الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université M'hamed Bougara

Faculté de Technologie

Département : Génie Civil

Mémoire de Master

Spécialité : Structures et Construction

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT (RDC+7+SS) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

Présenté par :

DEKKICHE Anis

BOUMERDASSI Mohamed

Dirigé par : Mme GAHER.H

Boumerdes 2023

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous tenons à remercier ALLAH de nous avoir donné le courage et la volonté de terminer ce travail, et nos parents pour leur appui et leurs soutiens.

Nous tenons à remercier vivement tous ce qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage en particulier notre encadreur Mme GAHER pour ses orientations précieuses.

Nous tenons à remercier également les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux ou celles qui m'ont apporté leur soutien et qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de notre projet trouvant ici l'expression de notre vive et sincères reconnaissances en particulier ma famille.

Enfin, nous tenons encore à remercier le bon dieu qui nous a guidé pas à pas pour atteindre notre objectif.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents en témoignage de leur affection, leur sacrifice et de leurs précieux conseils qui m'ont accompagné durant tout mon cycle de mes études

A ma chère sœur en lui souhaitant la réussite dans sa vie.

A mon binôme Mohamed

A tous mes amis proches avec qui j'ai passé les meilleurs souvenirs

Particulièrement : Fouad et Sadek

A tous ceux qui me sont chers

A toute la promotion de Génie Civil 2022-2023

ANIS

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

Modèle de sacrifice, d'amour et de générosité. La lumière de mon chemin et la couronne de ma tête, les étoiles de ma vie, ma très chère mère.

A mon très cher père qui a été toujours présent pour moi par ses encouragements et son soutien.

A mon cher frère Ayoub et ma chère sœur Imane et ses adorables enfants Wassim et Aymen.

A toute ma famille sans exception, à tous ce qui porte le nom BOUMERDASSI.

A tous ceux qui m'aiment et me souhaite la réussite.

A mon binôme Anis.

A mes chers amis, particulièrement Sadek et Fouad.

Tous pour leur amour, soutien et affection je dédie ce fruit d'un effort continu et d'une volonté incessante.

Mohamed

Table des matières

Introduction…… ……. ….1

1. Présentation et description de l'ouvrage 2
1.1 Description de l'ouvrage 2
1.2 Caractéristiques géométriques 2
1.3 Données du site 3
1.4 Ossature 3
1.5 Eléments de l'ouvrage 4
1.5.1 Planchers 4
1.5.2 Escaliers 4
1.5.3 Terrasse 4
1.5.4 Acrotère 4
1.5.5 Ascenseurs 4
1.5.6 Maçonnerie 4
1.5.7 Voiles 5
1.5.8 Revêtement 5
1.5.9 Isolation 6
2. Pré dimensionnement et descente des charges 7
2.1 Matériaux de réalisation et méthodes de calcul 7
2.2 Présentation de la méthode de calcul aux états limites 7
2.3 Présentation des matériaux utilisés 8
2.3.1 Le béton 8
2.3.2 L'acier 13
2.4 Hypothèses de calcul 16
2.5 Pré dimensionnement et descente des charges 17
2.5.1 Evaluation des charges et surcharges 17
2.5.1.1 Plancher terrasse 18
2.5.1.2 Plancher de l'étage courant 20
2.5.1.3 Murs extérieurs 21
2.5.1.4 Balcon 21
2.5.1.5 Escalier 21
2.5.1.6 Acrotère 22
2.6 Pré dimensionnement des éléments 23

2.6.1 Introduction 23
2.6.2 Pré dimensionnement des planchers 24
2.6.3 Les balcons 25
2.6.4 Les Voiles 26
2.6.5 Les poutres 27
2.6.6 Les escaliers 29
2.6.7 Les poteaux 31
3. Calcul et ferraillage des éléments secondaires 36
3.1 Introduction 36
3.2 L'acrotère 36
3.2.1 Principe de calcul 37
3.2.2 Calcul des efforts 37
3.2.3 Détermination des sollicitations 39
3.2.4 Combinaisons de charges 39
3.2.5 Ferraillage 39
3.3 Etude des escaliers 46
3.3.1 Introduction 46
3.3.2 Définition des éléments d'un escalier 46
3.3.3 Sollicitation de calcul 47
3.3.4 Combinaisons des charges 47
3.3.5 Ferraillage à l'ELU 48
3.3.5.1 Calcul de ferraillage à l'ELU 50
3.3.5.2 Vérifications à L'ELU 52
3.3.5.3 Vérifications à l'ELS 53
3.4 Etude de la poutre palière 56
3.4.1 Description 56
3.4.2 Pré dimensionnement de la poutre palière 57
3.4.3 Chargement de la poutre palière 58
3.4.4 Combinaisons de charges 58
3.4.5 Calcul des sollicitations 58
3.4.6 Calcul des armatures 59
3.4.7 Vérification à L'ELU 60
3.4.8 Calcul des armatures 62

3.4.9 Espacement des armatures transversales 62
3.4.10 Influence sur les armatures longitudinales inférieures 63
3.4.11 Calcul des armatures transversales 63
3.4.12 Ferraillage final de la poutre palière 63
3.4.13 Vérifications à l'ELS 64
3.5 Les planchers 65
3.5.1 Les planchers à corps creux 65
3.5.1.1 La dalle de compression 66
3.5.1.2 Calcul de la poutrelle 68
3.6 Calcul du Balcon 82
3.6.1 Introduction 82
3.6.2 Détermination des efforts 82
3.6.3 Calcul de sollicitation 83
3.6.4 Schéma statique de calcul 83
3.6.5 Ferraillage à L'ELU 84
3.6.6 Vérifications à l'ELU 85
3.6.7 Vérification à l'ELS 86
4. Etude dynamique et sismique 88
4.1 Etude dynamique 88
4.1.1 Objectif de l'étude dynamique 88
4.1.2 Présentation du logiciel ROBOT 88
4.1.3 Modélisation 88
4.1.4 Définition des options des calculs 90
4.1.5 Caractéristiques Géométriques 92
4.2 Etude sismique 99
4.2.1 Introduction 99
4.2.2 Présentation des différentes méthodes de calcul 99
4.2.3 Vérifications des exigences de RPA99/Version 2003 102
4.2.3.1 Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage 102
4.2.3.2 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA 99 version 2003 Art 5-9) 104
4.2.3.3 Vérification de l'effort normal réduit 106
4.2.3.4 Vérification de la résultante des forces sismiques 106
4.2.3.5 Vérification de la stabilité au renversement 107

5. Ferraillage des éléments principaux.....109
5.1 Introduction.....109
5.2 Ferraillage des poteaux.....109
5.2.1 Sollicitations de calcul.....112
5.2.2 Vérifications.....114
5.3 Ferraillage des poutres.....122
5.3.1 Sollicitations de calcul.....124
5.3.2 Vérification :.....127
5.4 Ferraillage des voiles.....130
5.4.1 Ferraillage vertical.....131
5.4.2 Ferraillage horizontal.....133
5.4.3 Sollicitations de calcul et vérification des contraintes.....136
5.4.4 Résultat de calcul du ferraillage des voiles.....138
5.5 Principe de ferraillage des linteaux.....142
5.6 Ferraillage minimal.....144
6. Etude des fondations.....149
6.1 Introduction.....149
6.2 Études géotechnique du sol.....150
6.3 Choix du type de fondation.....150
6.4 Pré dimensionnement du radier.....151
6.4.1 Détermination de la hauteur.....151
6.5 Détermination de la surface du radier:.....154
6.6 Détermination des charges et des surcharges.....155
6.7 La surface minimale du radier.....157
6.8 Vérifications.....158
6.9 Ferraillage du radier.....163
6.9.1 Ferraillage de la dalle.....163
Calcul du ferraillage :.....166
6.9.2 Vérification.....167
6.9.3 Ferraillage des Nervures.....169
6.9.3.1 Diagrammes des sollicitations.....169
6.9.3.2 Résultat de calcul des poutres.....170
6.9.3.3 Vérification :.....173
6.10 Ferraillage du débord.....176

6.11 Etude du mur plaque 177
6.11.1 Introduction 177
6.11.2 Pré dimensionnement du mur plaque: 177
6.11.2.1 Méthode de calcul : 177
6.11.2.2 Détermination des sollicitations..... 178
6.11.2.3 Données de calcul 178
6.11.2.4 Calcul de sollicitations:..... 178
6.11.2.5 Charges moyennes : 179
6.11.3 Ferraillage du mur plaque : 180
6.11.4 Calcul des sections d'armature 182
6.11.5 Recommandations du RPA : 182
6.11.6 Vérification à l'ELS.....183
Conclusion…… ……184
Annexe
NOTE EXPLICATIVE DU LOGICIEL ROBOT
RESULTAT DE CALCUL DES POUTRES
RESULTAT DE CALCUL DU FERRAILLAGE DES VOILES

Liste des tableaux

Chapitre 1

TABLEAU 1. 1: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES 2

Chapitre 2

TABLEAU 2. 1: VALEURS DE LA LIMITE D'ELASTICITE GARANTIE FE 14
TABLEAU 2. 2: TERRASSE INACCESSIBLE EN CORPS CREUX 18
TABLEAU 2. 3: TERRASSE INACCESSIBLE EN DALLE PLEINE 19
TABLEAU 2. 4: TERRASSE ACCESSIBLE EN DALLE PLEINE 19
TABLEAU 2. 5: PLANCHER EN CORPS CREUX 20
TABLEAU 2. 6: PLANCHER EN DALLE PLEINE 20
TABLEAU 2. 7: MURS EXTERIEURS 21
TABLEAU 2. 8: BALCON 21
TABLEAU 2. 9: ESCALIER 21
TABLEAU 2. 10: PAILLASSE 22
TABLEAU 2. 11: FORMULES DE PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES 28
TABLEAU 2. 12: LES CHARGES PERMANENTES ET D'EXPLOITATIONS 34
TABLEAU 2. 13: L'EFFORT NU 35

Chapitre 3

TABLEAU 3. 1: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES D'UNE SECTION RECTANGULAIRE 40
TABLEAU 3. 2: VERIFICATION DU FERRAILLAGE DE L'ACROTERE A L'ELS 45
TABLEAU 3. 3: VERIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION DANS LE BETON 53
TABLEAU 3. 4: ARMATURES LONGITUDINALES ET TRANSVERSALES 64
TABLEAU 3. 5: ARMATURES LONGITUDINALES ET TRANSVERSALES 65
TABLEAU 3. 6: SOLLICITATIONS COMBINEES AU NIVEAU DE LA TERRASSE ET L'ETAGE COURANT 70
TABLEAU 3. 7: POUTRELLES A TROIS TRAVEES A L'ELU 73
TABLEAU 3. 8: POUTRELLES A TROIS TRAVEES A L'ELS 74

Chapitre 4

TABLEAU 4. 1: FACTEUR DE PENALITE 91
TABLEAU 4. 2: CENTRE DE MASSE, CENTRE DE RIGIDITE 94
TABLEAU 4. 3: PARTICIPATION MASSIQUE 95
TABLEAU 4. 4; CHARGE VERTICALE 101
TABLEAU 4. 5: DEPLACEMENT INTER-ETAGE DANS LE SENS (X-X) 103
TABLEAU 4. 6: DEPLACEMENT INTER-ETAGE DANS LE SENS (Y-Y) 104
TABLEAU 4. 7: VERIFICATION DE L'EFFET P-DELTA DANS LE SENS X-X 105
TABLEAU 4. 8: VERIFICATION DE L'EFFET P-DELTA DANS LE SENS Y-Y 105
TABLEAU 4. 9: L'EFFORT NORMAL REDUIT 106
TABLEAU 4. 10: VERIFICATION DE LA STABILITE AU RENVERSEMENT 108

