9 * h)$ (MPa)	0.13	$\tau = T_z / (h * 0.9 * b)$ (MPa)	0.07
Condition	Condition vérifiée	Condition	Condition vérifiée

P40			
Sens Y-Y		Sens Z-Z	
λg	3.89	λg	3.89
ρd	0.040	ρd	0.040
τ_{bu} (MPa)	1.00	τ_{bu} (MPa)	1.00
T_y (KN)	123.93	T_z (KN)	92.35
$\tau = T_y / (b * 0.9 * h)$ (MPa)	0.11	$\tau = T_z / (h * 0.9 * b)$ (MPa)	0.08
Condition	Condition vérifiée	Condition	Condition vérifiée

7- Calcul des armatures longitudinales

Remarque :

On remarque que dans les combinaisons d'actions, la section des armatures longitudinales est nulle, c'est dû que la sollicitation exercée sur les poteaux est la

compression simple, donc le ferraillage sera calculé en utilisant le logiciel ROBOT d'un côté, et en ayant recours à la section minimale exigé par le RPA99v2003 de l'autre.

Section minimale :

Selon l'RPA99v2024 (7.4.2), la section minimale à adopter est :

$$A_{smin} = B \cdot 0.8\% = 55 \times 55 \times 0.8\% = 24.2 \text{ cm}^2$$

Après divers calculs et extractions des sections du ferraillage longitudinal, nous avons obtenu les résultats affichés dans le tableau ci-dessous :

Résultats de calcul des armatures longitudinales en flexion déviée composée :

As1 [cm ²]	As2 [cm ²]	As Totale [cm ²]
4.02	19.8	23.82

Condition des Armature selon RPA9 2024 Article 7.4.2 :

bc (cm)	hc (cm)	Zone Sismique	As-min (%)	As-min (cm ²)
55.00	55.00	II	0.80	24.20

φ.min (mm)	As-max ZC (%)	As-max ZR (%)	L.min recouv	D.max (cm)
12	4	8	50φ	20

Choix des armatures

Armature adopté	As réelle	Condition As > (As-min, As tot)
6 HA 20 + 2 HA 16	24.20	Condition vérifiée

P50

Résultats de calcul des armatures longitudinales en flexion déviée composée :

As1 [cm ²]	As2 [cm ²]	As Totale [cm ²]
8.04	12.6	20.64

Condition des Armature selon RPA9 2024 Article 7.4.2 :

bc (cm)	hc (cm)	Zone Sismique	As-min (%)	As-min (cm ²)
50.00	50.00	II	<i>0.80</i>	<i>20</i>

φ.min (mm)	As-max ZC (%)	As-max ZR (%)	L.min recouv	D.max (cm)
12	4	8	50φ	20

Choix des armatures

Armature adopté	As réelle	Condition As > (As-min, As tot)
4HA 20 + 4 HA 16	20.64	Condition vérifiée

P45*Résultats de calcul des armatures longitudinales en flexion déviée composée :*

As1 [cm ²]	As2 [cm ²]	As Totale [cm ²]
12.1	6.28	18.38

Condition des Armature selon RPA9 2024 Article 7.4.2 :

bc (cm)	hc (cm)	Zone Sismique	As-min (%)	As-min (cm ²)
45.00	45.00	II	<i>0.80</i>	<i>16.2</i>

φ.min (mm)	As-max ZC (%)	As-max ZR (%)	L.min recouv	D.max (cm)
12	4	8	50φ	20

Choix des armatures

Armature adopté	As réelle	Condition As > (As-min, As tot)
2 HA 20 + 6HA 16	18.38	Condition vérifiée

P40*Résultats de calcul des armatures longitudinales en flexion déviée composée :*

As1 [cm ²]	As2 [cm ²]	As Totale [cm ²]
6.16	8.04	14.2

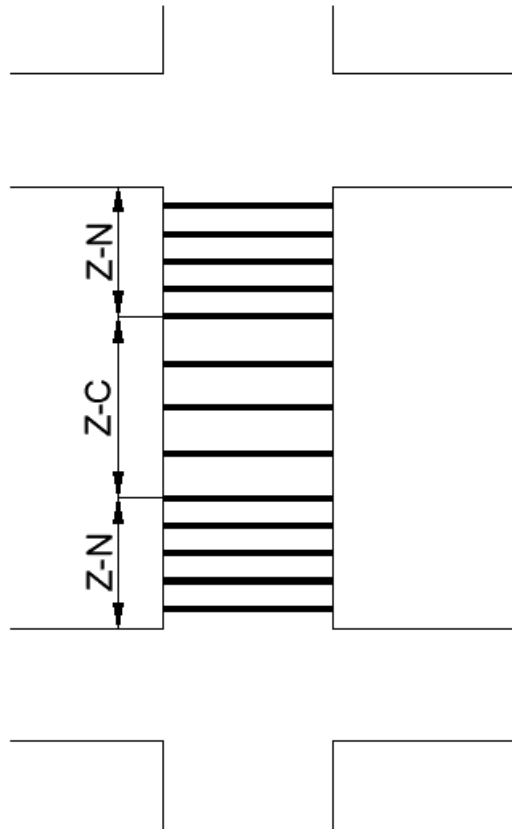
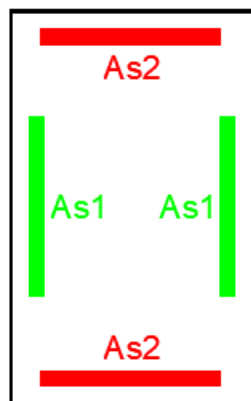
Condition des Armature selon RPA9 2024 Article 7.4.2 :

bc (cm)	hc (cm)	Zone Sismique	As-min (%)	As-min (cm ²)
40.00	40.00	II	0.80	12.8

φ.min (mm)	As-max ZC (%)	As-max ZR (%)	L.min recouv	D.max (cm)
12	4	8	50φ	20

Choix des armatures

Armature adopté	As réelle	Condition As > (As-min, As tot)
4 HA 16 + 4HA 14	14.2	Condition vérifiée



8- Calcul des armatures transversales

Selon le **RPA 2024 Article 7.4.2**, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

- **At** : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.
 - **Vu** : effort tranchant de calcul à l'ELU en **KN**
 - **h1** : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.
 - **fe** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
 - **t** : espacement des armatures transversales.
 - **pa** : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant.
- pa = 2.5** si : $\lambda g \geq 5$; **pa = 3.75** dans le cas contraire.

L'espacement maximal

L'espacement maximal est donné par :

Zone Sismique	I, II et III	IV, V et VI
Zone Nodale	min (10φφl, 12.5cm)	min (bo/3, 6φφl, 10cm)
Zone Courante	15φφl	min (bc/2, hc/2, 10φφl)

Avec :

φφl : le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

bo: dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

Sens	Sens Y-Y	Sens Z-Z
Armature transversale φ(mm)	8.00	
Nombre de cadre	4.00	
At (cm2)	4.02	
Fe (MPa)	500	
pa	3.75	3.75
Vu (KN)	210.86	161.95
Espacement max- RPA (cm)	Zone courante	24.00
	Zone nodale	12.50
Espacement choisis (cm)	Zone courante	8.00
	Zone nodale	10.00

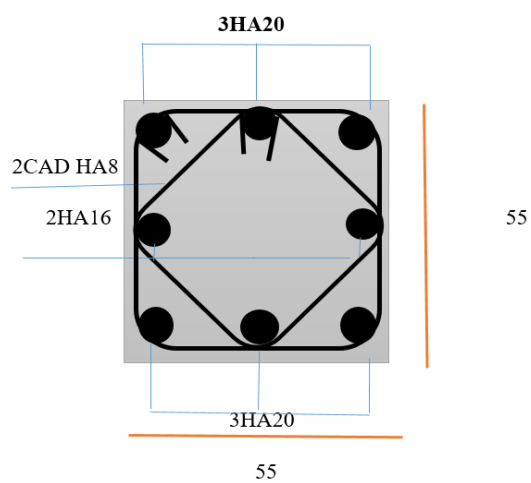


FIGURE 5. 15: Ferraillage des poteaux carré (55x55).

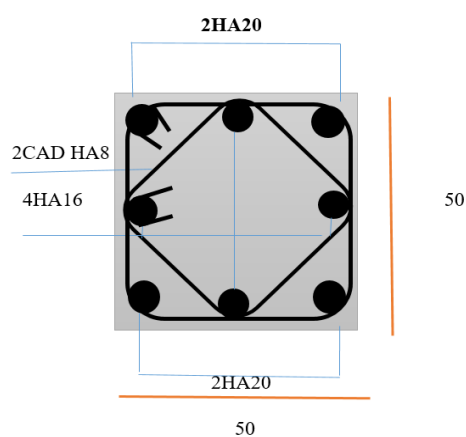


FIGURE 5. 16: Ferraillage des poteaux carré (50x50).

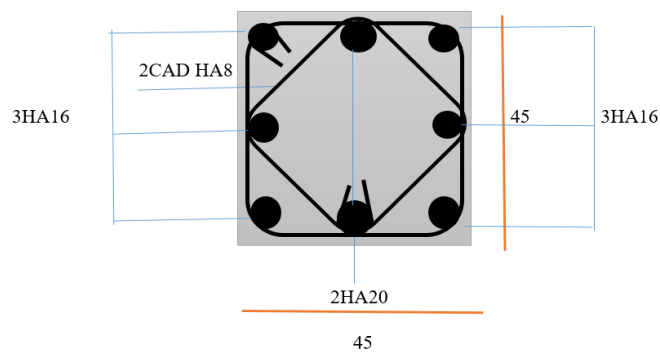


FIGURE 5. 17: Ferraillage des poteaux carré (45x45).

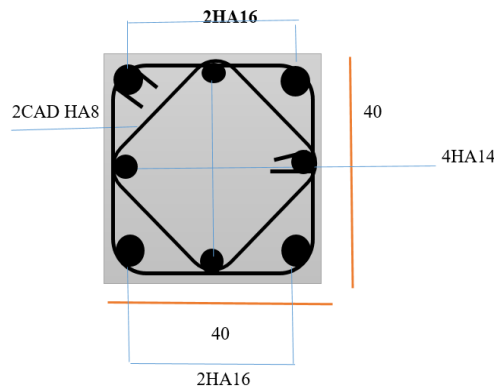


FIGURE 5. 18: Ferraillage des poteaux carré 40×40).

FERRAILLAGE DES VOILES :

Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement, soumis à des forces Verticales dues aux Charges permanentes et aux charges d'exploitation, et à des Forces horizontales dues au séisme, et sont Disposés de façon à:

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

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et Former un système continu et cohérent aussi monolithique, par ailleurs Ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite D'élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; On devra disposer du Ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux.

Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues Aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales Provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des Efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissants.

Voiles avec files d'ouvertures :

Les trumeaux :

- Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. - Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types

D'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

- Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra Disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At.".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

Méthode de calcul :

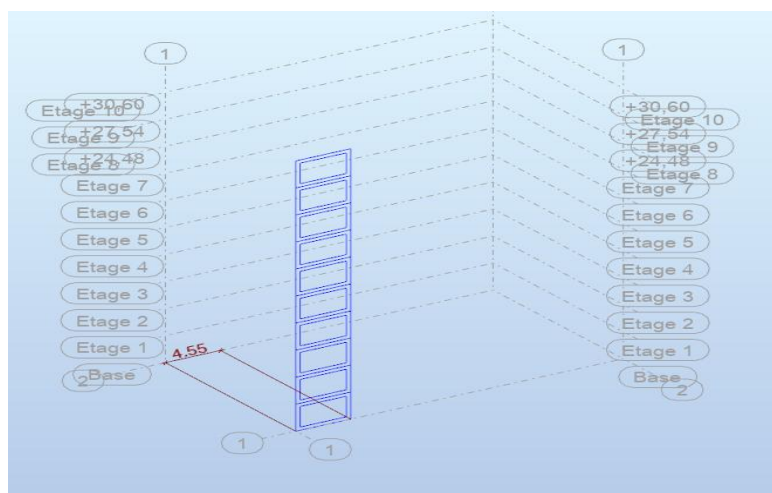


FIGURE 5. 19 : voile élancée

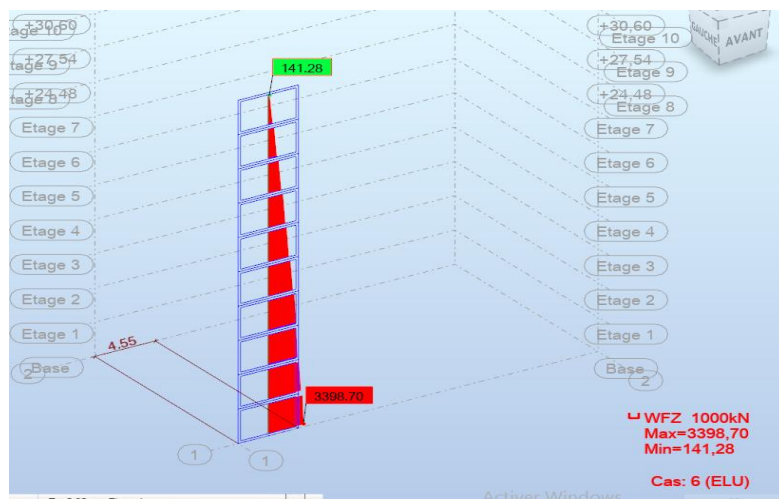
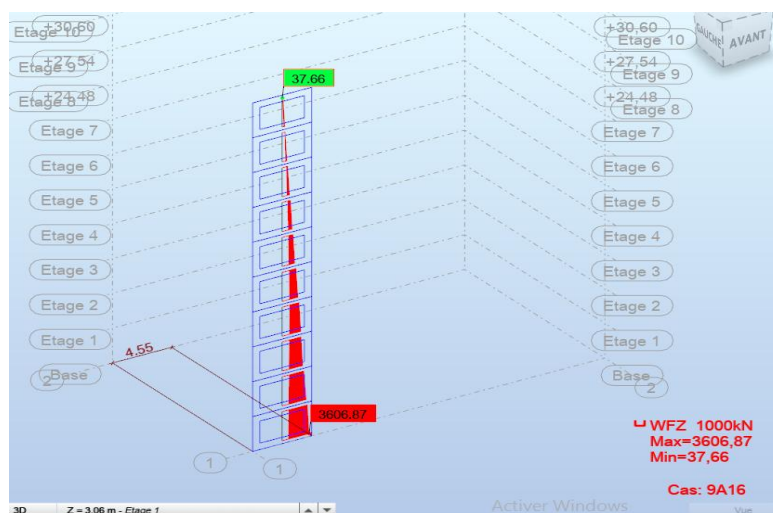
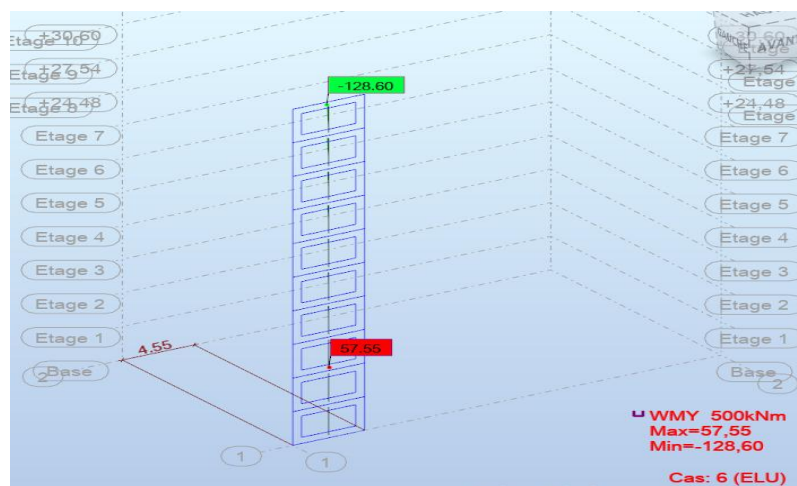
FIGURE 5. 20 : effort F_z à ELUFIGURE 5. 21 : effort F_z à ELU