Chapitre 5

TABLEAU 5. 1: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX EN SITUATION DURABLE ET ACCIDENTELLE 109
TABLEAU 5. 2: FERRAILLAGE MAXIMAL ET MINIMAL 111
TABLEAU 5. 3: SOLLICITATION DE CALCUL-POTEAUX (60*60) 112
TABLEAU 5. 4: SOLLICITATION DE CALCUL-POTEAUX POTEAUX (60*50) 112
TABLEAU 5. 5: SOLLICITATION DE CALCUL-POTEAUX-POTEAUX (50*60) 112
TABLEAU 5. 6: SOLLICITATION DE CALCUL-POTEAUX-POTEAUX (30*60) 113
TABLEAU 5. 7: ARMATURE TRANSVERSALE (ZONE COURANTE). 121
TABLEAU 5. 8: ARMATURE TRANSVERSALE (ZONE NODALE) 121
TABLEAU 5. 9: VERIFICATION DES CONTRAINTES 122
TABLEAU 5. 10: POUTRES SENS LONGITUDINAL 124
TABLEAU 5. 11: RESULTAT DE CALCUL DES POUTRES 124
TABLEAU 5. 12: CHAINAGE TRANSVERSAL 125
TABLEAU 5. 13: RESULTAT DE CALCUL DES CHAINAGES 126
TABLEAU 5. 14: VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES 128
TABLEAU 5. 15: VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES 128
TABLEAU 5. 16: INFLUENCE SUR LE BETON 129
TABLEAU 5. 17: INFLUENCE DES ARMATURES POUTRES SENS LONGITUDINAL 129
TABLEAU 5. 18: INFLUENCE DES ARMATURES POUTRES SENS TRANSVERSAL 129
TABLEAU 5. 19: VERIFICATION DES CONTRAINTES POUTRE SENS LONGITUDINAL 130
TABLEAU 5. 20: VERIFICATION DES CONTRAINTES POUTRE SENS TRANSVERSAL 130
TABLEAU 5. 21: DIMENSIONS DES VOILES 135
TABLEAU 5. 22: ETAT LIMITE DE SERVICE 136
TABLEAU 5. 23: COMBINAISON ACCIDENTELLE 137
TABLEAU 5. 24: FERRAILLAGE DU VOILE V2 138
TABLEAU 5. 25: FERRAILLAGE DU VOILE V8 139
TABLEAU 5. 26: VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT 140
TABLEAU 5. 27: DISPOSITION DES LINTEAUX 145
TABLEAU 5. 28: FERRAILLAGE DES LINTEAUX 147

Chapitre 6

TABLEAU 6. 1: VERIFICATION DES CONTRAINTES 160
TABLEAU 6. 2: VERIFICATION DE SOULEVEMENT 162
TABLEAU 6. 3: FERRAILLAGE A L'ELU 167
TABLEAU 6. 4: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS-SENS XX 168
TABLEAU 6. 5: VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS- SENS YY 168
TABLEAU 6. 6: FERRAILLAGE DES NERVURES LONGITUDINALES (SENS XX) 170
TABLEAU 6. 7: RESULTAT DE CALCUL DES POUTRES (ROBOT EXPERT 2010) 171
TABLEAU 6. 8: FERRAILLAGE DES NERVURES TRANSVERSALES (SENS YY) 171
TABLEAU 6. 9: RESULTATS DE CALCUL DES POUTRES (ROBOT EXPERT 2010) 171
TABLEAU 6. 10: RESULTATS DES CONTRAINTES SENS LONGITUDINALES (XX) 175
TABLEAU 6. 11: RESULTATS DES CONTRAINTES SENS TRANSVERSALES (YY) 175
TABLEAU 6. 12: FERRAILLAGE DU VOILE A L'ELU. 182
TABLEAU 6. 13: VERIFICATION DES CONTRAINTES ELS-SENS X-X 183
TABLEAU 6. 14: VERIFICATION DES CONTRAINTES ELS-SENS Y-Y 183

Liste des figures

Chapitre 1

FIGURE 1. 1 : DIMENSIONS EN ELEVATION 2
FIGURE 1. 2: DIMENSIONS EN PLAN 3
FIGURE 1. 3: MUR DOUBLE CLOISON (GAUCHE), MUR SIMPLE CLOISON (DROITE) 5

Chapitre 2

FIGURE 2. 1: SCHEMA DE L'ACROTERE 22
FIGURE 2. 2: PLANCHER A CORPS CREUX 24
FIGURE 2. 3: SCHEMA DU VOILE 26
FIGURE 2. 4: FORMULES DE VERIFICATION 29
FIGURE 2. 5: SCHEMA DE L'ESCALIER 30

Chapitre 3

FIGURE 3. 1: L'ACROTERE FIGURE 3. 2: SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE 37
FIGURE 3. 3: SCHEMA DE FERRAILLAGE SUR UNE SECTION RECTANGULAIRE 39
FIGURE 3. 4: SCHEMAS DU FERRAILLAGE DE L'ACROTERE 46
FIGURE 3. 5: SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER A L'ELU ET ELS 48
FIGURE 3. 6: FERRAILLAGE DE L'ESCALIER 56
FIGURE 3. 7: FERRAILLAGE DE LA POUTRE 65
FIGURE 3. 8: DISPOSITION DES ARMATURES DE LA TABLE DE COMPRESSION 67
FIGURE 3. 9: TREILLIS SOUDES 68
FIGURE 3. 10: POUTRELLES D'UNE SECTION TE 69
FIGURE 3. 11: SCHEMA STATIQUE DE CALCUL DU BALCON 83
FIGURE 3. 12: FERRAILLAGE DU BALCON 87

Chapitre 4

FIGURE 4. 1: DISPOSITION DES VOILES 90
FIGURE 4. 2: LE SPECTRE DE REPONSE DU RPA 92
FIGURE 4. 3: 1ER MODE DE VIBRATION 96
FIGURE 4. 4: 2EME MODE DE VIBRATION 97
FIGURE 4. 5: 3EME MODE DE VIBRATION 97

Chapitre 5

FIGURE 5. 1 : IDENTIFICATION DES VOILES 135
FIGURE 5. 2: FERRAILLAGE VOILE V2 141
FIGURE 5. 3: FERRAILLAGE VOILE V8 141

Chapitre 6

FIGURE 6. 1: SCHEMA DES FONDATIONS SUPERFICIELLES 149
FIGURE 6. 2: SCHEMA STATIQUE DE DIMENSION DE NERVURE ET RADIER 154
FIGURE 6. 3: COUPE VERTICALE DU RADIER AVEC LE REMBLAYAGE ET LA PLATEFORME 156
FIGURE 6. 4: COUPE HORIZONTALE DU RADIER AVEC LE REMBLAYAGE 156
FIGURE 6. 5: DIAGRAMME DES CONTRAINTES 158
FIGURE 6. 6: VUE EN PLAN DU PANNEAU DE RIVE LE PLUS SOLLICITEE 166
FIGURE 6. 7: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELU (SENS X-X) 169
FIGURE 6. 8: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELS (SENS X-X) 169
FIGURE 6. 9: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELU (SENS Y-Y) 170
FIGURE 6. 10: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELS (SENS Y-Y) 170
FIGURE 6. 11: FERRAILLAGE DES NERVURES LONGITUDINALES (SENS XX) 172
FIGURE 6. 12: FERRAILLAGE DES NERVURES TRANSVERSALES (SENS YY) 172
FIGURE 6. 13: SCHEMA STATIQUE DU DEBORD 176
FIGURE 6. 14: DIAGRAMME DES MOMENTS 176
FIGURE 6. 15: DIAGRAMMES DES CONTRAINTES A L'ELU ET L'ELS 179

Liste des symboles

A	Coefficient d'accélération de zone
Amin	Section d'armature minimale déterminée par les règlements
Amax	Section d'armature maximale
Ar	Armature de repartition
Ast	Section d'armature
b	largeur
b0	Largeur de la nervure
CP	facteur de force horizontale
Ct	Coefficient de période
D	Facteur d'amplification dynamique
d	La distance séparant la fibre la plus comprimé et les armatures inferieures
d'	La distance entre les armatures inferieures et la fibre la plus tendue.
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf)
ΔKx	correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x , dans le sens y, Δky
δkx ; δky	Déplacements horizontaux au niveau k dans le sens x et le sens y successivement
δ(ek) x **δ(ek) y**	Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion) dans le sens x et lesens y successivement
e	Epaisseur, excentricité
E	Module de Young.
Eь	Module de déformation différée
Eij	Module d'élasticité instantané
Evj	Module d'élasticité diffère
Es	Module d'élasticité de l'acier
F	Force sismique de niveau
f	Flèche
fe	Limite d'élasticité de l'acier
fbc	Contrainte de calcul
fcj	Resistance a la compression du béton a {j} jours
ftj	Resistance a la traction du béton a {j} jours
Fc28	Resistance caractéristique a la compression du béton a 28 jours d'âge
Ft28	Resistance caractéristique a la traction du béton a 28 jours d'âge
g	largeur de la marche
G	Action permanente
h	Facteur de correction d'amortissement

hk	-hauteur de l'étage « k »
h_N	- la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
hr	- L'épaisseur du radier
Ix , Iy	- Moment d'inertie
K	- Coefficient de raideur de sol
K_0	- Coefficient de poussée
L	- Longueur
L_0	- la longueur de la projection horizontale de la paillasse
Le	- Longueur élastique
M	- Moment fléchissant
Ma	- Moment en appui
Ms	- moment stabilisateur du aux charges verticales
Mt	- Moment en travée
N	- Effort normal
n	- nombre d'étage.
Nu	- L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
N_{cor}	- l'effort normal des voiles.
Pk	- poids total de la structure et des charges
Q	- Action d'exploitation
Q	- La charge en cabine
Q	- Facteur de qualité
R	- Coefficient de comportement global de la structure
St	- Espacement
T	- Effort tranchant, période
V	- Force sismique total
V_t	- forces sismiques à la base
V_{global}	- l'effort tranchant de la structure global
V_{VOIL}	- l'effort tranchant des voiles
V_k	- effort tranchant d'étage au niveau "k"
W	- Poids total de la structure
Wi	- Poids au niveau {i}
Z	- Bras de levier
α	- Position relative de la fibre neutre

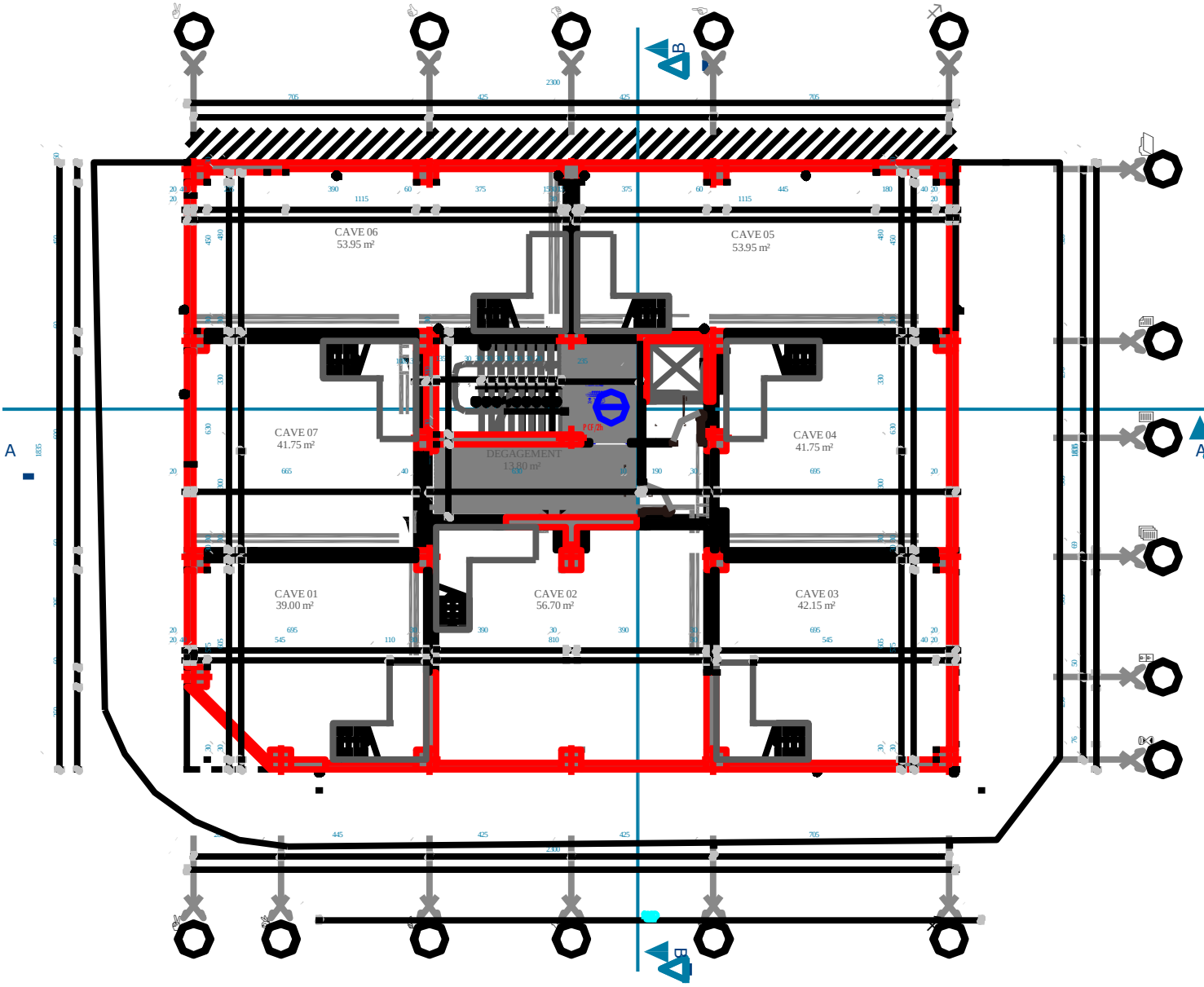
Q	- Coefficient de pondération
b	- Coefficient de sécurité de béton
d	- Poids spécifique du remblai
s	- Coefficient de sécurité d'acier
ε	- Déformation relative
ϵbc	- Déformation du béton en compression

Liste des unités

Les unités utilisées en béton arme sont celles du système international (USI) et leurs multiples

Unité	les explications
m, (cm, mm)	Longueur, dimension, portée.
cm^2	Section d'acier
m^2	Section
kN, (N, MN)	Charge ponctuelle.
kNm^{-1}, (Nm^{-1}, MNm^{-1})	Charge linéique
kNm^{-2}, (Nm^{-2}, MNm^{-2})	Charge surfacique.
kNm^{-3}, (Nm^{-3}, MNm^{-3})	Charge volumique
kN m, (N m, MN m)	Moment.
MPa, (Pa, kPa)	Contrainte

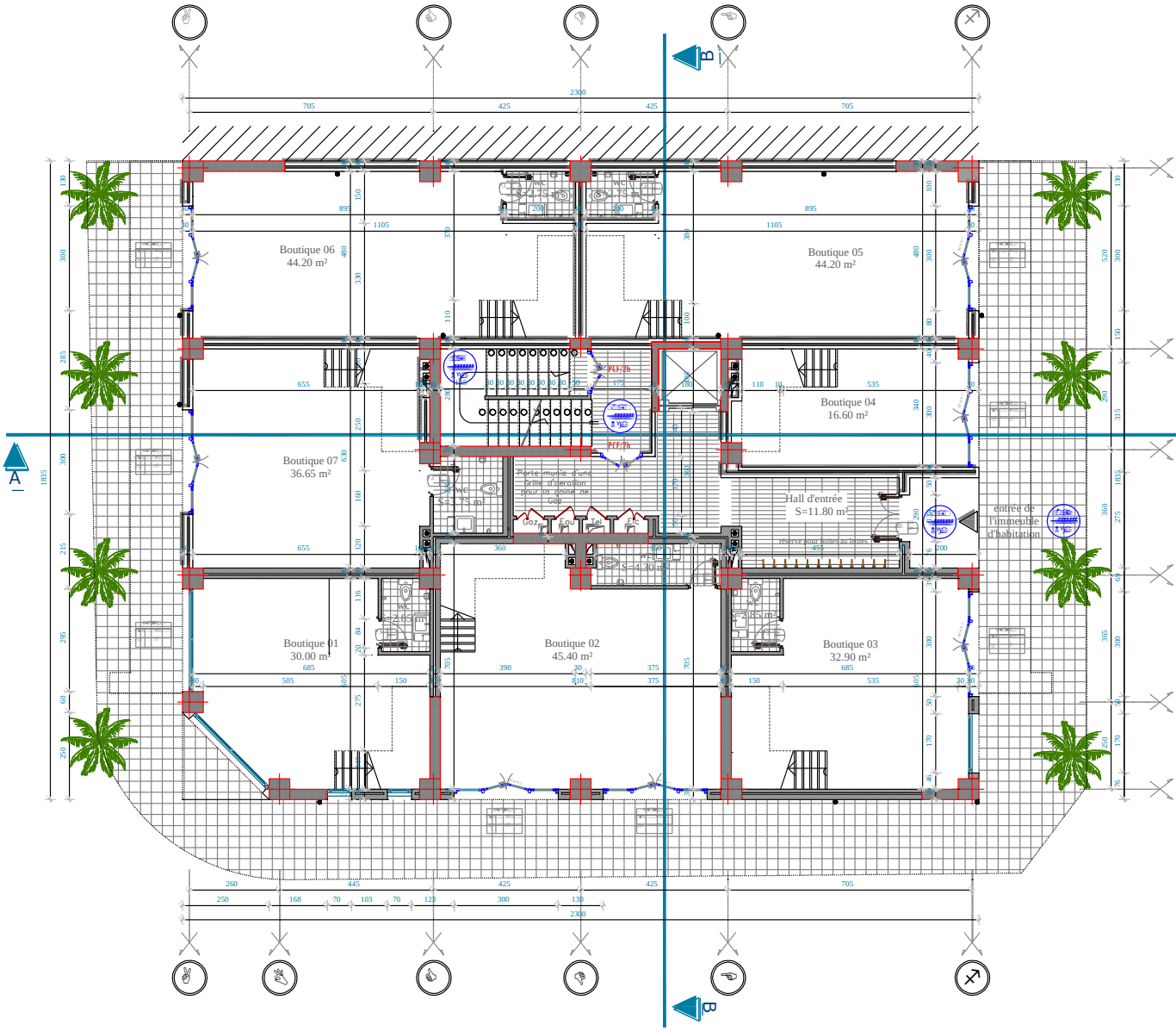
Une conversion bien utile : 1MPa = 1MNm-2 = 1Nmm-2 = 10^6 Pa.