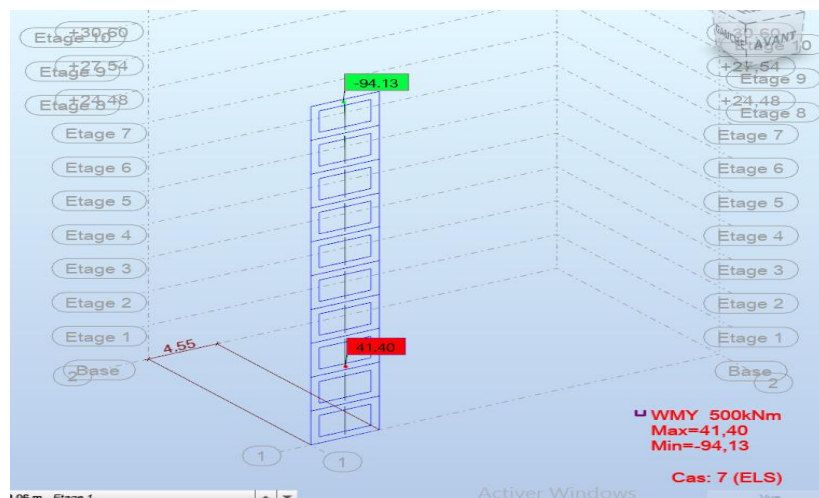
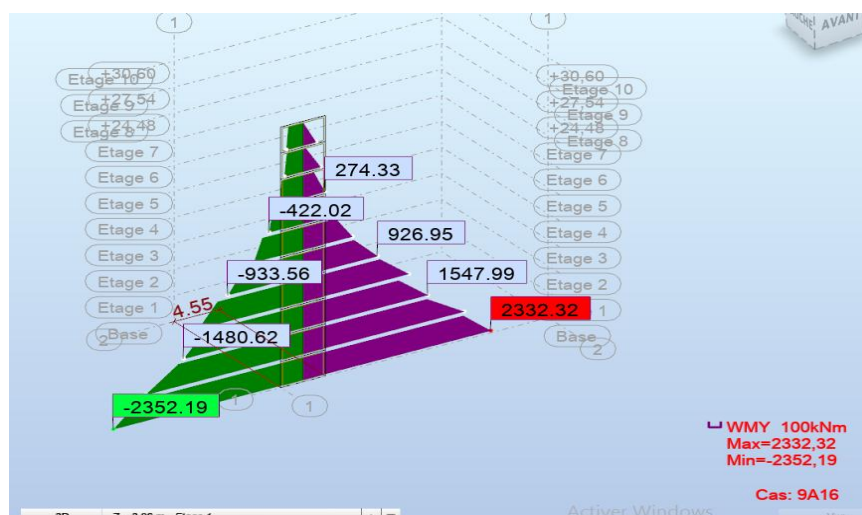
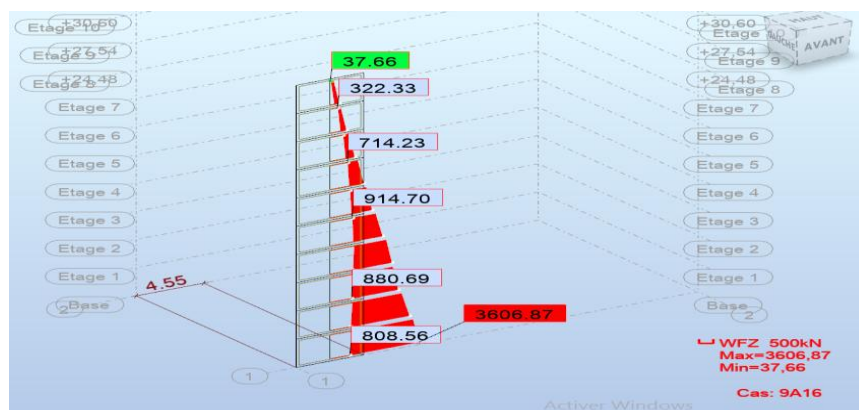
FIGURE 5. 22: moment M_y à ELUFIGURE 5. 23: moment M_y à ELSFIGURE 5. 24: moment M_y à ELA

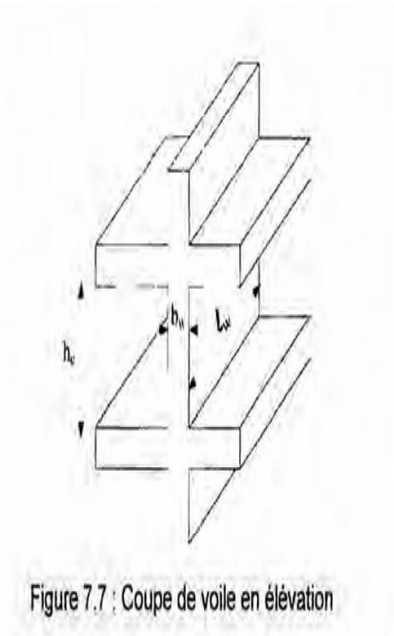
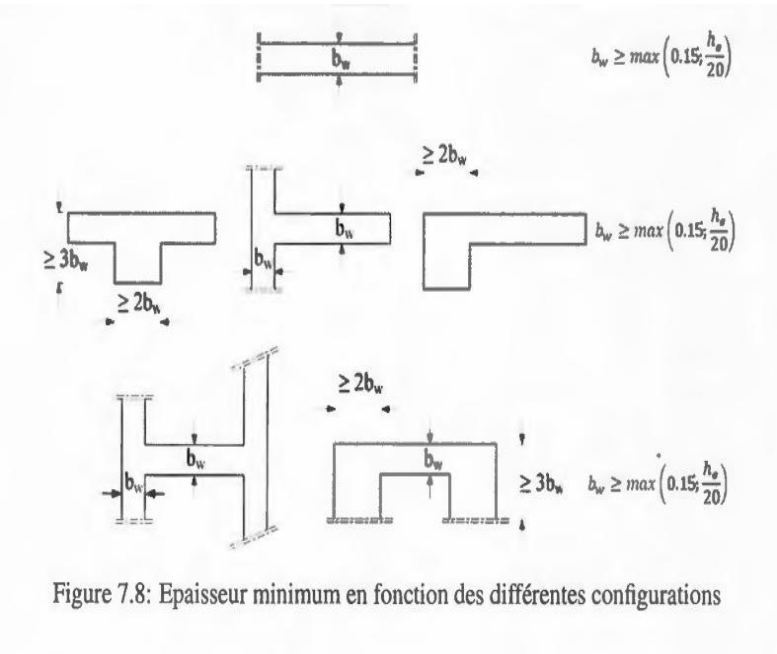
FIGURE 5. 25 :effort F_z à ELA

étude des Voiles

VOILE V1

1-Conditions (RPA 2024)

Symbole	cm
he libre	266
bw	20
$Lu \geq \max(He/3; 4bw; 1m)$	100,00
$be \geq \max(15cm; he/20)$	condition vérifié
L	455



2-Condition de R.P.A 2024

Vérifications spécifiques article 7.7.2 RPA2024

Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\left(v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.40$$

Ces limites sont à respecter dans les vérifications sous combinaisons sismiques réglementaires.

Les symboles ont les mêmes significations qu'au § 7.1.3.

condition	vérification
$b_w \geq \max(0,15; h_e/20) \text{ (cm)}$	20
Lc poteau (cm)	55
$b \text{ poteau} \geq 2 \cdot b_w$	condition vérifiée

3-Sollicitations normales

Fc28 (MPa)	25
Bc (cm²)	910000
Nd (Acc) (KN)	3606870
Vd=Nd/(Bc*fc28)	0.15
$0,4 \geq Vd$	condition vérifiée

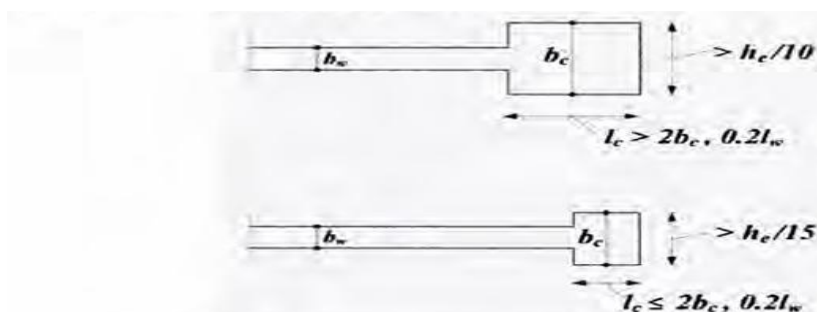


Figure 7.17: Epaissur minimale des éléments de rive confinés

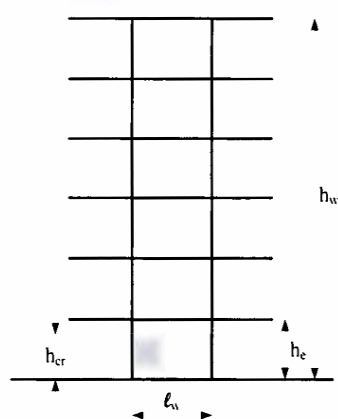


Figure 7.14: Zone critique à la base du voile

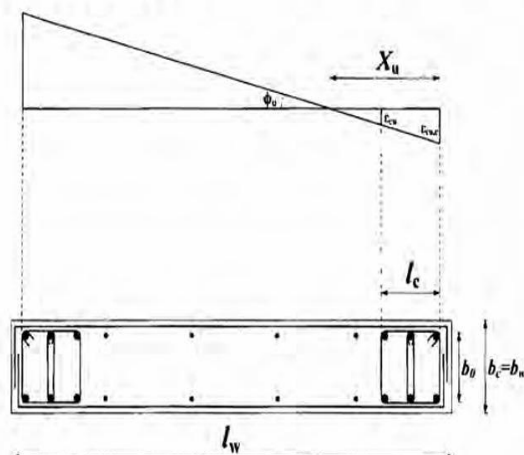


Figure 7.16: Eléments de rives pour les voiles

Disposition des voiles de contreventement

Combinaisons de calcul :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

où:

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation, non pondérées

- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau (4.2).

et:

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases} \quad (5.2)$$

$\Psi=0.3$

Ferraillage des voiles

Les voiles de contreventement sont calculés en flexion composée avec effort tranchant tout en tenant en compte les exigences de l'RPA2024v.2024 et du DTR BC.2.42 « règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché »

7.7.4 Ferraillages des voiles et des trumeaux RPA2024

Dispositions générales

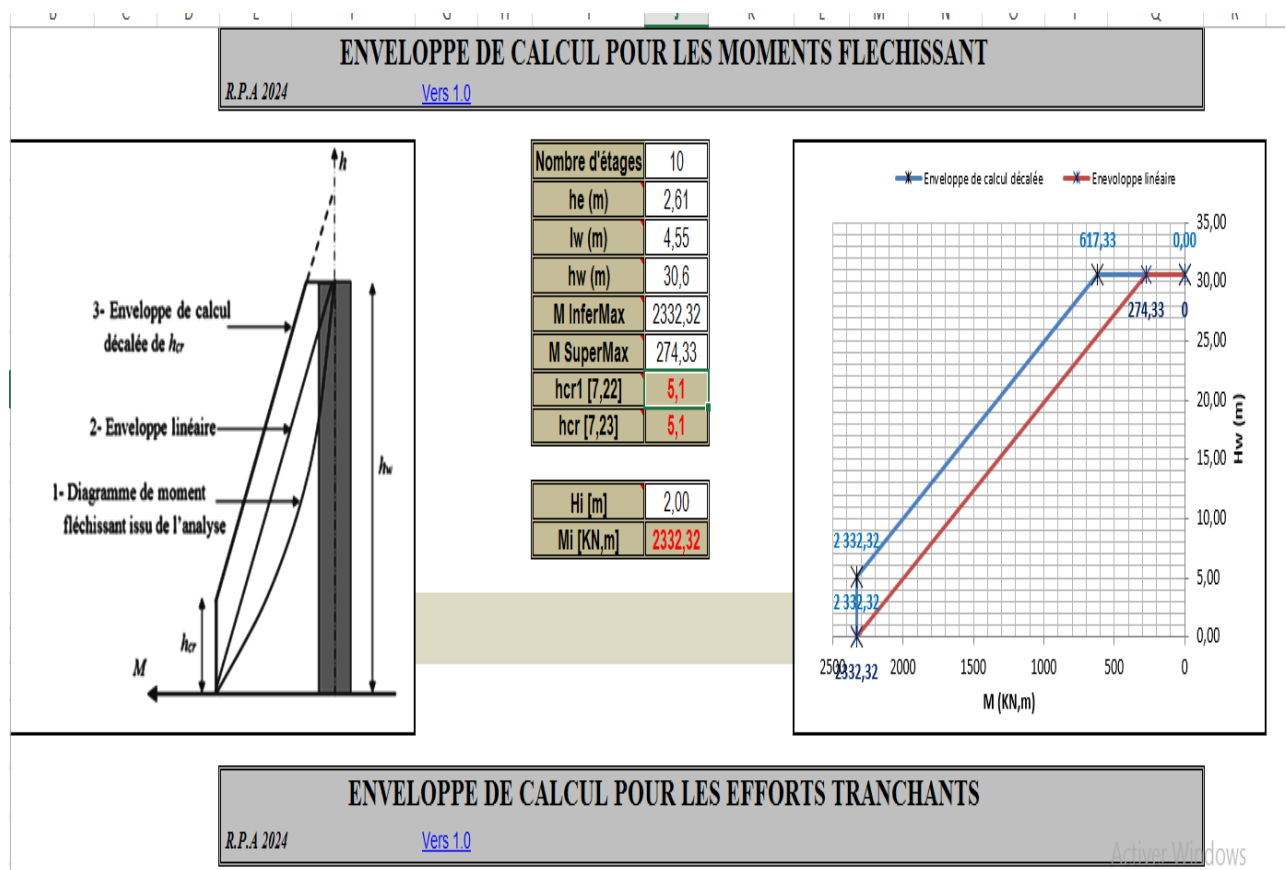
- Les voiles de grandes dimensions correspondent à $(h_w/l_w) \leq 2/3$ (cf. Annexe D).
Notre cas :

VOILE	l_w (m)	h_w (m)	H_w/l_w (m)	≥ 2.0
V1	4.55m	30.60	6.72	voiles élances

Les trumeaux et les voiles seront calculés en **flexion composée avec effort tranchant**. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d' Eqn. (7. 11).

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7.1, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles de béton armé en vigueur; en outre :

- Les voiles élancés correspondent à $(h_w/l_w) > 2.0$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{er}) de la zone critique du voile (cf. Figure (7.13)).
- Les voiles courts correspondent à $(h_w/l_w) \leq 2.0$.



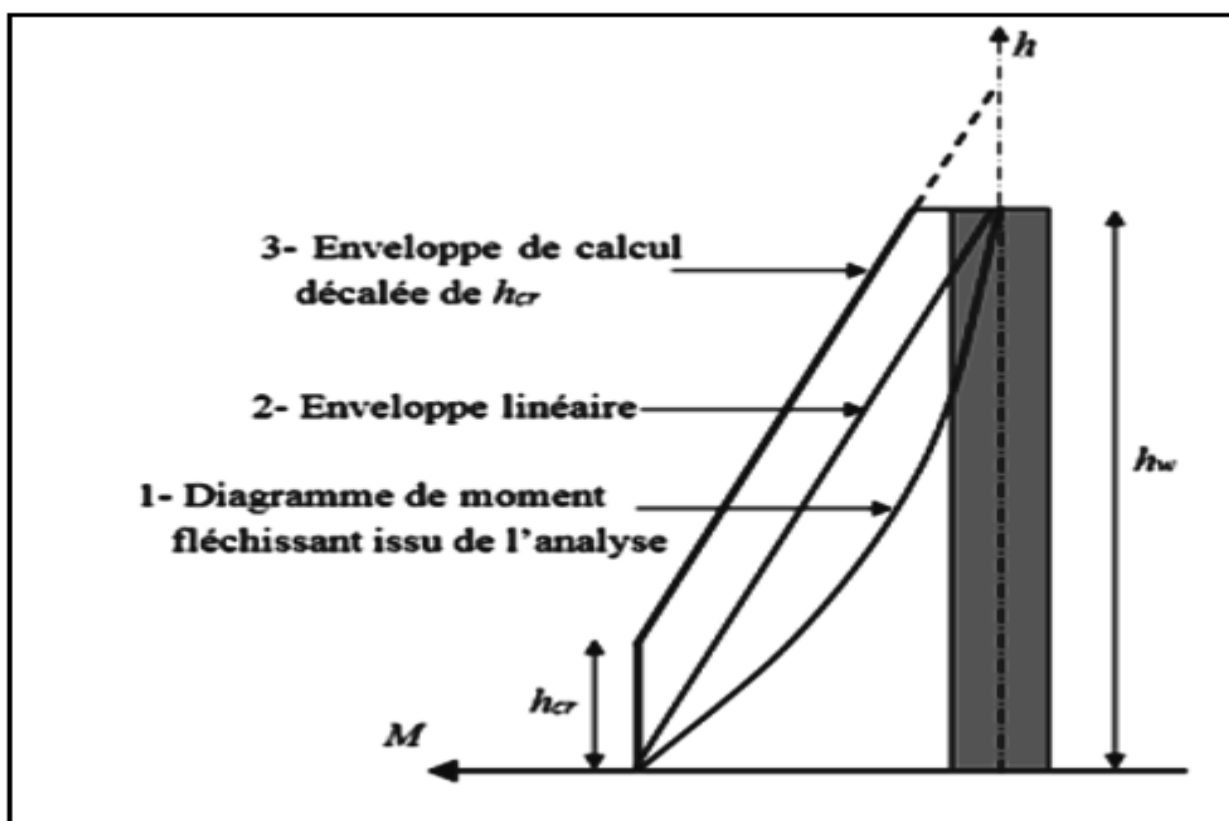


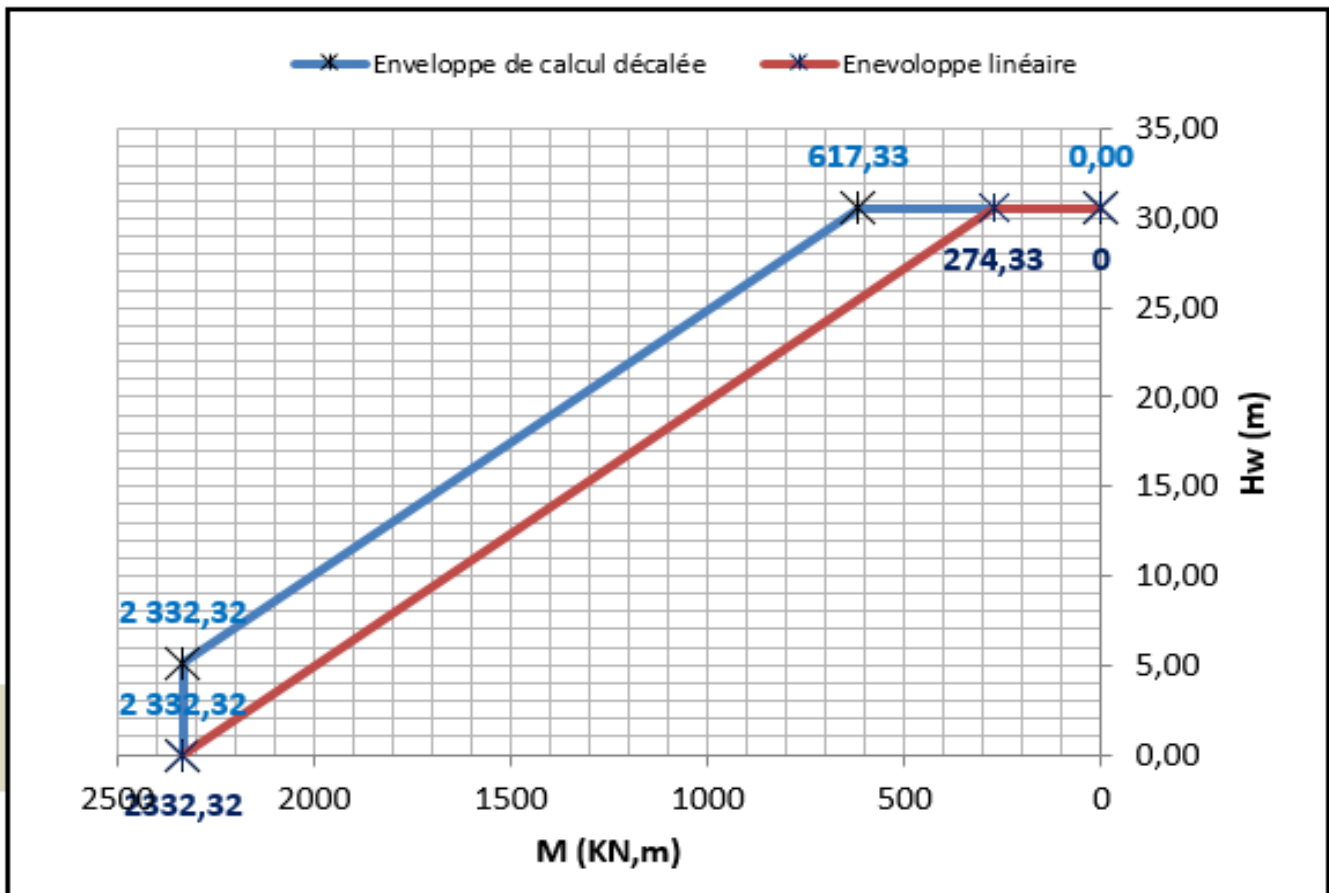
FIGURE 5. 26: enveloppe de calcul

Nombre d'étages	10
he (m)	2,61
lw (m)	4,55
hw (m)	30,6
M InferMax	2332,32
M SuperMax	274,33
hcr1 [7,22]	5,1
hcr [7,23]	5,1

Hi [m]	2,00
Mi [KN,m]	2332,32

FIGURE 5. 27 : résultat de calcul

FIGURE 5. 28 : résultat de calcul l'enveloppe



VOILES ET TRUPEAUX

$$H_{cr} = \max (l_w \quad h_w/6)$$

$$*H_{cr} = \max (4.55 \quad 30.6/6)$$

$$H_{cr} = 5.1 \text{ m}$$

Et

$$*h_w / l_w = 30.60/2.40 = 6.72 \geq 2.00 \text{ voile elance}$$

* Longueur confine

$$L_c \geq \max (0.15 L_w \quad . \quad 1.5b_w)$$

$$L_c \geq \max (0.68 \cdot 0.30)$$

$$L_c = 0.70 \text{ m}$$

*** épaisseur confine**

$$b_c \geq \max (20\text{cm} \cdot h_e/20)$$

$$b_c \geq \max (20\text{cm} \cdot 15.30)$$

$$b_c = 0.20 \text{ m}$$

barres verticales de rive escapements

$$S_t \leq \min (b_c/20 \cdot 8\phi_t)$$

$$S_t \leq \min (20/2.20 \cdot 8 \cdot 1.6)$$

$$S_t \leq \min (20/2.20 \cdot 8 \cdot 1.6)$$

$$S_t \leq \min (9 / 12.8)$$

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

Aciers horizontaux

$$A_h/s \geq 1.4V / Z_{fe}$$

$$Z = 2.04 \text{ et on prend } S = 15 \text{ cm}$$

$$A_h \geq 1.4V \cdot S / Z \cdot f_e$$

$$A_h = 1.48 \text{ cm}^2 \text{ en prend } T12 = 15 \text{ cm}^2$$

Charges (kN, kN*m)

Type de sollicitation	N	M
1 ELA	3606.87	2332.32
2 ELA	322.33	617.33
3		

Calculé en : ☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

$A_{s1} = 19.0 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 19.0 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0.42 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.42 \%$ ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = 5.00 \%$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 20.0 ☒ Bloquée

h = 455.0 ☒ Bloquée

d1 = 3.0 d2 = 3.0

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Calcul de Section en Flexion Composée

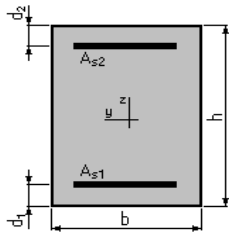
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 20,0 \text{ (cm)}$

$h = 455,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELA	3606,87	2332,32
2.	ELA	322,33	617,33

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 19,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 38,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 455,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,42 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,42 \text{ (\%)} $	maximum	$\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)} $

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA $N = 3606,87 \text{ (kN)}$ $M = 2332,32 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 3,85 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 438,6 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 276,6 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,11 \text{ (\%)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}$
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 21,3 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 500,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELA $N = 322,33 \text{ (kN)}$ $M = 617,33 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 22,03 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 240,1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 355,9 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,09 \text{ (\%)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}$
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 500,0 \text{ (MPa)}$

- **Bord droit**

$$A_s = 38 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 2x10HA16 $e = 8.0 \text{ cm}$ en zone d'about ;

HA12 $e=15 \text{ cm}$ en zone courante

Schémas ferraillage de voile :

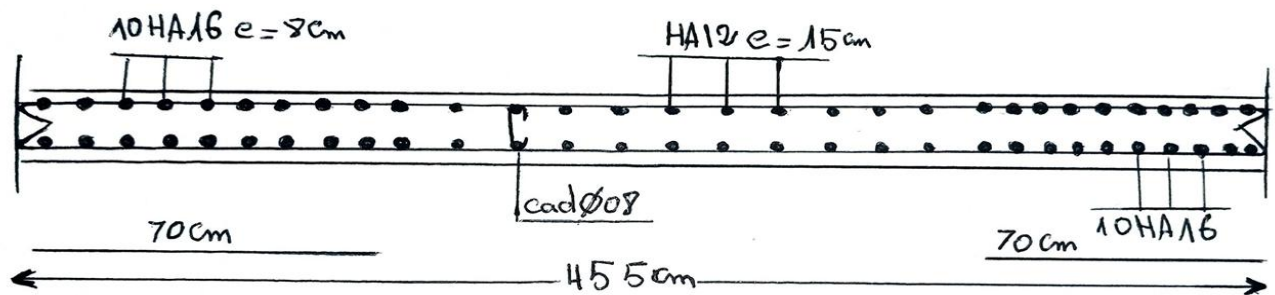


FIGURE 5. 29: Ferraillage globale de voile.