plan sous-sol

NV° -3.06

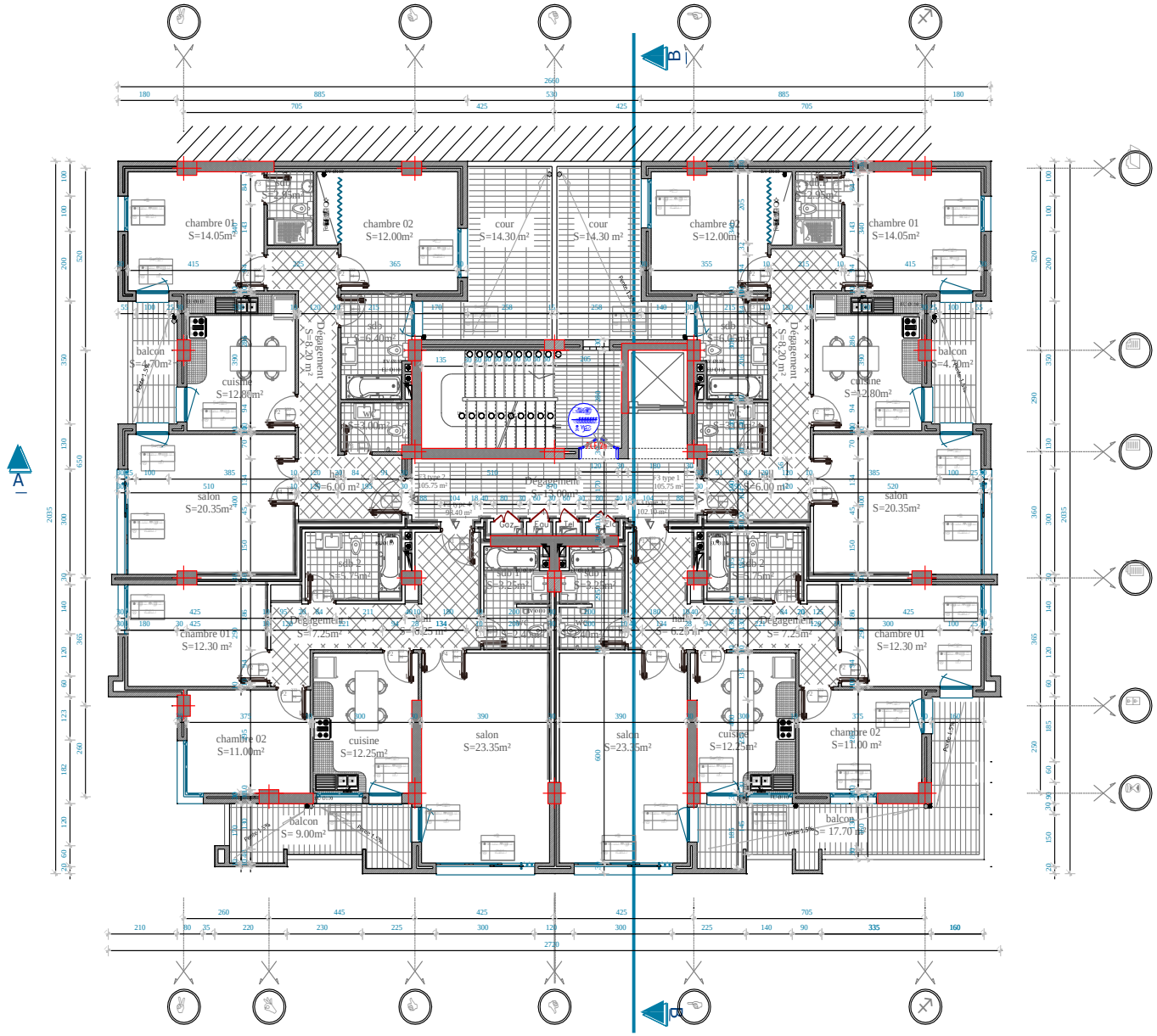
ECH: 1/50



Rez de chaussée

NV° 0.00

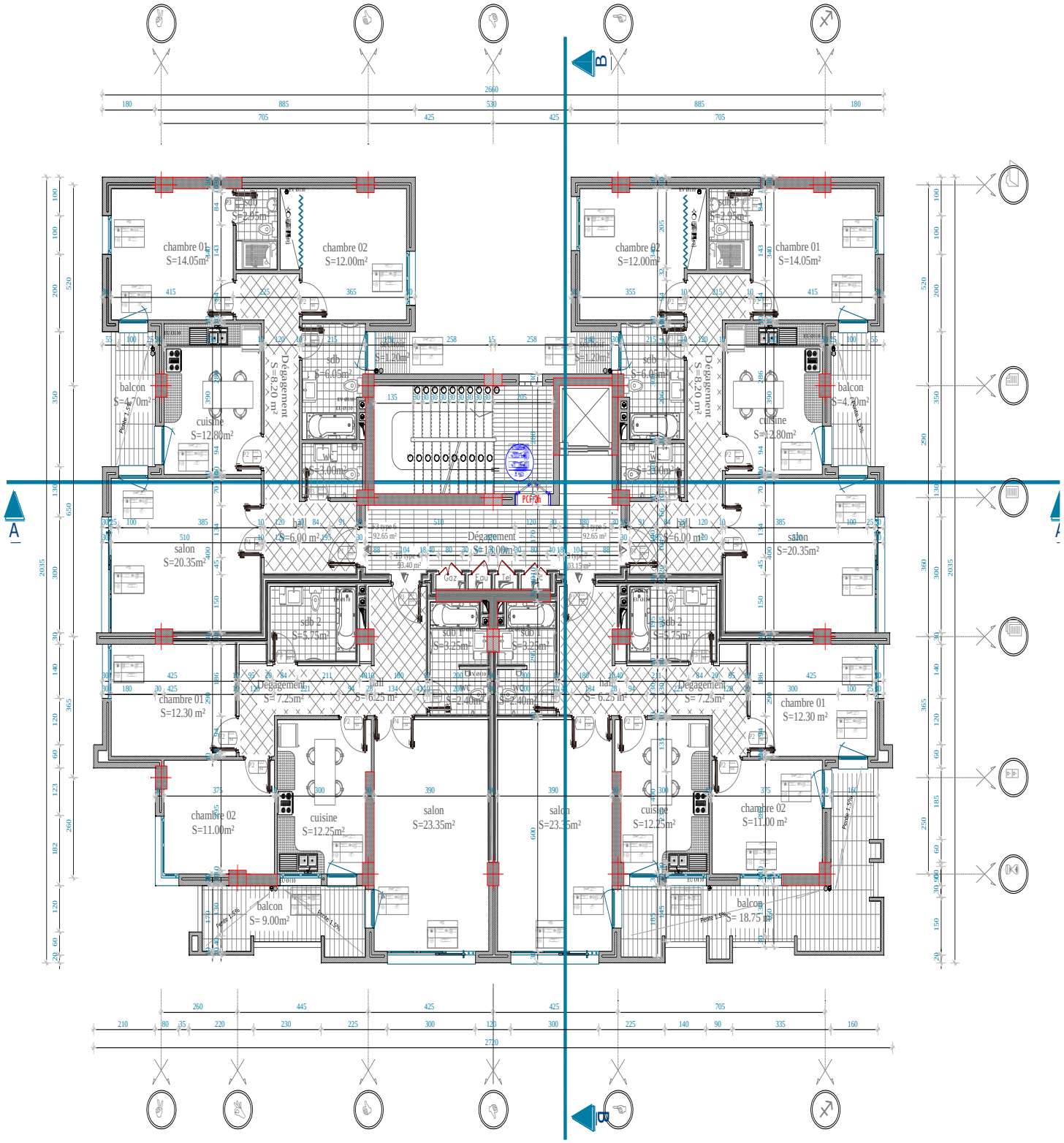
ECH: 1/50



1er étage

NV° 7.14

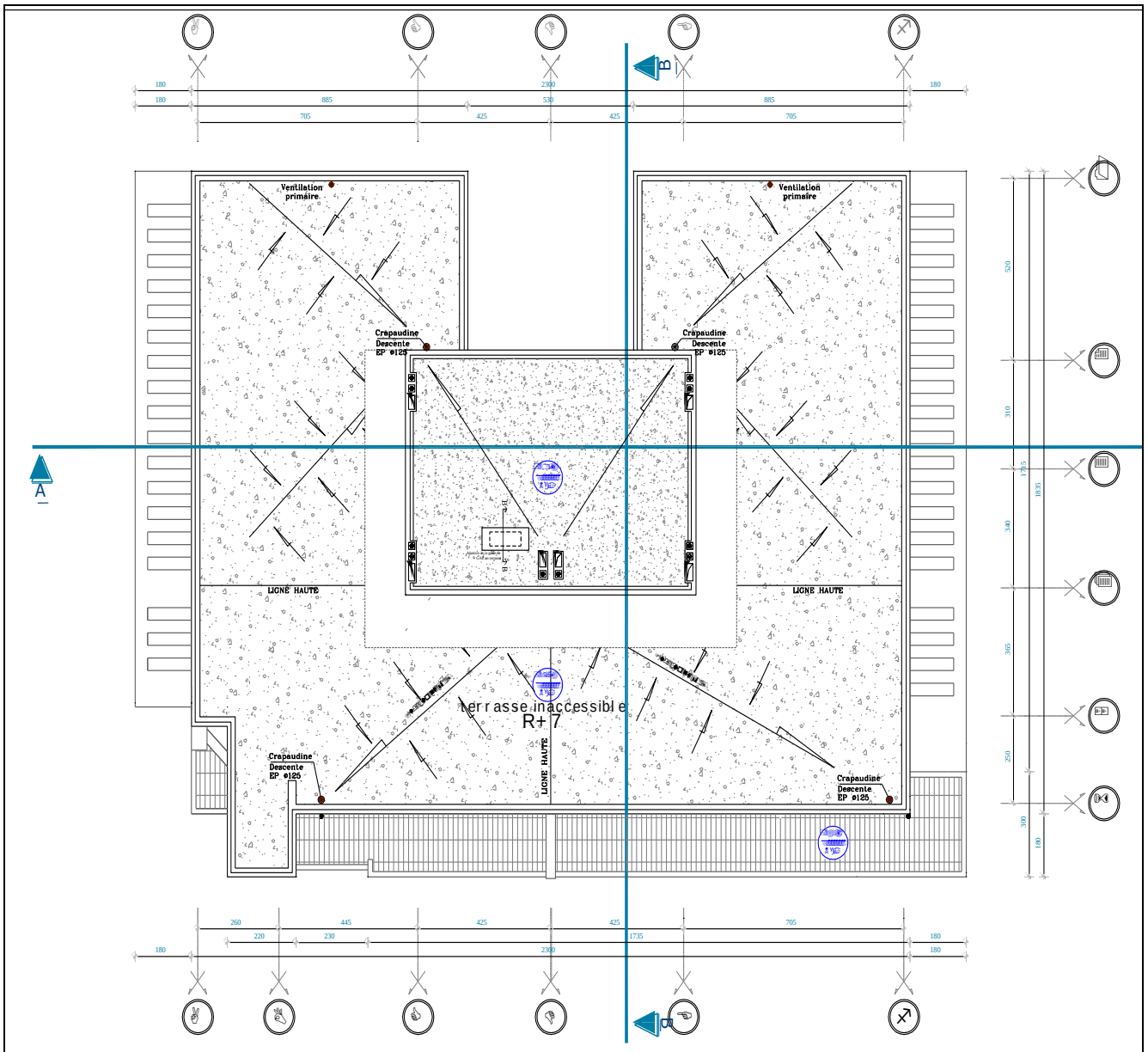
ECH: 1/50



étage courant 2,3,4

NV°+10.54, +13.94,+17.34

ECH:1/50



Plan de toiture

NV° +30.94

ECH: 1/50

INTRODUCTION GENERALE

Les constructions en zones sismiques doivent respecter les règles de conception et de calcul émis par le RPA 99 (Règles parasismiques Algériennes) actualisé en 2003. Cette actualisation a valorisé l'expérience acquise dans le domaine de la recherche du génie parasismique et de pratique riche et diversifiée.

Avant toute conception d'un ouvrage, il est nécessaire voire indispensable de connaitre l'environnement dans toutes ses dimensions, telles que les études géotechniques, études des sols, études sismique et études de l'infrastructure.

Notre projet de fin d'étude est un exercice pratique basé sur des connaissances acquises durant notre formation, il portera sur l'étude d'une structure à usage d'habitation et des locaux commerciaux avec sous-sol (RDC+7+sous-sol), c'est un portique auto stable contreventé par des voiles.

Le bâtiment est situé en zone de sismicité très élevée (zone III) dans la wilaya d'Alger, commune d'El Harrach au niveau de Boumati.

Nous avons introduit notre travail par une présentation et description de l'ouvrage étudié, une deuxième partie a été consacrée à la détermination et l'évaluation des charges et surcharges, ainsi que le pré dimensionnement des éléments structuraux (planchers, poutres, poteaux et voiles).

Dans la troisième partie, nous avons traité le calcul du ferraillage des éléments secondaires (Acrotère, escaliers, poutre palière, planchers et balcons).
Dans notre cas, la complexité de l'étude dynamique de la structure nous a conduit au traitement des données et à la modélisation par le logiciel ROBOT.

Les résultats ainsi obtenus servent au calcul du ferraillage des éléments principaux dans la cinquième partie, pour aboutir finalement dans la dernière partie au calcul des fondations et nous avons terminé notre projet par une conclusion.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

1. Présentation et description de l'ouvrage

1.1 Description de l'ouvrage

L'ouvrage en question est un bâtiment avec sous-sol (RDC+7 étages+sous-sol), ce bâtiment est composé d'un sous-sol (des caves), un rez de chaussée commercial et de 7 niveaux de logement F2, F3 et F4. Cet ouvrage est un portique auto stable contreventé par des voiles.

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'une cage d'escalier et d'un ascenseur, la cage d'ascenseur sera entièrement réalisée en voile béton armé et rentrera dans le système de contreventement du bâtiment.

1.2 Caractéristiques géométriques

La structure étudiée présente :

- **Dimensions en élévation**

Tableau 1. 1: Caractéristiques géométriques

Hauteur totale	30,94 m
Hauteur du sous-sol	3,06 m
Hauteur d'étage courant	3.40 m
Hauteur de RDC	3,74 m

FIGURE 1. 1 : Dimensions en élévation

➢ **Dimension en plan**

- La longueur totale du bâtiment est de **26,60 m.**
- Largeur totale du bâtiment est de **20,35 m.**

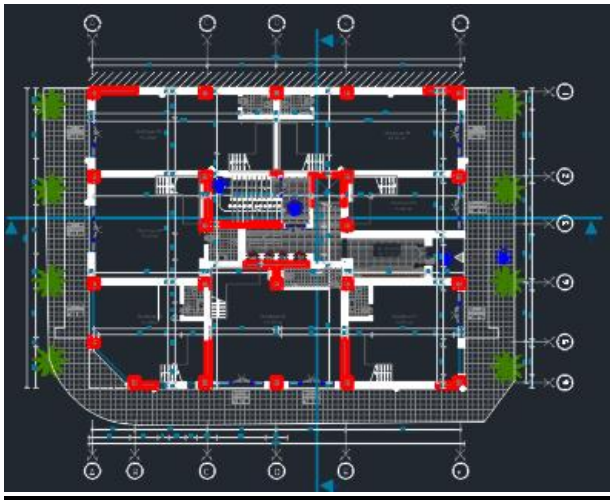


FIGURE 1. 2: Dimensions en plan

1.3 Données du site

Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger, commune d'El Harrach au niveau de Boumati, c'est une zone classée par le **RPA 99/version 2003 :**

✓ Comme zone de sismicité élevée **(zone III)** ;
✓ L'ouvrage appartient au groupe **d'usage 2** ;
✓ Le site est considéré comme un site **ferme(S2)**.

1.4 Ossature

En se référant aux **RPA 99 version 2003**, il exige que pour toute structure dépassant une hauteur de **8m** en zone **III**, le type de contreventement sera mixte (voiles-portique).

– Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales ;
– Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

1.5 Eléments de l'ouvrage

Les éléments constituant l'ouvrage se résument dans les points suivants :

1.5.1 Planchers

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions. Ils doivent être résistants aux charges verticales et horizontales et doivent assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Corps creux et une dalle de compression (25 + 5) reposant sur des poutrelles coulées sur place

- Dalle pleine (balcon, quelque panneaux)

1.5.2 Escaliers

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

- Escalier à **deux** volées et un palier intermédiaire

1.5.3 Terrasse

Terrasse inaccessible entourée par un acrotère.

1.5.4 Acrotère

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), elle a un rôle de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

1.5.5 Ascenseurs

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au $7^{ème}$ étage.