Vérification des contraintes de compression et de cisaillement

A partir des résultats du logiciel on a obtenu la valeur maximale de la contrainte de compression pour tous les panneaux (Voiles) :

Convention de signe : Effort normal négatif de compression - Effort normal positif de traction

Le tableau suivant donne les valeurs extrêmes des efforts et contraintes de l'ensemble des voiles de contreventement à l'ELS :

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	-96,84	43,50	4,50	0,05	-0,26	0,01	7,69	11,56
Panneau	1411	1397	1423	1411	1411	1423	1409	1411
Coupe	562-561	154-153	82-83	562-561	562-561	82-83	522-521	522-521
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-2485,96	-104,84	-53,25	-2,72	-2,74	-0,06	-4,25	-19,27
Panneau	1423	1411	1411	1423	1423	1411	1423	1411
Coupe	82-83	562-561	522-521	82-83	82-83	522-521	82-83	562-561
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

FIGURE 5. 30 : tableau résultat efforts réduits

Vérification de la Contrainte de compression

$$\sigma_{Max} = 2.74 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7.7.2 Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux

$$\tau_b \leq 0.2f_{c28}$$

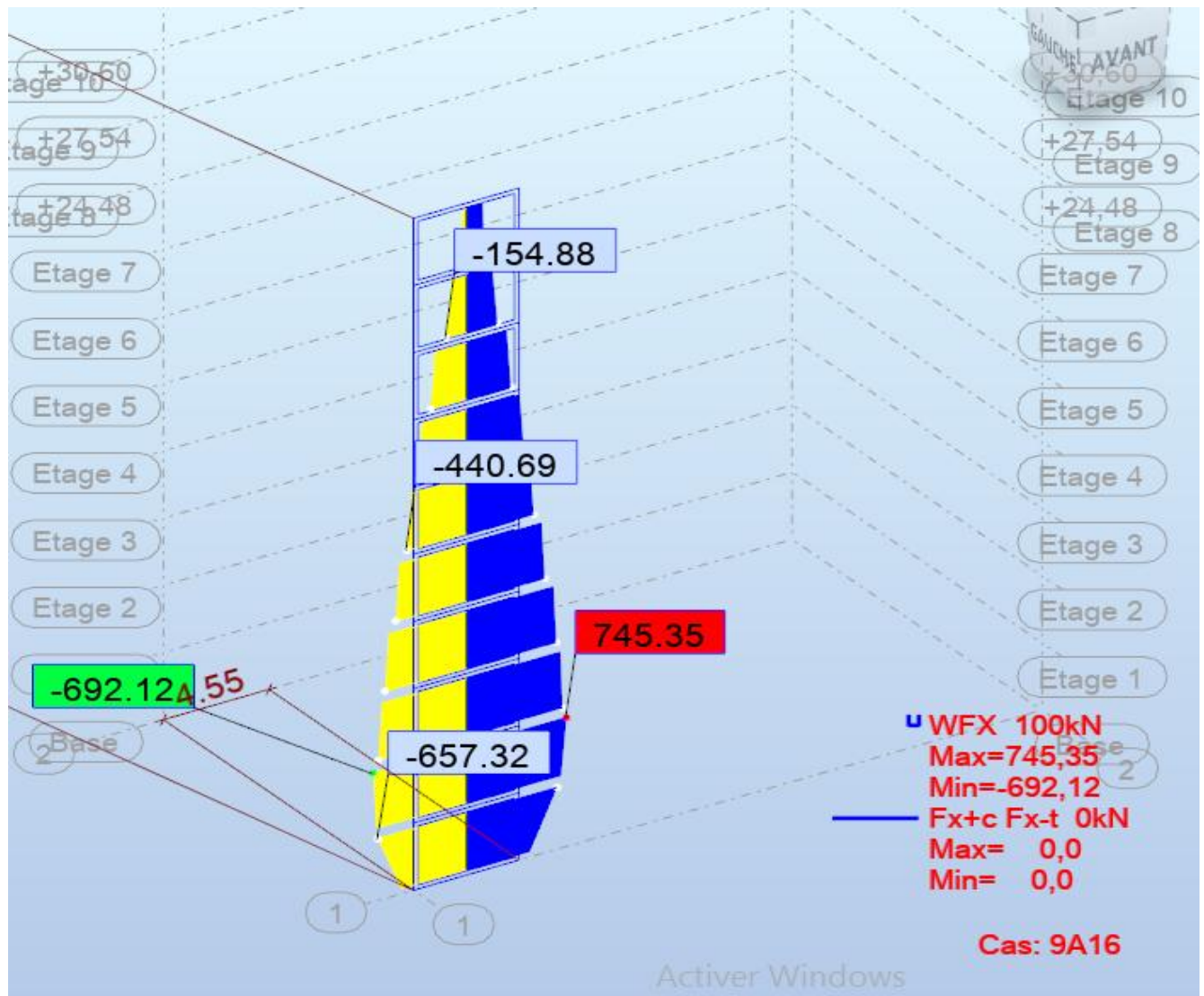
où:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d}$$

avec:

- $\bar{V} = 1.4V_{u,calcul}$
- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	-13,96	2335,23	607,85	0,16	2,25	0,68	8,30	20,37
Panneau	1411	1423	1395	1411	1423	1395	1409	1423
Coupe	562-561	82-83	154-153	562-561	82-83	154-153	522-521	82-83
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-3621,94	-2355,08	-664,30	-4,69	-7,15	-0,75	-10,86	-20,67
Panneau	1423	1423	1395	1423	1423	1395	1423	1411
Coupe	82-83	82-83	154-153	82-83	82-83	154-153	82-83	562-561
Cas	16 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)



$$\tau_{Max} = 0.715 \text{ MPa} ; \text{Majoration de } 1,4 \text{ (RPA)} \Rightarrow \tau_{Max} = 1.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Max} = 1.10 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{V} = 1.4 \times V_u = 745.35 \times 1.4 = 1043.49$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \times d_w}$$

$$d = 0.9 \times h = 4.55 \times 0.9 = 4.095$$

$$\tau_b = \frac{1041.49 \times 10^3}{20 \times 4095} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.27 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

. Voile périphérique :

□ Introduction :

Selon le RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2, les ossatures audessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.15% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

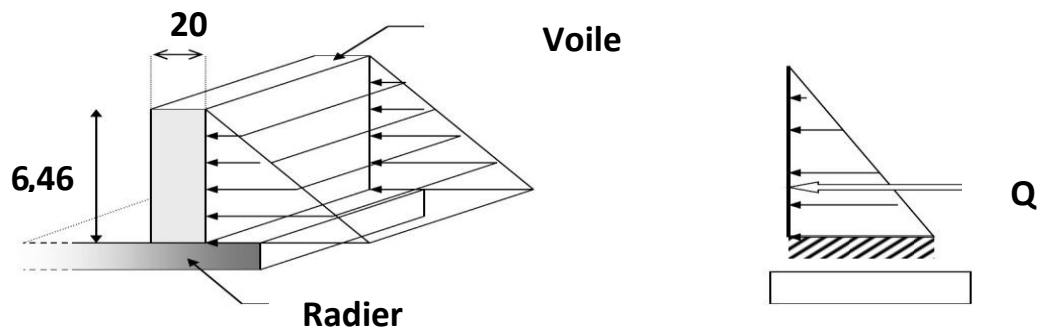


Figure 5.4: schéma du voile périphérique.

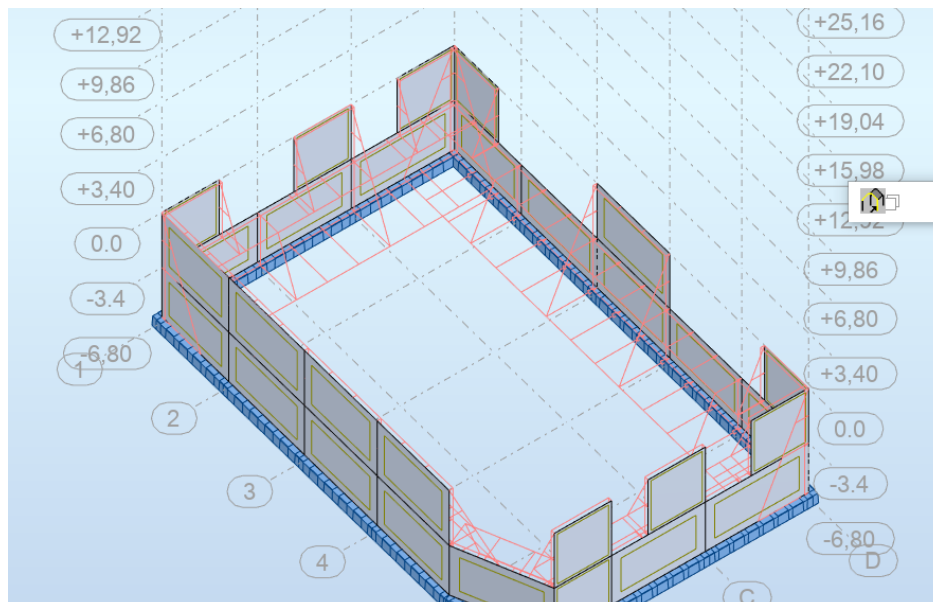


schéma du voile périphérique en robot.

Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable). $L_x=6.46$ m ; $L_y=5.15$ m ; $e=20$ cm. La charge de poussées des terres est donnée par : $q = 1,35 \cdot \gamma \cdot h \cdot A$

$$A = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$$

Avec : γ : poids volumique des terres $= 20 \text{ kN/m}^3$

A : Coefficient de poussée.

h : Hauteur du mur voile ($h = 3,06$

φ : Angle de frottement ($\varphi = 30^\circ$)

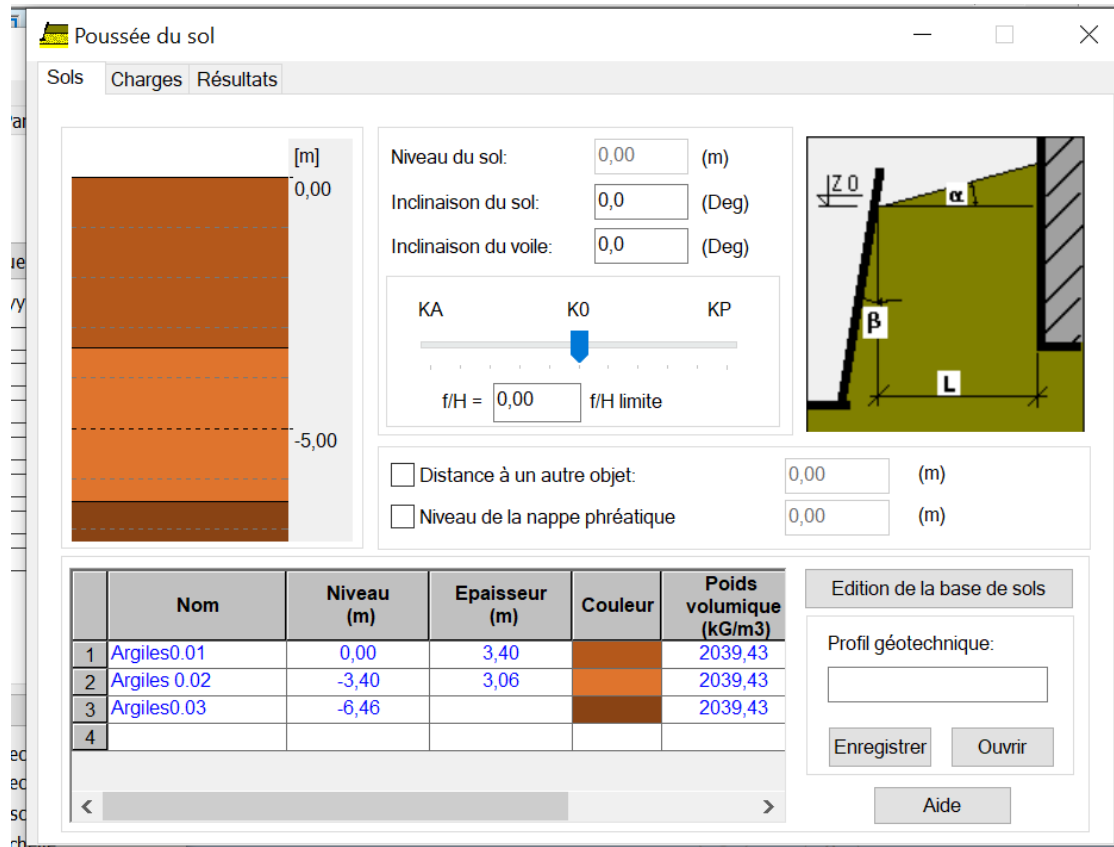


FIGURE 5. 31 : caractéristique du sol en robot

a) La poussée des terres :

$$Q = 0,33 \times 20 \times 6.46 = 42 \text{ kN/m}$$

b) Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ kN/m}$

$$P = 10 \times 0,33 = 3,3$$

Calcul de sollicitation :

$$L_x = 6.46 \text{ m}$$

$$\rightarrow \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.46}{5.15} = 1.25 > 0.4$$

$$L_y = 5.15 \text{ m}$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \alpha = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$B=0(\text{ELU})$$

- **E.L.U :**

$$q_u = 1,35 P + 1,5 Q = 1,35 \times 20 + 1,5 \times 3.3$$

$$q_u = 31.95 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

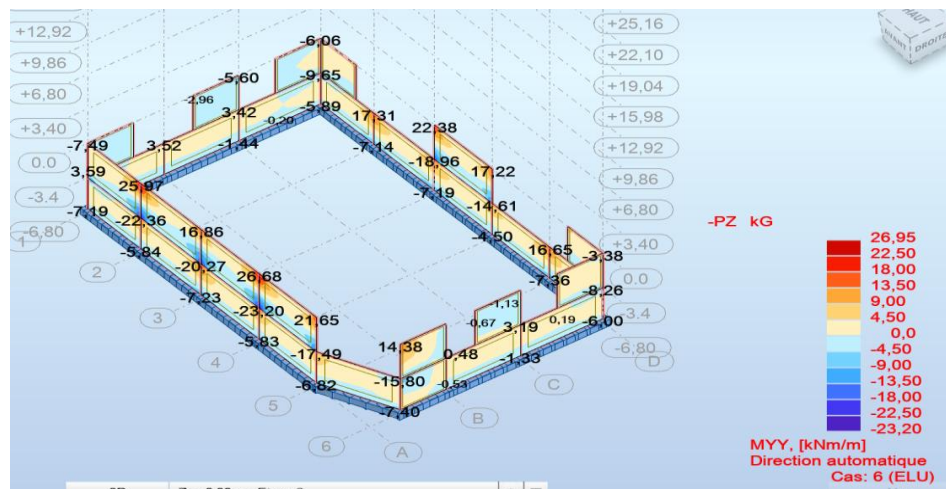


FIGURE 5. 32: moment ELU sens x



FIGURE 5. 33 :moment ELU sens x

- **En travée :**

$$M_{tx}=26.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty}=12.77 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$\text{Max}=23.20 \text{ KN.m}$$

$$\text{May}=10.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } b=100 \text{ cm} \quad h=20 \text{ cm} \quad d=0.9h=18 \text{ cm}$$