1.5.6 Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : à double cloison
  - Brique creuse de 15 cm ;
  - Brique creuse de 10 cm ;
  - Lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs :** ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur

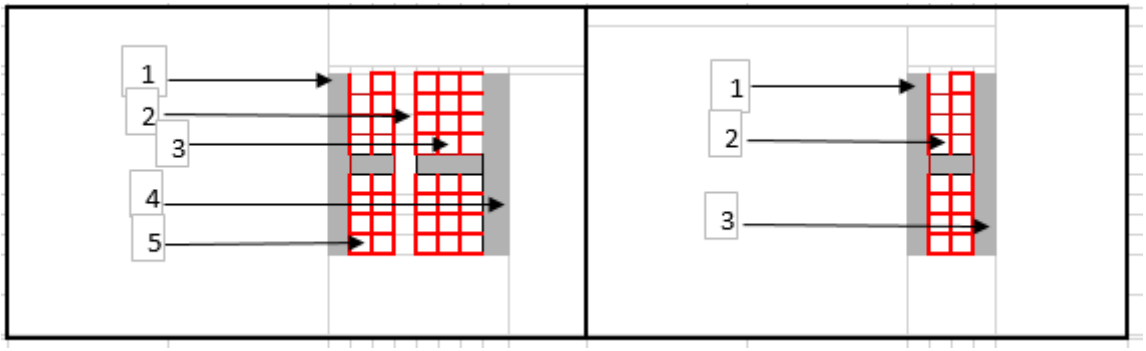


FIGURE 1. 3: Mur double cloison (gauche), mur simple cloison (droite)

Mur simple cloison
1 : Enduit en ciment, 2 : Brique creuse, 3 : Enduit en ciment

Mur double cloison
1 : Enduit en ciment, 2 : Lame d'air, 3 : Brique creuse, 4 : Enduit en ciment, 5 : Brique creuse

1.5.7 Voiles

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place, ils assurent d'une part letransfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

1.5.8 Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour chambres, couloir et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieurs.
- Céramique pour recouvrer les murs des salles d'eau

1.5.9 Isolation

1) L'isolation acoustique est assurée par

- Le vide des corps creux et la masse du plancher ;
- Le vide d'air entre les deux parois au niveau des murs extérieurs ;

2) L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

Chapitre 2

Pré dimensionnement

et

descente des charges

2. Pré dimensionnement et descente des charges

2.1 Matériaux de réalisation et méthodes de calcul

Les structures de bâtiment en béton armé sont généralement constituées de deux matériaux principaux : béton et acier dont l'association de ces deux derniers donnent une très bonne résistance. Les méthodes de calcul adoptées dans le cadre de notre étude sont basées sur les états limites : état limite ultime et état limite de service.

2.2 Présentation de la méthode de calcul aux états limites

Un état limite est celui dans lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite.

a) Etat limite ultime (ELU) :

Il Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la structure. Cet état est caractérisé lorsque il est dépassé par :

- ✓ la perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure ;
- ✓ la transformation de la structure en un mécanisme ;
- ✓ la rupture d'une ou plusieurs sections critiques ;
- ✓ l'instabilité de forme ou flambement ;
- ✓ la détérioration par effet de fatigue.

b) Etat limite de service (ELS) :

Il Correspond au bon fonctionnement de la structure et de sa durabilité. L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers) .En revanche, la sécurité (c'est-à-dire la résistance) n'est pas remise en cause. Il correspond aux phénomènes suivants :

- ✓ déformations excessives ;
- ✓ ouvertures excessives des fissures ;
- ✓ des vibrations indésirables ;
- ✓ Compression excessive du béton.

2.3 Présentation des matériaux utilisés

2.3.1 Le béton

a) Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau dans des proportions convenables, cela formera une pâte agissant comme une colle, durcit et forme une masse, qui du fait de la réaction chimique du ciment et de l'eau, prend la consistance de la roche, pour former ce qu'on appelle le béton

Par contre, le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers afin d'équilibrer les efforts de traction ou renforcer le béton pour mieux résister aux efforts de compression lorsque ce dernier ne peut pas à lui seul remplir cette tâche.

Tout ingrédient autre que le ciment, eau et granulat que l'on ajoute au mélange immédiatement avant ou pendant le malaxage est appelé adjuvant classé selon son rôle dans le mélange.

La composition approximative pour $1m^3$ de béton courant :

350 kg/m3 de ciment de classe CPA325.

400 litres de sable de diamètre < 5 mm

800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.

175 litres d'eau de gâchage.

b) Résistance du béton

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j" jours d'âge.

c) Résistance à la compression

Dans le cas courant, le béton est caractérisé de point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée fc28. Elle est obtenue suite à des essais d'écrasement d'éprouvettes cylindriques, pour notre projet on prend : f_{c28}=25MPa

La résistance à la compression à « j » jours est donnée par :

$$\begin{cases} F_{c\,j} = \dfrac{j}{4{,}76+0{,}83j}\, f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \le 40 \text{ MPA} \\ & \text{Pour } j < 28 \text{ jours} \\ F_{c\,j} = \dfrac{j}{1{,}4+0{,}95j}\, f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \ge 40 \text{ MPA} \end{cases}$$

d) Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est définie par la relation

$$F_{tj}=0{,}6+0{,}06f_{cj} \qquad \text{pour } f_{c28} \le 60\text{MPa}$$

Dans notre projet f_{t28} = 2,1MPa

e) Module de déformation longitudinale « E »

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

f) Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures (à courte durée), le module de déformation instantané **Eij** du béton âgé de **«j »** jours est égal à :

$$E_{ij} = 11000.\sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{i28} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{i28} = 32164{,}20\text{MPa}$$

$F_{c\,j}$ (exprimé en MPA)

g) Module de déformation différé

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures (à longue durée); ce module est défini par :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{v28} = 3700.\sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{v28} = 10818{,}87\text{MPa}$$

$F_{c\,j}$ (exprimé en MPA)

h) coefficients de poisson υ

En compression comme en traction, la déformation longitudinale est aussi accompagnée d'une déformation transversale. Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale

D'après l'article **A2.1.3** du **C.B.A93** on a :

- **v = 0** pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états–limites ultimes (béton fissuré).
- **v = 0,2** pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

i) Retrait

Le retrait est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

- le retrait avant prise est causé par l'évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton, des fissures peuvent s'ensuivre car le béton se trouve étiré dans sa masse.

Après la prise, il se produit :

- un retrait thermique dû au retour du béton à température ambiante après dissipation de la chaleur de prise du ciment. On constate une légère diminution de longueur ;

- un retrait hydraulique est dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment. Le retrait croit avec la finesse du ciment et le dosage.

j) Fluage

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation sous charge constante dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ζi à la mise en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

k) Contraintes limites de compression

- **A l'ELU :** le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole – rectangle » ; il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2$ ‰ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

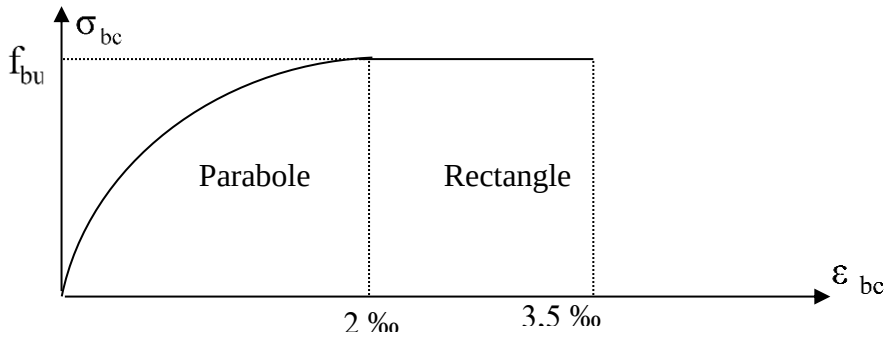


Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

$$F_{bu} = \frac{0{,}85.f_{c\,28}}{\theta.\gamma_b}$$

Le coefficient γ_b vaut :

γb =
- **1, 5** Cas de situations durables ou transitoires (SDT)
- **1,15** Cas de situations accidentelles (SA)

Le coefficient θ est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'actions, il vaut :

- **1** pour une durée > 24 heures
- **0,9** pour une durée entre 1 et 24 heures.
- **0,85** pour une durée < 1 heure.

D'où : $f_{b\,u}$ =14,2 MPA en SDT.

$f_{b\,u}$= 18,5 MPA en SA.

D'après le "RPA», dans le cas accidentelle :

$f_{bu} = 0{,}85.f_{c\,28} / \gamma_b \Rightarrow f_{bu}$=18,5MPa

➢ **A l'ELS :** dans ce cas le diagramme contrainte – déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0{,}6\ f_{c28}$$

Pour : **fc28 = 25 MPA** on trouve **σbc = 15 MPA.**

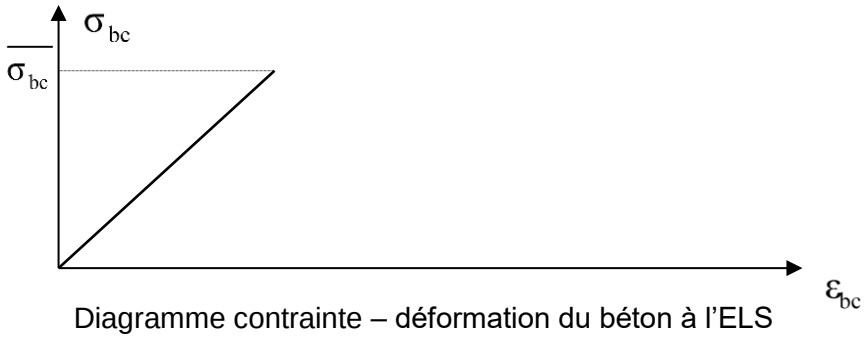


Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

I) Contraintes limites de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites (α = 90°) est donnée par les expressions suivantes :

1- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3{,}33MPa$$

2- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15.\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4MPa\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2{,}5MPa$$

2.3.2 L'acier

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

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

En ***structure***, les barres d'acier mises en œuvre sont associées au béton pour servir à reprendre les efforts de traction et les éventuels efforts de compression dans les éléments effectifs ou entièrement tendus. Elles sont dites à haute adhérence, car leur surface rugueuse permet un lien fort avec le béton, et les contraintes peuvent se transmettre entre les deux composants. Les armatures du béton permettent une grande économie de béton mais nécessitent des précautions particulières de mise en œuvre.

Il est ainsi indispensable que l'acier soit correctement enrobé de béton et ne soit pas au contact avec le milieu extérieur. Si l'acier vient à rouiller, au contact de l'air humide ou de l'eau, sa section utile (la section d'acier non rouillé) diminue et la résistance de la structure est réduite. Au contraire la rouille, en gonflant, peut faire éclater le béton et conduire à la ruine de la pièce. Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : E_s = 200 000 MPA.

a) Caractéristiques mécaniques

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont données par le tableau [2.1] suivant :

Tableau 2. 1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie fe

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Barre HA Type 1	F_e TE 40 F_e TE 50	400 500	Emploi courant
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40 F_e TE	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 ϕ > 6 mm TL 52 ϕ ≤ 6 mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance F_eE40 type 1.

$$f_e = 400MPa$$

b) Contrainte limite

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure suivante

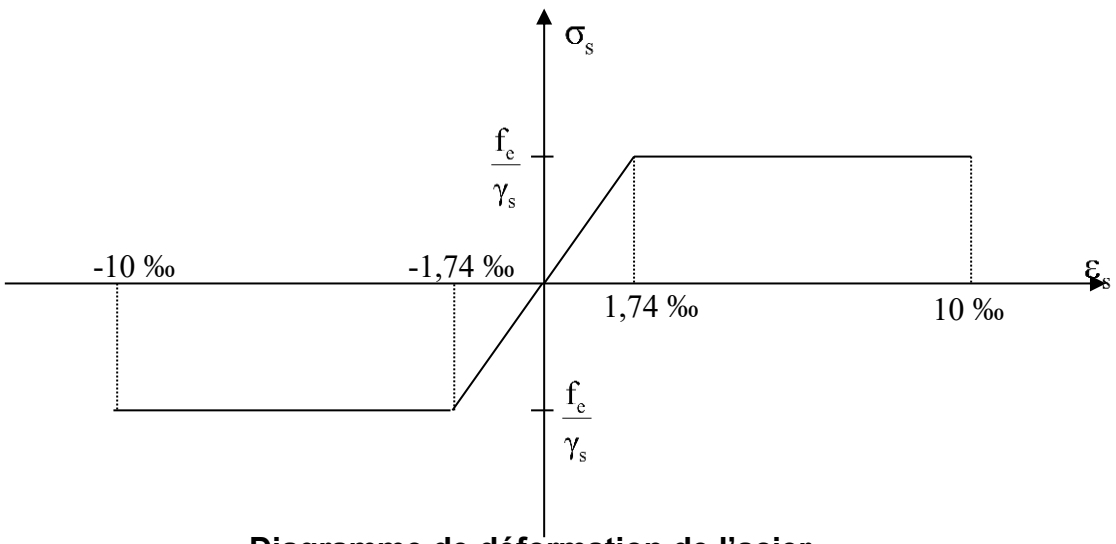


Diagramme de déformation de l'acier

Où :

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec E_s= 200 000 MPa.

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

1) ELU :

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s}; pour: \varepsilon_s > 1{,}74‰. \\ E_s.\varepsilon_s; pour: \varepsilon_s \leq 1{,}74‰. \end{cases} avec: \begin{cases} \gamma_s = 1{,}15; en: SDT \Rightarrow \sigma_s = 348MPa \\ \gamma_s = 1; en: SA \Rightarrow \sigma_s = 400MPa \end{cases}$$

2) ELS :

Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

$$\overline{\sigma_s} = \begin{cases} \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{t28}}\right); en\ fisuration\ \ préjudicia\ ble\ . \\ \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta . f_{t28}}\right); en\ fisuration\ \ trés\ préjucicia\ ble\ . \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration avec :

$$\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les aciers "RL"}. \\ \eta = 1{,}6 \text{ pour les aciers "HA"}. \end{cases}$$

D'où :

$$\overline{\sigma_s} = \begin{cases} 201{,}63MPa \text{ en F.P}. \\ 164{,}97MPa \text{ en F.T.P}. \end{cases}$$

3) Allongement de rupture :

ε_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

4) Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes–déformations, il sera pris égale à : Es = $2{,}1.10^5$ [MPa].

5) Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n» est donnée par la formule suivante :

$$n = Es/Eb$$

n : Coefficient d'équivalence.

Es : Module de déformation de l'acier

Eb : Module de déformation du béton

Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempérieset d'agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage (**c**) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

-c ≥ 5cm: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salinsainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives ;

-c ≥ 3cm: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;

-c ≥ 1cm : Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

2.4 Hypothèses de calcul

a) <u>ELS</u>

- Les sections droites restent planes après déformation ;

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance à la traction du béton est négligeable ;
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte ;
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique ;
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

b) ELU

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance à la traction du béton est négligeable ;
- Les déformations des sections sont limitées à :

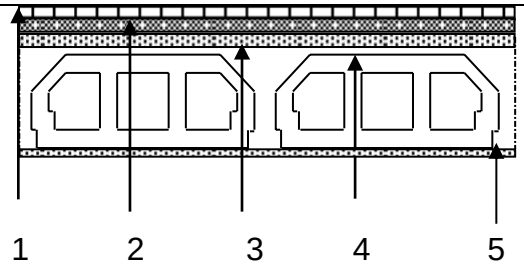
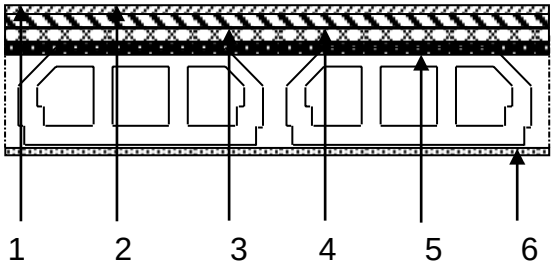
$\varepsilon_{bc} = 3{,}5$ ‰ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2$ ‰ en compression simple.

- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10$ ‰ ;
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées ;
- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

2.5 Pré dimensionnement et descente des charges

2.5.1 Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à les déterminer les charges et surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

PLANCHER ETAGE	PLANCHER TERRASSE
	

2.5.1.1 Plancher terrasse

Nous avons deux types de planchers : plancher en corps creux et plancher en dalle pleine.

Tableau 2. 2: Terrasse inaccessible en corps creux

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfacique (KN/ m^2)
1-Gravillon de protection	0.05	18	0.90
2-Etanchéité multi couche	-	6	0.10
3-Isolation thermique	0.04	4	0.16
4-Forme de pente	0.10	22	2.20
5-Dalle à corps creux	0.16+0.04	-	2.80
6-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20

G =	6.36	(KN/m²)
Q =	1	(KN/m²)

- Charges permanentes **GTOTAL=6,36KN/ m²**
- Charges d'exploitation **Q_t=1KN/ m²**

Tableau 2. 3: Terrasse inaccessible en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques(KN /m^3)	Poids surfacique (KN/ m^2)
1-Gravillon de protection	0.05	18	0.90
2-Etanchéité multi couche	-	6	0.10
3-Isolation thermique	0.04	4	0.16
4-Forme de pente	0.10	22	2.20
5-Dalle pleine	0.15	-	3.75
6-Enduit de plâtre	0.02	10	0.20

G =	7.31	(KN/m²)
Q =	1	(KN/m²)

- Charges permanentes **G_{TOTAL}=7, 31KN/ m²**
- Charges d'exploitation Qt=1KN/ m²

Tableau 2. 4: Terrasse accessible en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfacique (KN/ m^2)
1-Carrelage	0.02	20	0.4
2-Etanchéité	-	6	0.10
3-Lit de sable	0.03	18	0.54
4-Mortier de pose	0.02	20	0.40
5-Dalle pleine en BA	0.15	25	3.75
6-Enduit de ciment	2	18	0.36

G =	5.55	(KN/m²)
Q =	1.5	(KN/m²)

2.5.1.2 Plancher de l'étage courant

Tableau 2. 5: Plancher en corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfacique (KN/ m^2)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- lit de sable	0.03	18	0.54
4- Dalle corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5- Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6- Cloisons	-	-	1.00

	5.34	(KN/m²)
Q =	1.5	(KN/m²)

Tableau 2. 6: Plancher en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfacique (KN/ m^2)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- lit de sable	0.03	18	0.54
4- Dalle plein	0.20	25	5
5- Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6- Cloisons	0,1	-	0,9

G =	7,44	(KN/m²)
Q =	1.5	(KN/m²)

2.5.1.3 Murs extérieurs

Tableau 2. 7: Murs extérieurs

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1- Enduit de ciment	0,02	18	**0,36**
2-Brique creuse	0,15	135	**1,35**
3-Lame d'air	0,05	-	**-**
4-Brique creuse	0,10	90	**0,90**
5-Enduit en ciment	0,02	18	**0,36**
TOTAL			**2,97**

2.5.1.4 Balcon

Tableau 2. 8: Balcon

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Lit de sable	0,03	17	0,51
4-Dalle en béton armé	0,16	25	4
5-Enduit de ciment	0,02	18	0,36
		G_{TOTAL}=5,71kN/m²	

- Charges permanentes **G_{TOTAL}=5,71kN/m²**
- Charges d'exploitation Q=**3,50kN/m2**

2.5.1.5 Escalier

Tableau 2. 9: Escalier

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	22	0,44
2	**Mortier de pose**	0,02	20	0,40
3	**Lit de sable**	0,03	17	0,51
4	**Dalle en béton armé**	0,15	25	3 ,75
5	**Enduit de ciment**	0,02	18	0,36
			G_{TOTAL}=5,46kN/m²	

➢ **Palier de repos**

Charges permanentes $G_{Palier\ de\ repos}$ **= 5,46kN/m²**

Tableau 2. 10: Paillasse

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Lit de sable	0,03	17	0,51
4-Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5-Enduit de ciment	0,02	18	0,36
6-Marche	0,17	22	1,87
		G_{TOTAL}=8,307kN/m²	

- Charges permanentes $G_{paillasse}$**=8,307kN/m²**
- Charges d'exploitation Q=2,50kN/m2

2.5.1.6 Acrotère

On calcule la charge de l'acrotère par 1 mètre linéaire G=ρ*s*1 tel que :

ρ : masse volumique du béton=25kN/m³

S : surface de l'acrotère (s=0.0806m²)

G=2500*0.0806*1=201,5Kg/m≈2kN/m

- Charges permanentes **G=2kN/m²**
- Charges d'exploitation **Q=1kN/m²**

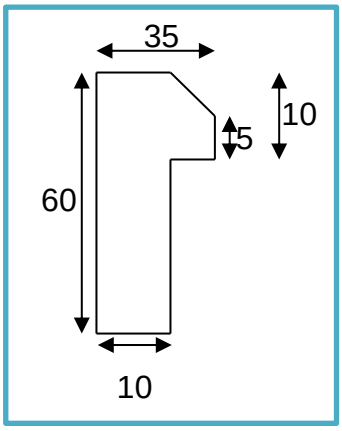


FIGURE 2. 1: Schéma de l'acrotère

➢ **Dégression des charges**

D'après la loi de la dégression des charges **DTRBC2.25 :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment, Q_1, Q2, Q3,....., Qn, les charges respectives des planchers 1, 2, 3,…, n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Les valeurs des charges d'exploitation à prendre en compte, au-dessous de chacun des niveaux du bâtiment sont les suivants :

Q_0	Sous terrasse
$Q_0 + Q_1$	Sous dernier étage n = 1
$Q_0 + 0{,}95 * (Q_1 + Q_2)$	étage n = 2
$Q_0 + 0{,}90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	étage n = 3
$Q_0 + 0{,}85 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	étage n = 4
$Q_0 + 3+n /2n (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_n)$	étage n ≥ 5

2.6 Pré dimensionnement des éléments

2.6.1 Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but « **le pré calcul** » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon les règlements techniques Algérien CBA93 et le RPA99/ver.2003 et dont le but est de faire une étude technico-économique.

Dans ce chapitre, nous effectuons le pré dimensionnement de chaque type d'élément. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase de calcul.

2.6.2 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers permettent de séparer les différents étages d'une construction, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles ont une épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, se sont donc des éléments minces reposant sur 2, 3 ou 4 appuis. Leurs fonctions essentielles sont :

- L'isolation acoustique et thermique entre étage ;
- Le cheminement des charges aux éléments porteurs ;
- Assurer la compatibilité des déplacements.

Dans notre structure, nous distinguons deux types de planchers :

a. plancher à corps creux

En plus des conditions de coupe et d'isolation phonique, l'épaisseur du plancher à corps creux se détermine comme suit : d'après le **BAEL 91**.

$$e \geq \frac{\min\left(l_x \max, l_y \max\right)}{22,5} \Rightarrow e \geq \frac{650}{22,5} \Rightarrow e \geq 28,88\text{cm}$$

Donc on adopte pour notre plancher : **e = 25+ 5**

25 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

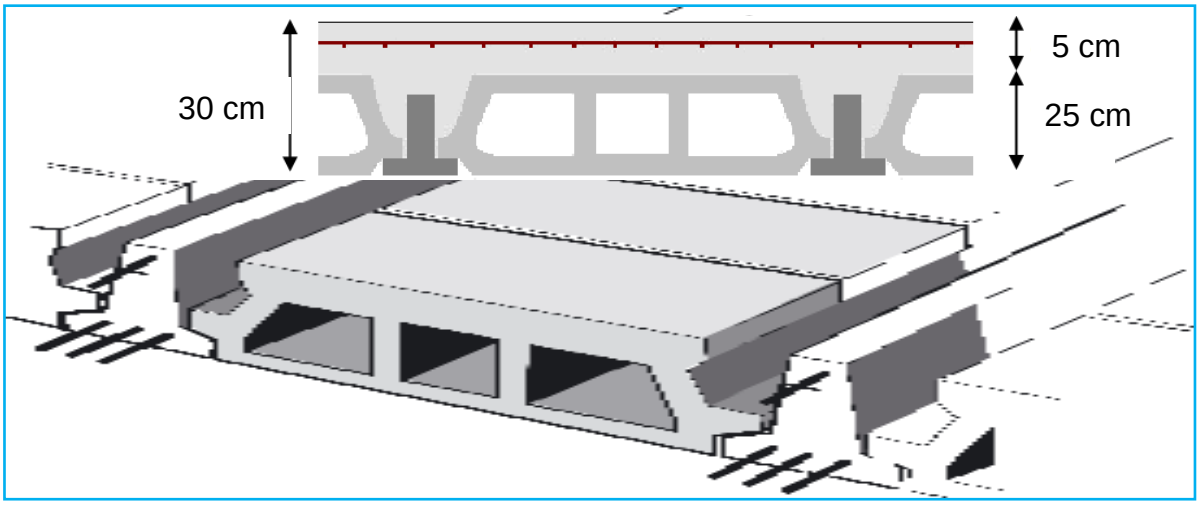
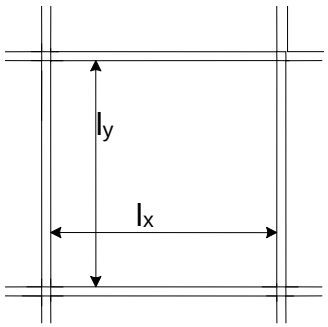


FIGURE 2. 2: Plancher à corps creux

b. Dalle pleine :

Les planchers à dalle pleine sont utilisés dans les cas :

- Des surcharges d'exploitations importantes (Q ≥ 2,5 kN/m²) ;
- Des grandes portées donnant une grande hauteur de corps creux et un ferraillage important aux poutrelles ;
- Des formes irrégulières.
- Dans notre cas, on a adopté les dalles pleine pour les parties irrégulières de la structure pour facilite la réalisation.