- **Sens x :**

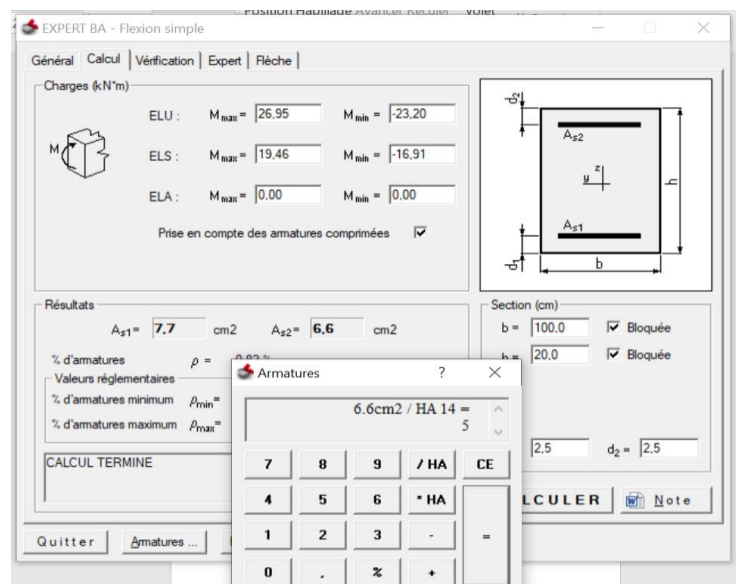
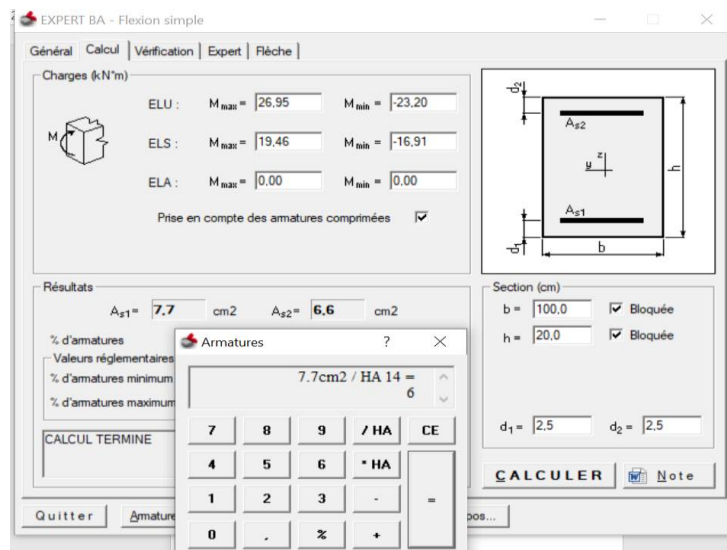
$$M_{tx} \text{ 26.95 KN.m ; } b = 100 \text{ cm ; } h = 20 \text{ cm ; } d = 0.9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{26.95 \times 10^3}{17.7 \times 18^2 \times 100} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0 \quad \mu = 0.05 \rightarrow \beta = 0.76$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{26.95 \times 10^3}{0.76 \times 18 \times 348} = 5.66 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99/2024 :

$$A_{x \min} = 0.15\% b \times h = 0.15\% \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



	position	M	μ	α	β	A_u (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{st} adopté (cm ²)	Choix	Esp (cm)
Se ns X	Travée	26.95	0.05	0.1	0.96	7.7	3	9.24	6T14	15
	Appuis	23.20	0.05	0.13	0.95	6.6	3	7.7	5T14	15
Se ns Y	Travée	12.77	0.02	0.05	0.98	6.1	3	6.79	6T12	15
	Appuis	10.75	0.02	0.05	0.98	6.1	3	6.79	6T12	15

Tableau 5.9 : Calcul du ferraillage du voile périphérique.

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$: f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1$$

$$A_{st} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} \times 100 \times 18 = 1,73$$

$$6,79 > 1,73 \quad \text{C.V}$$

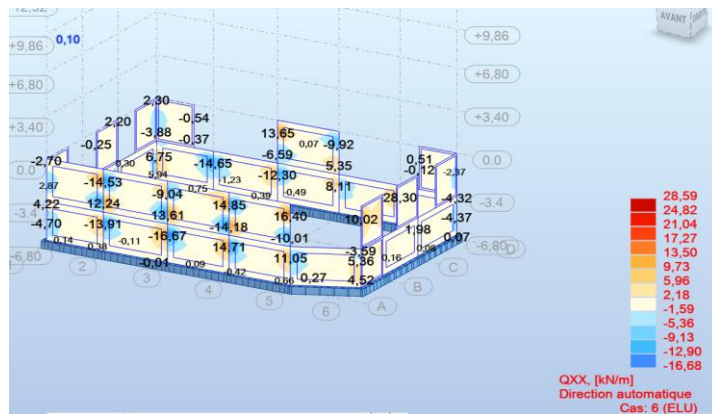


FIGURE 5. 34: effort tranchant du voile

Vérification au cisaillement :

D'après les résultats obtenus par ROBOT :

$$T_{max} = 28,59 \text{ KN}$$

Selon CBA 93 Article 5.1.2 .1 ; Pour des Fissuration Très préjudiciables.

$$\tau_{Max} = 0,028 \text{ MPa} ; \text{Majoration de } 1,4 \text{ (RPA)} \Rightarrow$$

$$\tau_{Max} = 0,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Max} = 0,04 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times V_u = 0,285 \times 1,4 = 0,399$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \times d_w}$$

$$d = 0,9 \times h = 5,15 \times 0,9 = 4,64$$

$$\tau_b = \frac{399 \times 10^3}{20 \times 4640} = 4,29 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 4.29 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ELS :**

$$q_{ser} = P + Q = 3.3 + 20 = 22.50 \text{ KN}$$

Pour savoir si un calcul à l'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée dans les deux sens :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

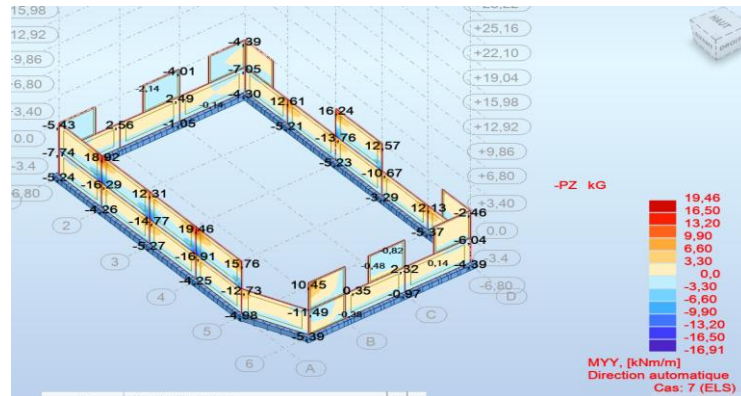


FIGURE 5. 35: moment ELS sens x

		M_s	M_u	γ	α	$\frac{\frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}}$	Observation
Sens XX	Travées	19.46	26.95	1.38	0.074	0.435	C.V
	Appuis	16.91	23.20	1.37	0.043	0.435	C.V
Sens YY	Travées	9.22	7.73	1.37	0.032	0.345	C.V
	Appuis	7.83	10.75	1.38	0.020	0.345	C.V

tableau 5. 9: vérification de voile périphérique pour le béton à l'ELS.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{\text{lim}}$
L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- Schéma de ferraillage :**

Sens XX et YY

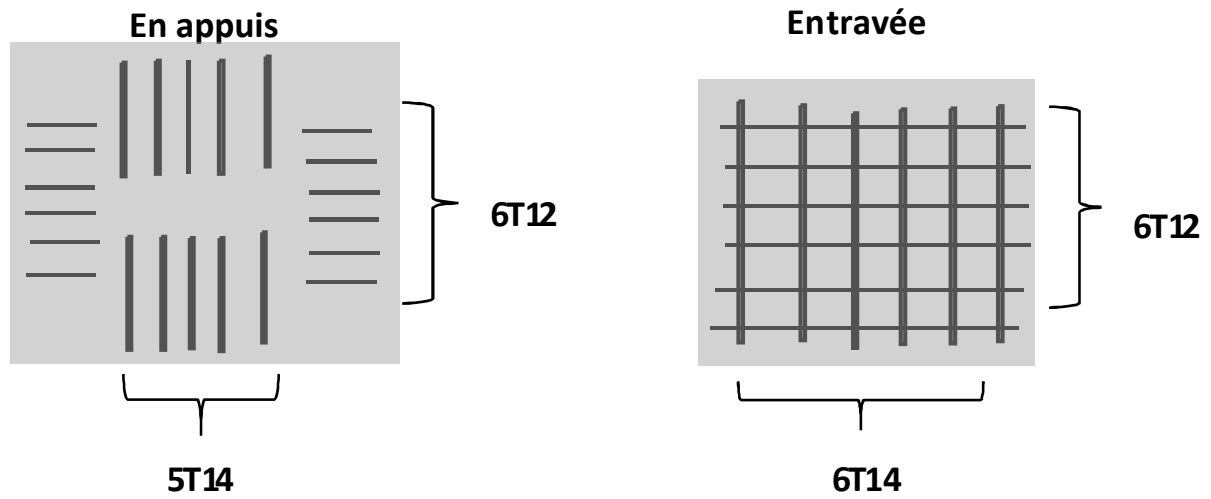


FIGURE 5. 36: ferraillage : de voile périphérique

Chapitre VI

Calcul Des Fondation

Chapitre VI : Calcul fondation .

1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent 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 des autres organes (Cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

2. Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

3. Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Batna.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $Q=2$ bars pour l'ensemble du site.
- types de sol : classé dans la catégorie S3 (site meuble).
- ancrage des fondations : $D = 2m$.

4. Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.

- Semelle filante.
- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\left(\frac{S_s}{S_b} > 50\% \right)$$

Calcul la section des semelles :

La surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle.

$$\sigma_{sol} = 2\text{bar} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ A L'ELS :

$$N_{ser} = 70728.17 \text{ KN}.$$

$$S \geq 353.64 \text{ m}^2$$

➤ **Vérification du chevauchement :**

On a la surface totale du bâtiment :

$$S_B = 68.73 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_B} = \frac{353.64}{368.73} = 0.95$$

Faisant le rapport $S_s/S_b = 95\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution.

5. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Le radier est calculé comme une dalle pleine nervurée renversée appuyé sur un sol élastique, le sol est pris en compte dans la modélisation en introduisant le module de réaction vertical.

➤ Pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 100 cm de chaque côté.

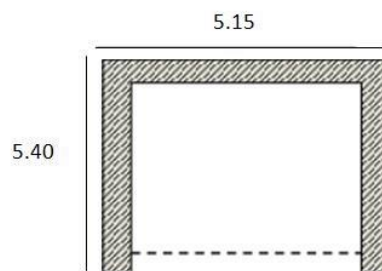
➤ Hauteur du radier:

Le pré dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire les deux conditions suivantes :

1. Condition forfaitaire ;
2. Condition de rigidité ;

Sous réserves des deux autres conditions :

3. Condition de non cisaillement ;
4. Condition de non poinçonnent.



Dimensions du radier.

1) Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L = 540 \text{ m} \Rightarrow 67.5 \text{ cm} \leq h \leq 108 \text{ cm}.$$

2) Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} Le$.

Avec :

Le : longueur élastique donnée par :

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol.

E : module d'Young du béton ($E = 3,2 \cdot 10^4 \text{ Mpa}$).

I : Moment d'inertie du radier.

B: largeur du panneau le plus sollicité.

Pour notre cas :

$$B = 5.4 \text{ m}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2 \times B}{\pi} \right)} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3.14}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2 \times B}{\pi} \right)} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 40.00}{3.2 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5.4}{3.14} \right)} = 0.80 \text{ m}.$$

On prend $h = 120 \text{ cm}$

La hauteur des nervures:

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

On prendra : $h_n = 60 \text{ cm}$.

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{540}{20} = 27 \text{ cm}$$

On prendra : $e = 50 \text{ cm}$.

VI.5.1 Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : $G = 61036.17 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 9692 \text{ KN}$.

- Combinaison d'action

1. A L'ELU

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 61036 + 1.5 \times 9692 = 96936.6 \text{ KN}.$$

2. A L'ELS

$$N_s = G + Q = 61036 + 9692 = 70728 \text{ KN}.$$

- Détermination de la surface du radier :

1. A L'ELU

$$S^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.5 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{96936.6}{1.5 \times 200} = 323.122 \text{ m}^2$$

2. A L'ELS

$$S^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{1.5 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{70728}{1.5 \times 200} = 235.76 \text{ m}^2.$$

D'ou

$$S_{\text{rad}} = \max(S^{\text{ELU}}; S^{\text{ELS}}) = 323.122 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 368.73 \text{ m}^2 \geq 323.122 \text{ m}^2.$$

REMARQUE :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{40}{2}; 30cm\right); L_{deb} = 1.2m$$

Soit un débord de $L_{deb} = 1.2m$.

$$S_{deb} = (24.10 + 15.30 + 22.8 + 5) \times 1.2 + 10.3 = 90.94m^2$$

$$S_{rad} = S_{batiment} + S_{deb} = 459.67 m^2$$

Calcul des sollicitations a la base du radier :

• Charges permanentes :

o **Poids du bâtiment :**

$$G = 856679 \text{ KN}$$

o **Poids de radier :**

$$G = (17.70 \times 26.5 \times 0.4) \times 25 = 4695.81 \text{ KN}.$$

• **Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 9692 \text{ KN}.$$

$$\text{Surcharge de radier : } Q = 1.5 \times 368.73 = 553.095 \text{ KN}.$$

• **Poids total de la structure :**

$$GT = G_{bat} + G_{rad} = 61036.17 + 4695.81 = 65731.98 \text{ KN}.$$

$$QT = Q_{bat} + Q_{rad} = 553.095 + 9692 = 10245.095 \text{ KN}.$$

VI.5.3 Vérifications :

1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que :

$$\tau = \frac{Tu^{max}}{b.d} \leq \tau_{min}^{-} \left\{ 0.15 \times \frac{f_{28}}{\gamma b} ; 4MPa \right\} = 3.13MPa.$$

Avec : $b = 100\text{cm}$; $d = 0.9 \times 0.6 = 0.36\text{m}$.

$$\tau = qu \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{Nu \times b}{s_{rad}} \times \frac{L_{max}}{s_{rad}} = \frac{96936.6}{459.67} \times \frac{5.4}{2} = 569.384\text{KN}$$

$$\tau = \frac{569.384 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.58 \leq \tau = 3.13\text{MPa}.$$

Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (Horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique $>$ à 1,5.

➤ Calcul du à l'effort normal :

$$G_t = 65731.98 \text{ KN}.$$

➤ Les moments d'actions sismiques :

➤ Sens longitudinal :

Le Moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2025.

La vérification de la stabilité du radier se fait par les combinaisons la plus défavorable en tenant compte du séisme

- **Lexcentricité réelle :**

Sens longitudinal :

$$M_{Rx} = 788.98\text{KN.m}.$$

$$G_t = 65731.98 \text{ KN}.$$

$$e = \frac{Mr}{N} = \frac{788.98}{65731.98} = 0.01 \text{ m}$$

Sens transversal :

$$M_{Ry} = 2645.26\text{KN.m}.$$

$$e = \frac{Mr}{N} = \frac{2645.26}{65731.98} = 0.04 \text{ m}$$

- Lexcentricité theorique :

$$\text{Sens x : } \frac{Lx}{6} = 4.01\text{m} > 0.01$$

$$\text{Sens y: } \frac{Ly}{6} = 2.55\text{m} > 0.04$$

Finalement : donc pas de risque de renversement.

3. Caractéristiques géométriques du radier :

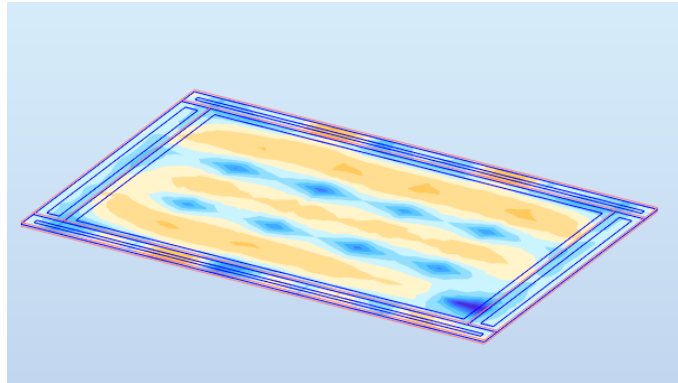


FIGURE 7. 1: Vue en plan et en 2D du radier.

Sens longitudinal :

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{26.5 \times 17.7^3}{12} = 12245.72 \text{ m}^4$$

Sens transversal :

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{17.7 \times 26.5^3}{12} = 27449.19 \text{ m}^4$$

4. Calcul des contraintes sous fondation :

On doit vérifier :

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \times \sigma_{sol}^-$$

$$\text{Avec : } 1.5 \times \sigma_{sol}^- = 1.5 \times 2 = 3\text{bar.}$$

Sens transversal

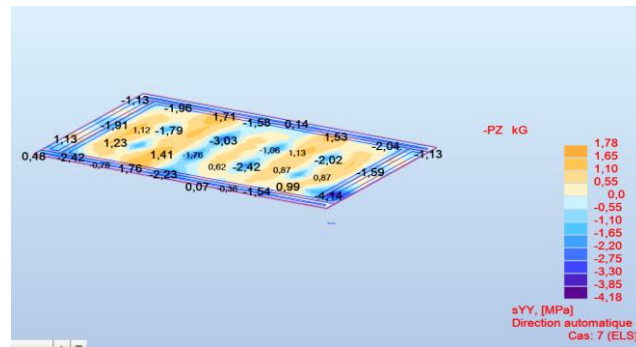


FIGURE 7. 2: Présente les contraintes (max) à la dalle de Radier.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1.5 \times \sigma_{sol}^{-} ; \sigma_{moy} = \frac{3 \times 1.78 + 4.18}{4} = 2.38 \text{ bar} \leq 1.5 \times 2 = 3 \text{ bar} \dots cv$$

5. Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$ La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \sigma_{sol}^{-}$.

$$\sigma_1 = Uz_{max} \times K ; \sigma_2 = \frac{F_z}{S_r}.$$

Avec :

Uz_{max} : déplacement maximum « **Uz** » à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures: Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2020.

$$Uz_{max} = 1,8 \times 10^{-3}$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol » K

= 40000 KN/m² (tableau du module de réaction du sol)

F_z : Réaction totale de la structure après modalisation de radier à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures : Réaction totale de la structure Fz en robot

Cas 7 (C)	ELS					
Somme totale	-0,00	0,00	57870,14	-0,00	0,00	-0,00
Somme réactions	-0,00	0,00	81687,93	1702228,58	839925,07	0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-81687,93	-1702228,56	-839925,12	0,0
Vérification	-0,00	0,00	0,00	0,03	-0,04	0,00
Précision	9,53658e-06	1,24956e-14				

Réaction totale de la structure Fz en robot

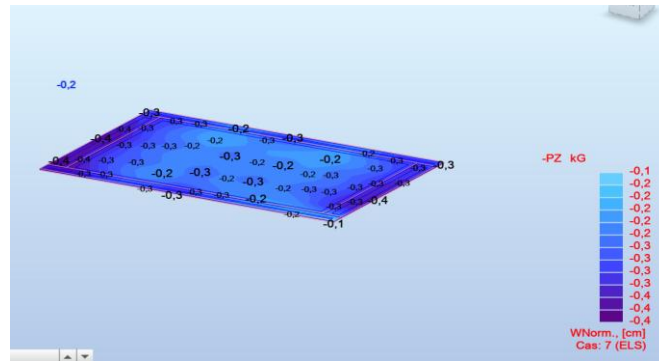


FIGURE 7.3 : contrainte max et min de radier

Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2025.

$$F_z = 57870.14 \text{ KN}$$

$$S_r = 353.64 \text{ m}^2.$$

Donc on aura :

$$\sigma_1 = 0.004 \times 40000 = 160 \text{ KN/m}^2 \text{ ----- } 1.6 \text{ bar.}$$

$$\sigma_1 = 1.6 \text{ bar} \leq 2 \text{ bar} \dots \dots \dots C. V.$$

$$\sigma_2 = \frac{81787.93}{353.64} = 1.6 \text{ bar}$$

$$\sigma_1 = 1.6 \text{ bar} \leq 2 \text{ bar} \dots \dots \dots C. V.$$

VI.6 Ferrailage du radier :

VI.6.1 Méthodes de calcul :

Le radier sera calculé comme un plancher inversé à épaisseur constante chargée par les réactions du sol en utilisant un modèle éléments finis détaillé et en appliquant la théorie des dalles sur appuis élastique. Pour le coefficient d'élasticité du sol et vu l'absence de la donnée dans le rapport du sol, on va prendre un $K=40000 \text{ KN/M}^3$ qui correspond aux valeurs du coefficient d'élasticité des sols moyen dont la contrainte admissible est environ de 2 bars {référence : **Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armée** (Albert Fuentes)}. Donc le radier sera chargé en dessus par des forces concentrées (qui représente la descente de charge sous poteaux) et des forces réduites (qui représente la descente de charge sous voiles).

- ✓ Pour le calcul de ferrailage de radier on a utilisé le logiciel "**ROBOT EXPERE**"
- ✓ Pour le calcul de ferrailage de poutre libage on a utilisé le logiciel "**ROBOT complète**"

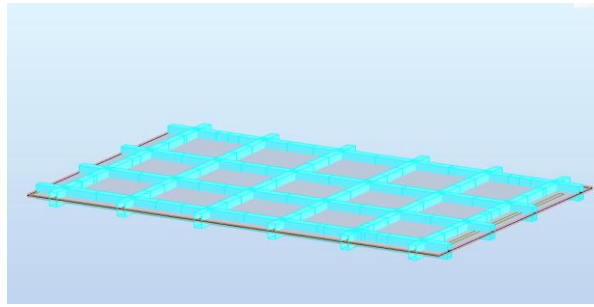


FIGURE 7. 4 :Vue en 3d du radier

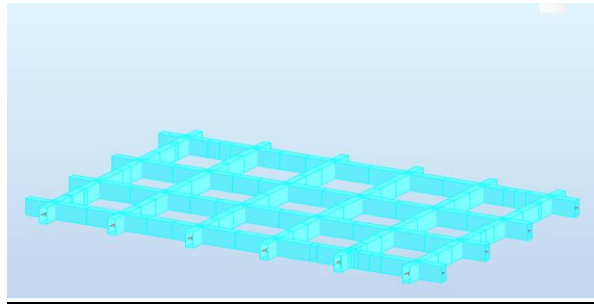
CALCUL DES POUTRES : poutre libage 50x120

FIGURE 7. 5: Vu en 3d du poutre libage

9- Caractéristiques des matériaux :**Béton :** $f_{c28} = 25.00 \text{ MPa}$ **Acier :** $f_{eE} 500 \text{ MPa}$ **10- Dimension de la section** $b = 50.00 \text{ cm}$ $h = 120.00 \text{ cm}$ **11- Combinaison de calcul**

- États limites ultimes : $1.35G + 1.5Q$
- États limites accidentels : $G + \psi Q \pm E$

12- Sollicitation de calcul**Tableau des moments fléchissant**

SECTION	Moment fléchissant en KN.m			
	ELU	ELS	ELA	
APPUIS	-379.76	-276.32	-252.10	-252.10
TRAVEE	1276.32	929.41	898.07	-292.29

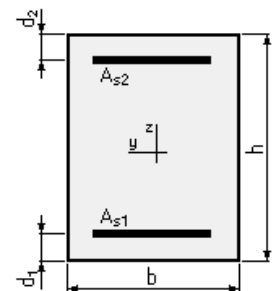


Tableau des effort tranchants

SECTION	Effort tranchant en KN	
	ELU	ELA
APPUIS	1 075.64	738.61

13- Calcul des armatures longitudinales en flexion simple :

Le calcul du ferrailage se fait selon la norme BAEL91 modifiée 99, ci-dessous les résultats de calcul :

SECTION	As1 [cm ²]	As2 [cm ²]	Amin RPA [cm ²]	Amin BAEL [cm ²]
APPUIS	18.28	9.24	30.00	5.22
TRAVEE	31.47	5.49	30.00	5.22

Choix des armatures

SECTION	As1	As2
APPUIS	4 HA 20 + 4 HA 16	20.60 cm ²
TRAVEE	8 HA 20 + 4 HA 16	33.16 cm ²

14- Calcul des armatures transversales :

Diamètre maximal = min [b/10 ; h/35 ; ϕ_{lmin}] = 14.00 mm

Diamètre choisi : 8mm

Espacement en zone nodale		Espacement en zone courante	
Espacement minimal (cm)	Esp-choisi (cm)	Espacement minimal (cm)	Esp-choisi (cm)
8.40	8.00	16.80	10.00

Vérification de l'armature transversale minimale RPA2024 ART 7.5.2

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 * s * b$$

$$A_t/s \text{ (RPA)} = 0.15 \text{ cm}$$

At/s (zone nodale) = 0.25 cm..... **Condition vérifiée**

At/s (zone courante) = 0.20 cm.....**Condition vérifiée**

15- Vérification des contraintes aux états limites de service :

a- État limite de compression du béton BAEL91 modifie 99 Art A.5.4.2

La contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{adm} = 0.6 * F_{c28}$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * Y}{I}$$

σ_{bc} [MPa]	σ_{adm} [MPa]	Condition
10.49	15.00	Condition vérifiée

b- État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifie 99 Art A.5.4.3

Fissuration : très préjudiciable

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante:

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

σ_{st} [MPa]	σ_{st-adm} [MPa]	Condition
308.33	250.00	Condition non vérifiée

16- justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.5

a- Vérification de la contrainte tangente limite ultime BAEL91 Article A.5.1.21

$$\tau_u < \tau_{adm}$$

τ_u [MPa]	τ_{adm} [MPa]	Condition
1.99	2.50	Condition vérifiée

b- Vérification de la contrainte de compression BAEL91 Article A.5.1.313

$$V_u < 0.267 * b * a * F_{c28}$$

V_u [N]	$0.267 * b * a * F_{c28}$ [N]	Condition
1075.64	1668.75	Condition vérifiée

c- Vérification des armatures inférieures d'appuis BAEL91 Article A.5.1.31

$$A_{s1} > \frac{V_u}{F_e * \gamma_s}$$

A_{s1} [cm ²]	$V_u/F_e * \gamma_s$ [cm ²]	Condition
20.60	18.71	Condition vérifiée

d- Vérification de la contrainte moyenne de compression BAEL91 Article A.5.1.322

$$\sigma_{mb} < \frac{1.3 * F_{c28}}{\gamma_b}$$

σ_{mb} [MPa]	$1.3 * F_{c28} / \gamma_b$ [MPa]	Condition
8.61	21.68	Condition vérifiée

Schémas ferrailage de poutre libage :

Résultats moments en robot :