Le BAEL préconise les conditions suivantes :

$l_x \leq l_y$ par convention

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} \left(\text{BAEL 91 art 13.1.1} \right)$$

L_x = 5,2 m

L_y = 7,05 m

α=0,73 Dalle portante dans les deux sens (α > 0,4)

$h_0 \geq 17,33$ cm on prend $h_0 = 20$ cm

2.6.3 Les balcons

En général, le balcon est considéré comme une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionné par :

- e ≥ L/10 avec L = 1,5
- e ≥ 10 cm

On prend : e = **15 cm**

2.6.4 Les Voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, satisfaisant la condition L ≥ 4 a, avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Ils sont conçus de façon à reprendre une partie des charges et surcharges verticales, et assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré-dimensionnement, nous avons pris en compte les recommandations des **RPA99 version 2003**.

L'épaisseur minimale est de **15cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

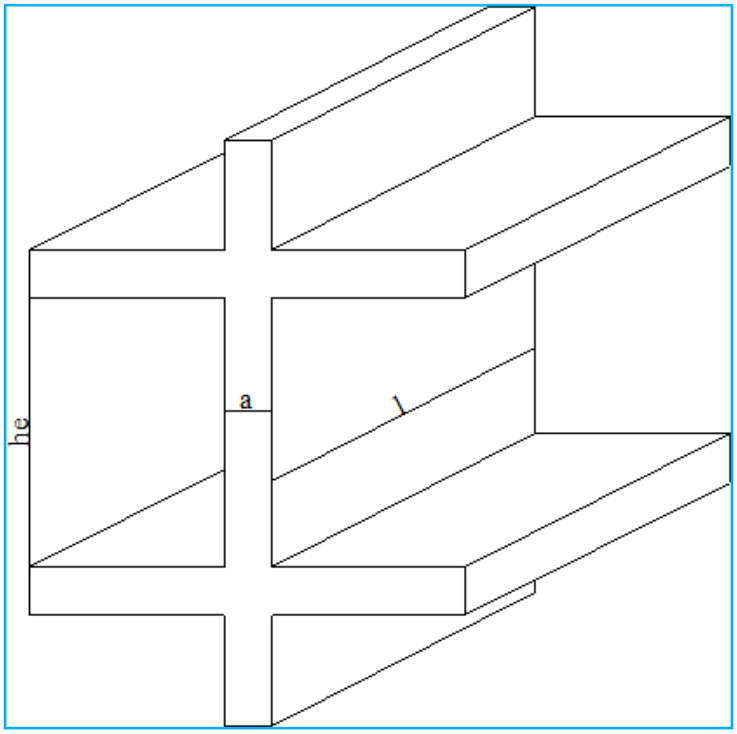


FIGURE 2. 3: Schéma du voile

Dans notre cas :

$a_{min} \geq$ max 15cm ; $h_e / 20$ (**art:7.7.1) [2]**

Avec:

h_e : Hauteur d'étage.

a_{min}: Epaisseur de voile

- **Pour RDC**

he = 3,74 m

amin ≥ max 15cm ; 18,7 cm => a min ≥ 20 cm

2.6.5 Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, qui ont pour rôle la transmission des efforts revenant des planchers aux poteaux. Leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91 (modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par les **(RPA99).**

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

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

- La longueur b de la poutre doit être : 0,3h < b < 0,7h

Avec :

L: Portée de la poutre de la plus grande travée

h : Hauteur de la poutre.

b : Largueur de la poutre.

Selon le R.P.A 99 (version2003) pour la zone III.

- ✓ La hauteur h de la poutre doit être : h ≥ 30 cm
- ✓ La largeur b de la poutre doit être : b ≥ 20 cm
- ✓ Le rapport hauteur largueur doit être : h/b ≤ 4

– Condition de la flèche : fmax ≤ fadm

Avec :

fadm = 0.5+ L (cm) / 1000 si L ≥ 5m

fadm = L (cm) / 500 si L ≤ 5m

– Condition de rigidité (g / Lmax ≥1/16)

Tableau 2. 11: Formules de pré dimensionnement des poutres

	Formules de pré dimensionnement des poutres				
	BAEL 91		RPA 2003		
	Hauteur (h)	Largeur (b)	Hauteur (h)	Largeur (b)	h/b
	$L/15 \le h \le L/10$	$0{,}3h \le b \le 0{,}7h$	$h \ge 30cm$	$b \ge 20cm$	≤ 4
Poutre principale	60 cm	40 cm	Vérifiée	Vérifiée	**Vérifiée**
Poutre secondaire	60 cm	30cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

La vérification selon le RPA99/ver 2003 :

- ✓ h=60 > 30…CV
- ✓ b=40 > 20… CV
- ✓ h/b=1.5 <4 CV

La vérification de rigidité :

- ✓ h/L= 60/705 = 0.085
- ✓ 1/16 = 0.062

Donc : h/L >1 / 1 6 CV

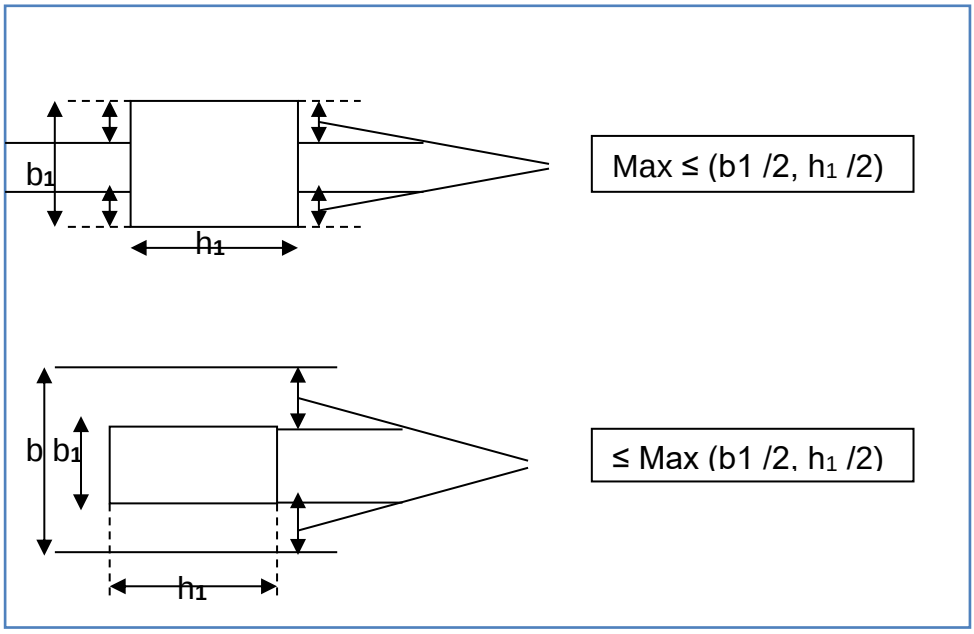


FIGURE 2. 4: Formules de vérification

2.6.6 Les escaliers

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage : Habitation, salle de classe, salle de spectacle, etc

L'escalier est de type droit à 2 volées superposées sur un palier de repos

a) Condition d'accès facile d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant.

Pratiquement : Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marches (h), nous utilisons généralement la formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 64$

Avec :

- ✓ La largeur (g) se situe entre $22cm \leq g \leq 33$ cm ;
- ✓ H : hauteur de la volée ;
- ✓ h : hauteur de la contre marche varie entre 14 à 20 cm ;
- ✓ La longueur de la ligne de foulée sera : $l = g\ (n-1)$;
- ✓ Le nombre de contre marches $n = he/h$;
- ✓ he : la hauteur d'étage.

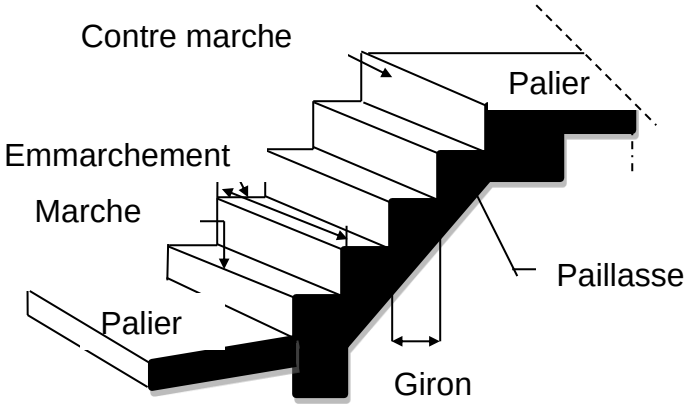


FIGURE 2. 5: Schéma de l'escalier

b- condition de dégagement rapide des escaliers : L'emmarchement est de 1 à 1.5m pour les pavillons et 1.54 à 1.70m pour les collectifs.

c- condition de sécurité : rendant le garde-corps indispensable et prévoyant une largeur minimale de collet = 10cm.

d- condition d'éclairage : cet impératif s'estompe si l'immeuble est desservi par des ascenseurs.

$$n = he/h = 340/17 = 20$$

On prend h=17cm d'après la formule de blondel ce qui nous donne deux volées symétriques de :

10 contre marches par conséquent et 8 marches par volée.

Calcul de giron

$2h+g = 64 \Rightarrow g = 64-2h = 64-(2*17) = 30cm$ g=30cm

L'emmarchement :

On adopte un giron de : **30cm**

⇒ Langueur de L'emmarchement : $L = \frac{280-25}{2} = 127{,}5cm$

Calcul de l'épaisseur de la paillasse

$$tg\ \alpha = \frac{H}{L} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52°$$

sin α = H/LAB ⇒ LAB=H/sin α donc LAB= 2.85m

Epaisseur de palier d'escalier :

L/30 ≤e≤ L/20 ⇒ 9.5cm ≤ e ≤ 14.25 cm, on prend : **e = 15cm**.

2.6.7 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre et reprendre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

a) Principe

- Les poteaux sont près-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux centraux les plus sollicités de la structure. A savoir pour plancher corps creux et pour le plancher dalle pleine.
- On utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b) Étapes de pré dimensionnement (calcul)

- ❖ Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- ❖ Choix du poteau le plus sollicité ;
- ❖ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- ❖ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions duRPA99 version 2003. **[Art 7.4.1]**

c) Dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. Pour dimensionner les poteaux, nous utilisons un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime :
(Nu=1,35G+1,5Q),

Cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. **[Art B.8.1.1].** Donc dans notre cas cette charge devient :(Nu maj=1.1Nu).

Le calcul de la section du béton sera réalisé en compression centrée, les règles **BAEL91** dans son article **(art 5.3.2),** préconisent de prendre la section réduite.