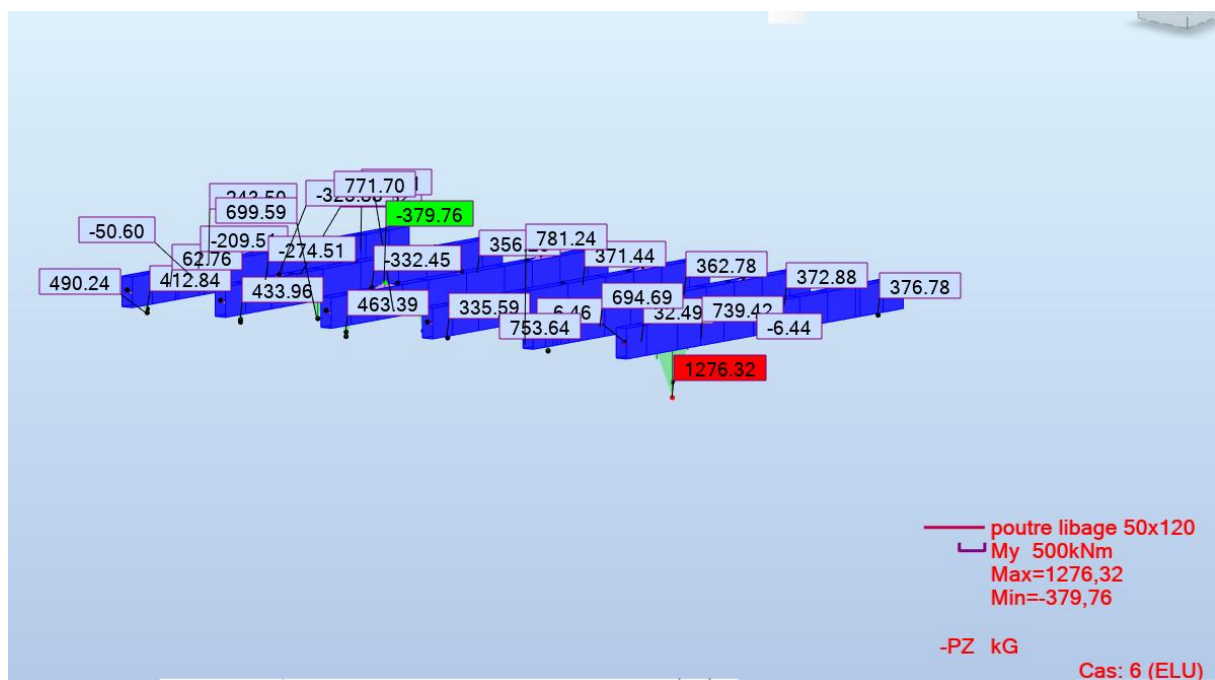


FIGURE 7. 6: moment fléchissant du poutre libage en Elu

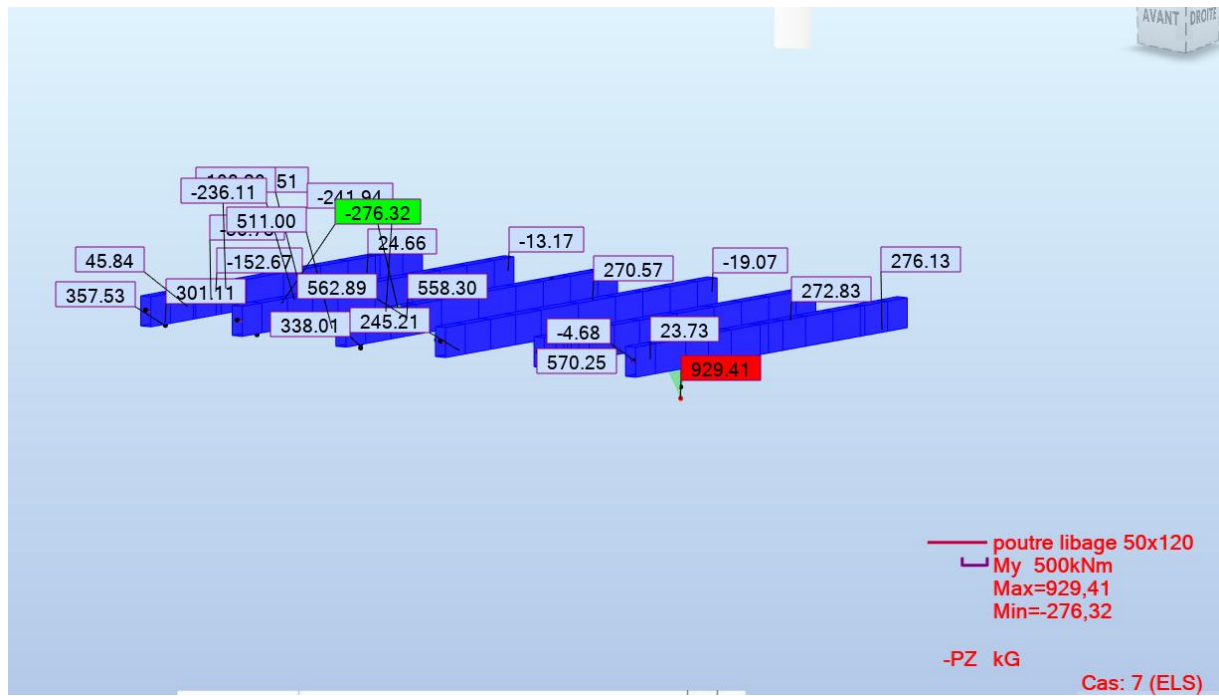


FIGURE 7. 7: moment fléchissant du poutre libage en Els

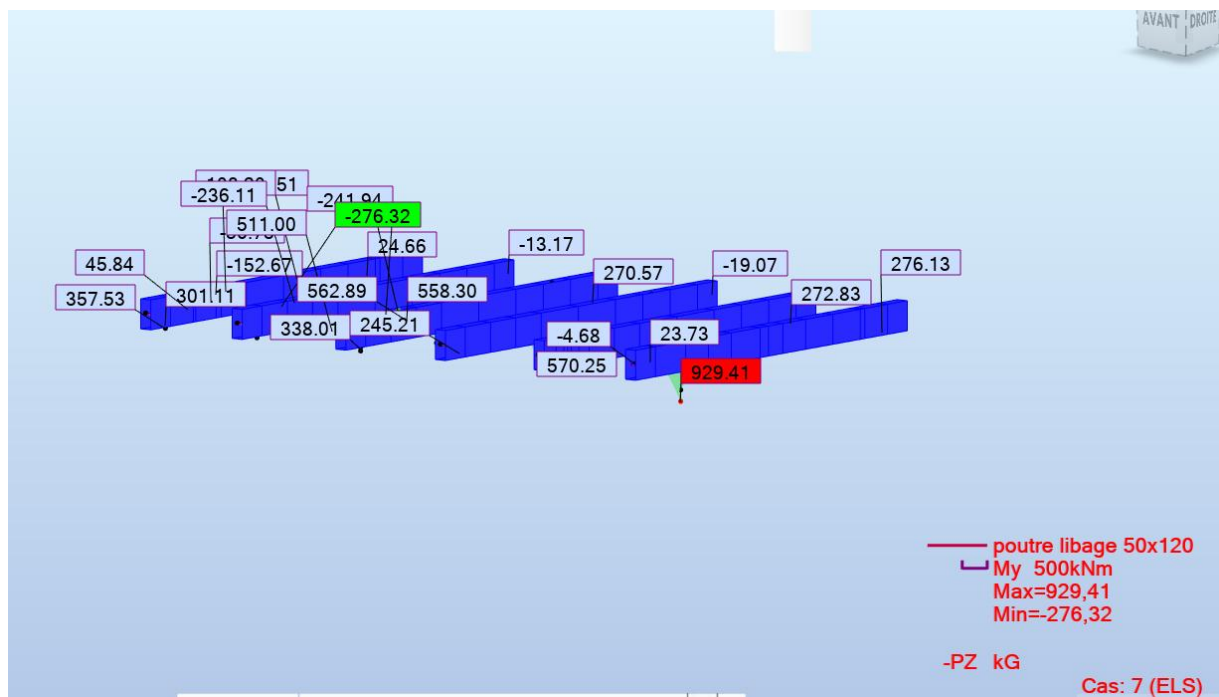


FIGURE 7. 8: moment fléchissant du poutre libage en ELA

EXPERT BA - Flexion simple

Général Calcul Vérification Expert Règle

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 1276.32$ $M_{min} = -379.76$

ELS : $M_{max} = 929.41$ $M_{min} = -276.32$

ELA : $M_{max} = 898.07$ $M_{min} = -252.10$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 44.2$ cm² $A_{s2} = 12.3$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.96$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques


CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 50.0 ☒ Bloquée

h = 120.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER  Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

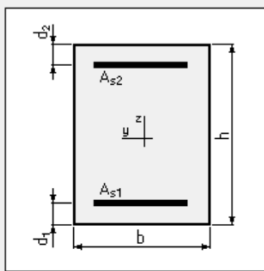


FIGURE 7.9 : résultat en robot expert

En travée :

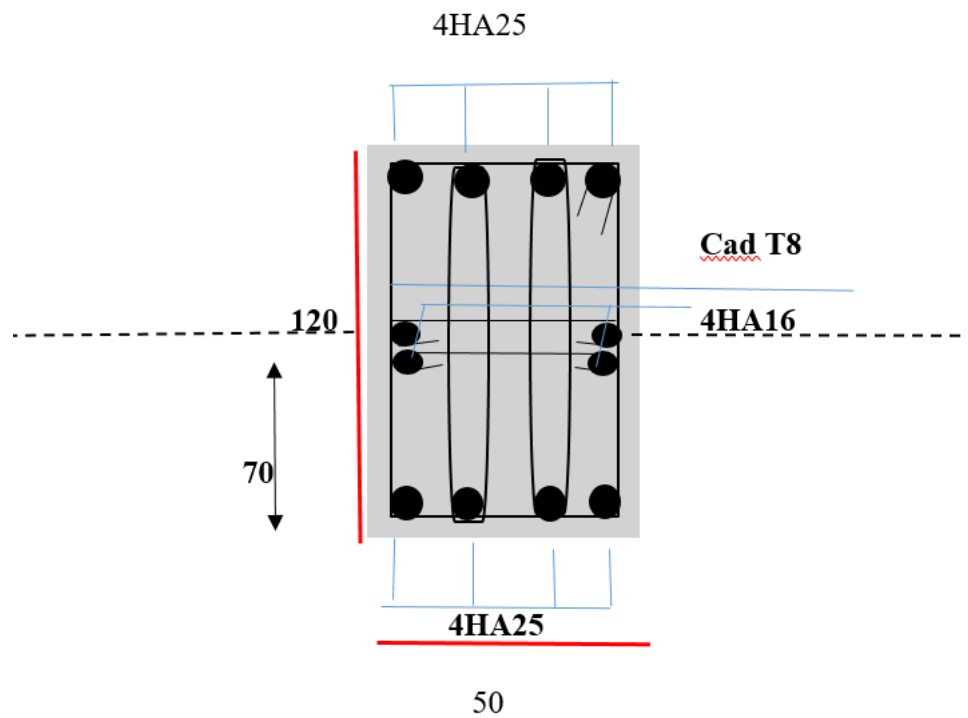


FIGURE 7. 10 : ferrailage de poutre libage en travée

En appuis :

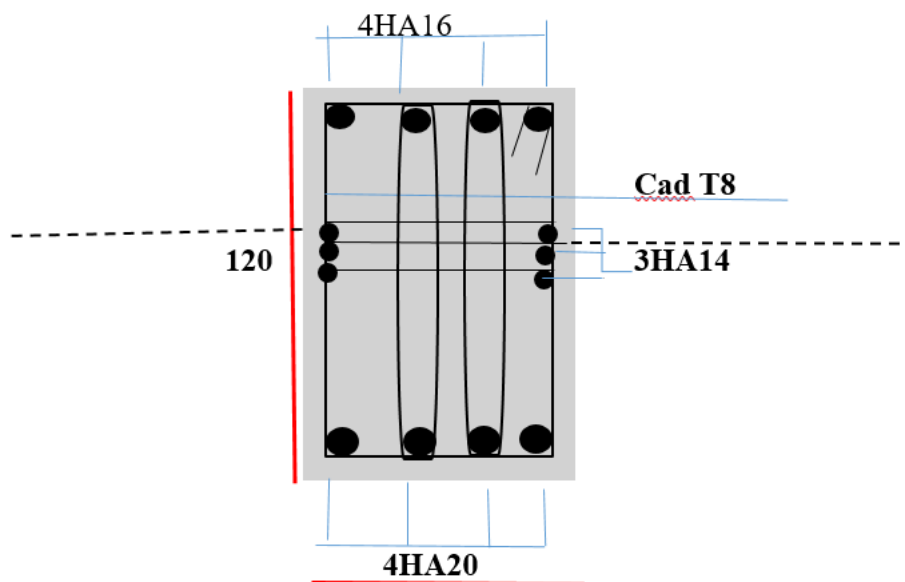
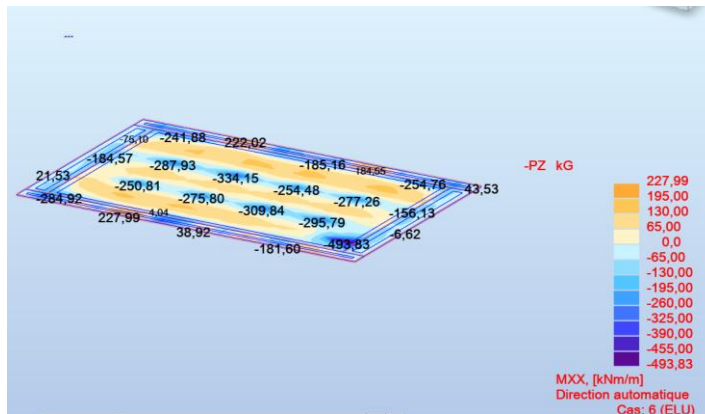
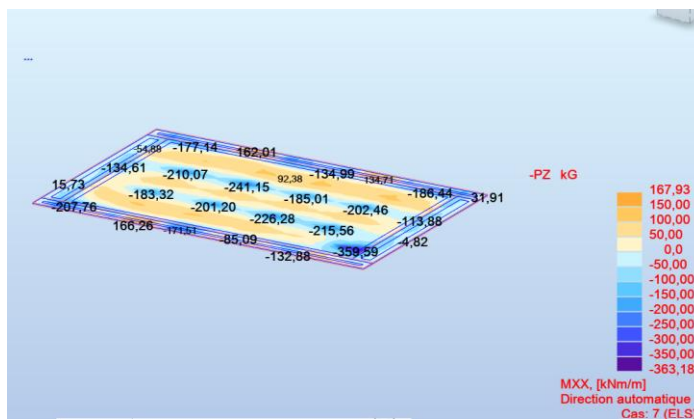
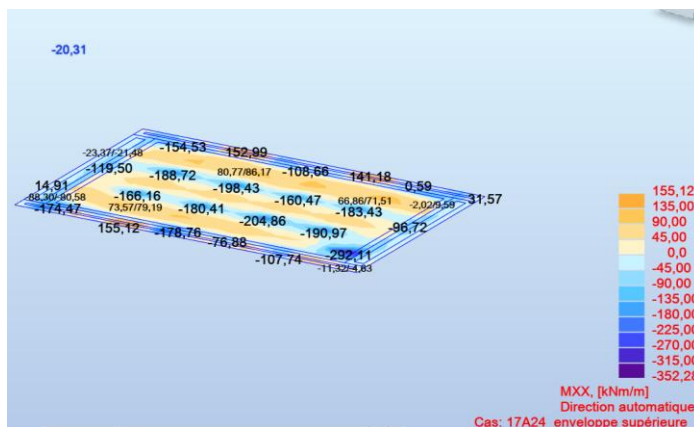


FIGURE 7. 11 : ferrailage de poutre libage en appuis

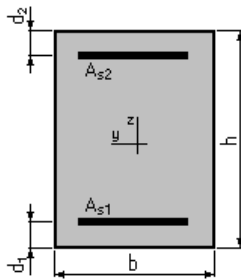
Elément	Amin RPA	A calcule sur travée	A calcule sur appuis	A adopte sur travée	A adopte Sur appuis
POUTRE (120x50)	18cm ²	44.2cm ²	12.3 cm ²	8T25+4T16=47.32cm ²	4T20+4T16 =20.64cm ²

CALCUL RADIERFIGURE 7. 12: *moment elu sens x*FIGURE 7. 13: *moment els sens x*FIGURE 7. 14: *moment ela sens x*

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:**Béton:** $f_{c28} = 25,0$ (MPa)**Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	167,93	-363,18
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 13,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 31,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 6,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\square = 0,69 \text{ (\%)} $		
minimum	$\square_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:**Cas ELS** $M_{\max} = 167,93 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -363,18 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 19,2 \text{ (cm)}$ Bras de levier: $Z = 58,6 \text{ (cm)}$ Contrainte maxi du béton: $\square_b = 5,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 199,4 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 61,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0 \text{ (MPa)}$

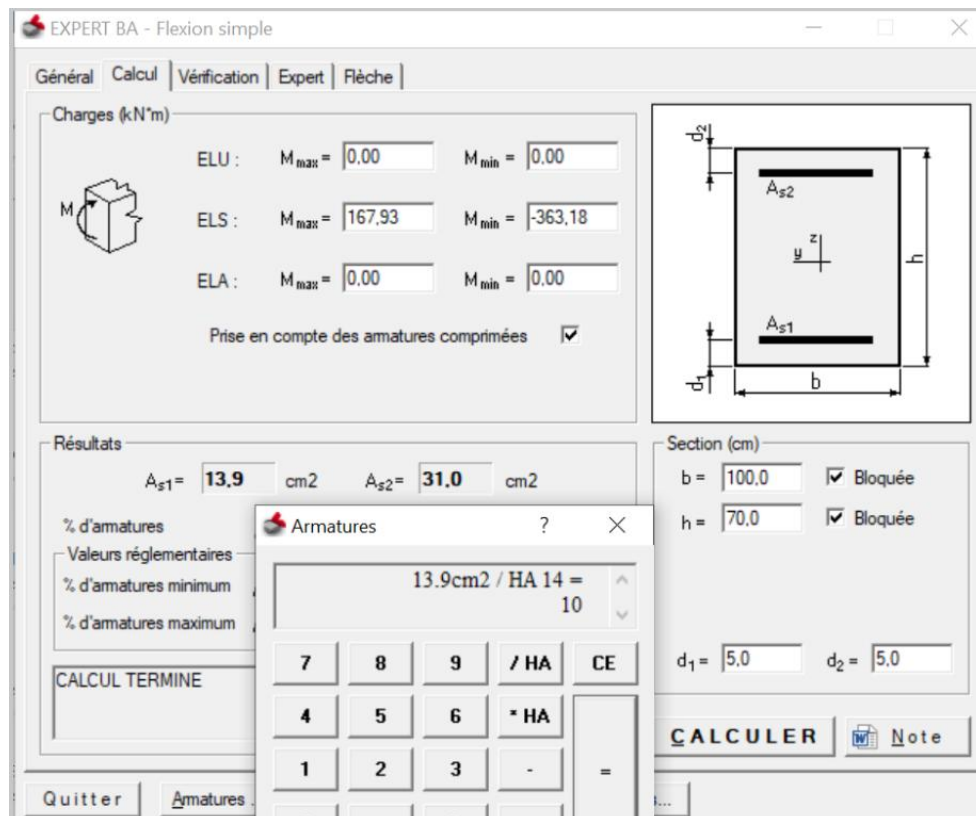


FIGURE 7.15 : armature sens x en robot expère

Tableau des moments fléchissant

SECTION	Moment fléchissant en KN.m		
	ELU	ELS	ELA
APPUIS	-493.83	-363.18	-352.28
TRAVÉE	227.99	167.93	155.12

Choix des armatures sens x :

Elément	Amin RPA	A calcule sur travée	A calcule sur appuis	A adopte sur travée	A adopte Sur appuis
RADIER (100x70)	21cm ²	13.9 cm ²	31 cm ²	11T14=16.94cm ²	11T14+11T16 16.94+22.11= 39.05cm ²

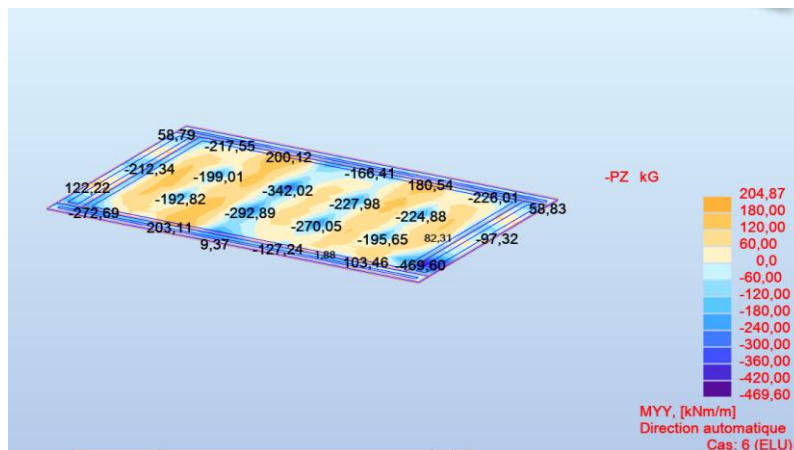


FIGURE 7. 16 : moment elu sens Y

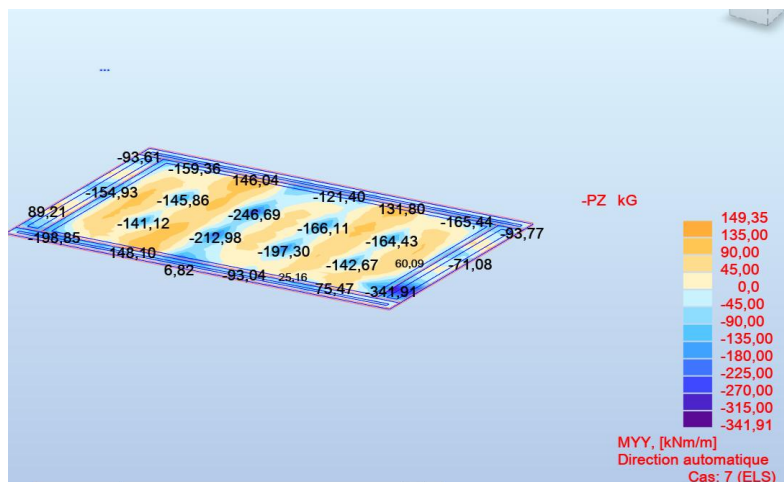
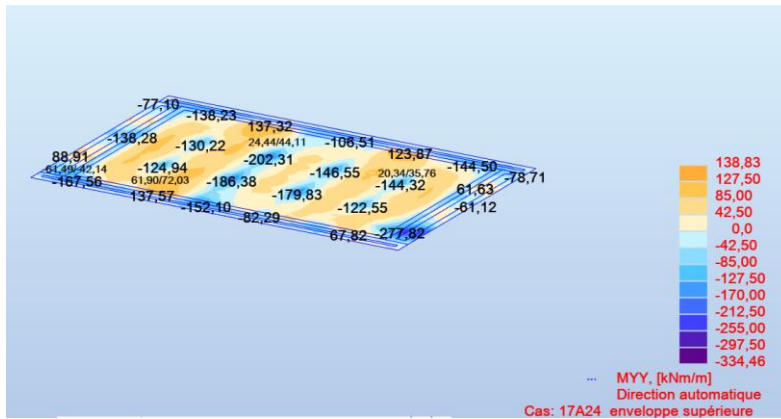


FIGURE 7. 17 : moment els sens Y

FIGURE 7. 18: *moment ela sens Y*

Calcul de Section en Flexion Simple

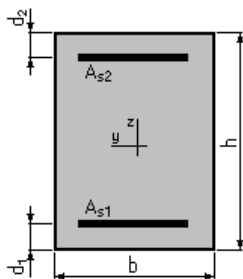
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	204,87	-469,60
Etat Limite de Service	149,35	-341,91
Etat Limite Ultime (Accidentel)	138,83	-334,46

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 12,3 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 29,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\square = 0,64 \text{ (\%)}$
 minimum $\square_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 204,87 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -469,60 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,65 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 9,5 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 61,2 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\square_b = 1,70 \text{ (\%)}_0$
 Déformation de l'acier: $\square_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\square_s = 434,8 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\square_{s'} = 160,9 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 149,35 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -341,91 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 18,8 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 58,7 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\square_b = 5,4 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\square_s = 198,7 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\square_{s'} = 59,4 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\square_{s \text{ lim}} = 200,0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\text{max}} = 138,83 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -334,46 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,68 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 8,8 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 61,5 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\square_b = 1,56 \text{ (\%)}_0$
 Déformation de l'acier: $\square_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\square_s = 500,0 \text{ (MPa)}$
 comprimée: $\square_{s'} = 134,1 \text{ (MPa)}$

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN.m)

ELU : $M_{max} = 204.87$ $M_{min} = -469.60$

ELS : $M_{max} = 149.35$ $M_{min} = -341.91$

ELA : $M_{max} = 138.83$ $M_{min} = -334.46$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 12.3$ cm² $A_{s2} = 29.2$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.64$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100.0 ☒ Bloquée

h = 70.0 ☒ Bloquée

d₁ = 5.0 d₂ = 5.0

CALCULER Note

Quitter Amatures... Préférences... Aide A propos...

Fig : armature sens y en robot expère

Tableau des moments fléchissant

SECTION	Moment fléchissant en KN.m		
	ELU	ELS	ELA
APPUIS	-469.60	-341.91	-334.46
TRAVEE	204.87	149.35	138.83

Choix des armatures Sensy :

Elément	Amin RPA	A calcule sur travée	A calcule sur appuis	A adopte sur travée	A adopte Sur appuis
RADIER (100x70)	21cm ²	12.3 cm ²	29.2 cm ²	9T14=13.9cm ²	9T14+9T16 13.9+18.1= 32cm ²

Schémas ferrailage de radier :

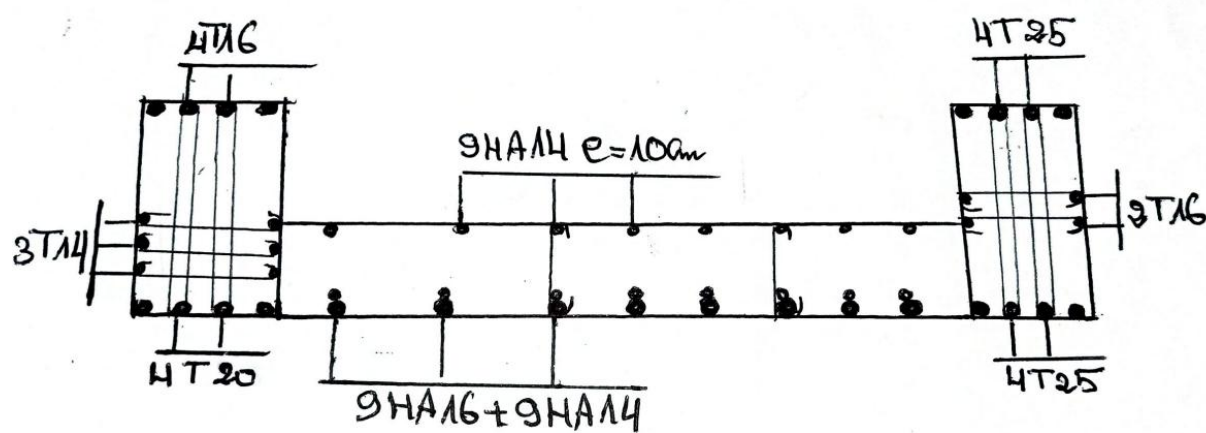


Figure VI.6. Ferrailage globale de radier.

Conclusion générale

Conclusion Générale :

La réalisation de ce mémoire nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré-dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure
- après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA 99 V2024, CBA93, DTR).
- Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

BIBLIOGRAPHIE

Référence :

- BAEL91.
- RPA 99 version 2003.
- RPA 99 version 2024.
- CBA93.
- DTR : Les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

Logiciel Utilisée :

- Auto desk ROBOT version 2025.
- ROBOT EXPERT
- ROBOT COMPLETE