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,0085 \times f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : B_r : est la section réduite du poteau B_r= (a-0.03) (b-0.03)

N_U : l'effort normal de calcul à l'ELU

γ_b = 1.5 (situation durable et transitoire SDT)

f_e : la limite d'élasticité de l'acier utilisé 400Mpa (γ_s = 1.15)

$$B = \begin{cases} 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \text{ a le plus petit coté}$$

Comme le calcul s'effectue en compression centrée, nous fixons l'élancement forfaitairement à :

- λ = 35 (pour que toutes les armatures participent à la résistance).
- B_r= (a-0.03) (b-0.03)

La section B_r obtenue d'après le "BAEL" doit être vérifiée avec les dimensions minimales des poteaux imposées par le "RPA" qui sont les suivantes :

$$\begin{cases} \text{Min (a, b)} \geq 30\text{cm} & \text{en zone III} \\ \text{Min (a, b)} > h_e/20 & , h_e : \text{hauteur libre d'étage} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

d) Détermination des charges et surcharges agissant sur le poteau

➢ **Le choix du poteau le plus sollicité :**

La surface revenant au poteau est **S=18,77m²**

La surface majorée est Sm=S x1.1= **20,647m²**

➢ **Les charges permanentes**

1. Poids propre des poutres

- Pp=b*h*L*ρ_{beton}= 0.4*0.6*25*6,15 =36,9 KN
- Ps=b*h*L*ρ_{beton}= 0.4*0.5*25*4,25 =21,25 KN

2. Poids propre des poteaux

He : La hauteur du poteau

He =H totale – h poutre

- Le RDC :

  P poteau = a*b*He*ρ_{beton}= 0.6*0.4*25*3,14 =18,84 KN

- Les étages (1er à 7eme) :

  P poteau = a*b*He*ρ_{beton}= 0.6*0.4*25*2,8 =16,8 KN

3. Poids propre des planchers

- Terrasse :

  Pp ter =6.36*18,77=119,37 KN

- Etage courant

  Pp ec =5,34*18,77 =100,23 KN

➢ **Les charges d'exploitations**

- Terrasse Qt=1*St =1*18,77=18,77 KN
- Etage courant Qec=1.5*St=1.5*18,77=28,155 KN

Tableau 2. 12: Les charges permanentes et d'exploitations

	Terrasse	Etage courant
Gt (KN)	194,32	175,18
Qt (KN)	18,77	28,155

➢ **Calcul de l'effort Nu :**

Tableau 2. 13: L'effort Nu

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Gcum (KN)	Qcum (KN	Nu (KN)	Nu maj(KN)
Terrasse	194,32	18,77	194,32	18,77	290,487	319,5357
Niv 7	175,18	28,155	369,5	46,925	569,2125	626,1337
Niv 6	175,18	28,155	544,68	75,08	847,938	932,7318
Niv 5	175,18	28,155	719,86	103,235	1126,6635	1239,3298
Niv 4	175,18	28,155	895,04	131,39	1405,389	1545,9279
Niv 3	175,18	28,155	1070,22	159,545	1684,1145	1852,5259
Niv 2	175,18	28,155	1245,4	187,7	1962,84	2159,124
Niv 1	175,18	28,155	1420,58	215,855	2241,5655	2465,7220
RDC	177,47	28,155	1598,05	244,01	2523,3825	2775,7207

Conclusion

D'après tous les calculs et les vérifications faites selon les règlements, le pré dimensionnement des éléments résistants est :

- ✓ Le plancher : (25+5) cm
- ✓ Dalle pleine : 15cm
- ✓ Les poutres principales : (60x40) cm (Le sens est parallèle au sens de l'axe X-X)
- ✓ Les poutres secondaires : (60x30) cm pour tous les étages (Le sens est parallèle a le sensde l'axe Y-Y)
- ✓ Les poteaux : (60x40)
- ✓ L'épaisseur du voile : 20 cm.

Remarque

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase de calcul.

Chapitre 3

Calcul et ferraillage des éléments secondaires

3. Calcul et ferraillage des éléments secondaires

3.1 Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Ainsi, l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendants de la géométrie interne de la structure.

Dans le présent chapitre, nous allons aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- La poutre palière ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et dalle de compression) ;
- Les balcons (dalles pleines).

3.2 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et de la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente

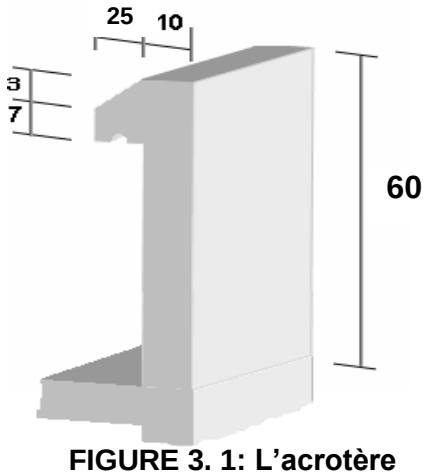


FIGURE 3. 1: L'acrotère

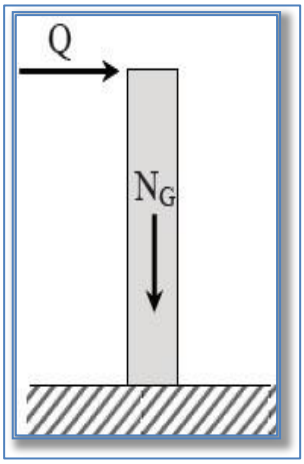


FIGURE 3. 2: Schéma statique de l'acrotère

3.2.1 Principe de calcul

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et à une surcharge de 1KN/m due à la main courante.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries. Le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique)
- Action sismique.

3.2.2 Calcul des efforts

❖ **Charge :**

- Poids l'acrotère : **G = 2.01KN.**
- Surcharge d 'exploitation : **Q= max (F_p, Q_p).**

Avec :

Qp : La charge d'exploitation due à la main courante, **Qp = 1 .00 KN/ml**

Fp : La force sismique : Les forces horizontales de calcul Fp agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule **: (Art6.2.3 RPA99)**

$$Fp = 4.\ A.\ Cp$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1/RPA 99V2003) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1/RPA99V2003).

WP : Poids de l'élément considéré.

A=0.25 (zone III / Groupe d'usage 2)

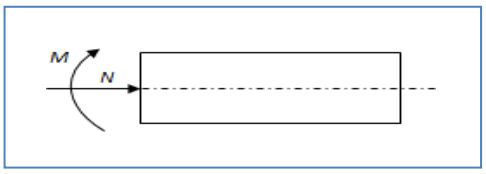
C_P =0.8

W_P = G=2.01KN/ml

Fp = 4× 0.25 × 0.8 × 2.01 = **1,608 KN/ml**

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par **:**

Q = max {1 ; 1.608}⟶ Q=1.608KN/ml.



3.2.3 Détermination des sollicitations

- Poids propre de l'acrotère : **G= 2.01KN/ml**.
- Surcharge d'exploitation : **Q= 1,608 KN/ml**.
- Effort normal du au poids propre **G : N= G×1ml =2.01 KN**.
- Effort tranchant : **T= Q×1ml = 1.608 KN**.
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q: **M= Q×H×1ml**= **1.608×0.6×1=0,965KN.m**

3.2.4 Combinaisons de charges

ELU : La combinaison **est 1,35 G + 1,5Q**

- Effort normal de compression dû à G : **N_u =1,35×G = 1,35×2.01 = 2,714 KN/ml**
- Moment de renversement dû à Q : **M_u=1,50×M_Q=1,50×0,965=1,448KN.m**

ELS : La combinaison est G +Q

- Effort normal de compression : **N_s = G = 2.01 KN/ml**
- Moment de renversement : **M_s = 0,965 KN.m**

3.2.5 Ferraillage

Le calcul se fait sur une section rectangulaire.

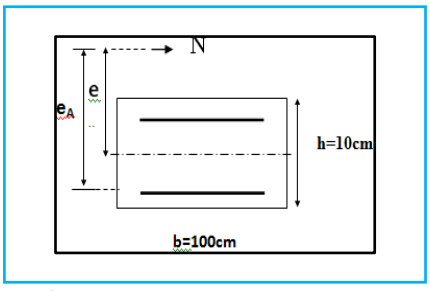


FIGURE 3. 3: Schéma de ferraillage sur une section rectangulaire

***Tableau 3. 1*: Caractéristiques géométriques d'une section rectangulaire**

b (cm)	h (cm)	c' (cm)	d (cm)	f_{c28}(MPa)	f_e (MPA)
100	10	3	h- c'=10-3=7	25	400

Avec :

h : Epaisseur de la section soumise à la flexion composée.

c', c : Enrobage

d= h-c : Hauteur utile

e : Excentricité

Mf : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues

A) Calcul d'excentricité

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1,448}{2,714} = 0,533m$$

$$e_{ser} = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0,965}{2,01} = 0,48m$$

h/2-c = (10/2)-3 = 2cm = 0,02m

$$e_u ; e_{ser} > e_0$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limité par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée

B) Calcul en flexion simple

$e_a = e_u + h/2 - c = 0.533 + 0,10/2 - 0,03 =$ **0.553m**

- **Moment fictif :**

$M_f = N_u * e_a = 2,714 * 0.553 =$ **1.50 KN.m**

- **Moment réduit :**

$M_f = f_{bu}.b.d^2.\mu_{bu} \rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu}.b.d^2}$

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 \times fc_{28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = \mathbf{14,2}$

$\mu_{bu} = \frac{1,5 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14,2} = \mathbf{0,021}$

$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49 fc_{28} - 3050) \times 10^{-4}$

$\gamma = \frac{Mf}{Ms} = \frac{1,5}{0,965} = \mathbf{1,55}$

$\mu_{lu} = (3440 \times 1,55 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = \mathbf{0,3507}$

$\mu_{bu} = 0,021 < \mu_{lu} = 0,3507$ A'=0 (pas d'armature comprimée)

$\mu_{bu} = 0,021 < 0.27$ (On utilise la méthode simplifiée)

$Z_b = d(1 - 0.6\alpha_b) = 0.07(1 - 0.6 \times 0.021) = \mathbf{0.0691\ m}$

- **Les armatures fictives :**

$A_f = \frac{Mf}{Z_b \times F_{ed}}$ avec $f_{ed} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348MPa}$

$A_f = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{0,0691 \times 348} = \mathbf{0,62cm^2}$

C) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures : $A_A = A_f - \frac{N_u}{f_{ed}}$

$A_A = 0.62 - (2,714 \times 10/348) = \mathbf{0.54cm^2}$

Condition de non fragilité : (BEAL91/Art A, 4, 2,1)

- Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_A \geq A_{min}$

$A_{min} = 0,23.\frac{fc_{28}}{fe}.\left[\frac{e_s - 0,455(d)}{e_s - 0,185(d)}\right].b.d$

D) Calcul de l'excentricité es:

e_s= 0.298

f_{t28}= 0,06f_{c28}+0,6 ⟶ **f_{t28}=** 0,06×25+0,6 ⟶ **f_{t28}=2.1MPa**

$$A_{min}=\frac{0,23\times2,1\times100\times7(29,8-0,455\times7)}{400(29,8-0,185\times7)}=0,79cm^2$$

On remarque que :

$A_U=A_f$ =0.62cm²

A_{min}=0.79cm² **$A_{min} > A_U > A_A$**

A_A= 0.54cm²

Conclusion de ferraillage

A_s = Max (A_A ; Amin ; A_u)= Amin = **0,79 cm²**

On prend : **4HA8 (2,01cm²)** avec espacement de **25cm**

Les armatures des réparations :

$A_{rép}$ = $A_{adopté}$ / 4 = 2.01 / 4= 0.5cm²

On prend : **4HA8** avec espacement de **St=** 25cm

Vérification à l'ELU :

- **L'effort tranchant (cisaillement) : (Art A.5.1.1/BAEL91)**

  On doit vérifier : $\mathbf{r_u \leq \bar{r}_u}$

  Avec :

  - r_u : contrainte de cisaillement $r_u \frac{v_u}{b_0 d}$

  - Vu = effort tranchant ultime à prendre en compte à l'ELU.

v_u= T =1.5×Q = 1.5 ×1.608 =**2.412 KN.**

-b_0: Largeur de la bande considérée.

-d : hauteur utile de la section d=h-c.

$r_u=\frac{2,412\times10}{100\times7}$=**0,034MPa**

r_u=Min $\left\{\frac{0,15fc_{28}}{\gamma_b};4MPa\right\}$ (Fissuration préjudiciable)

Et : **γ_b= 1,5** situation courante.

r_u=Min$\left\{\frac{0,15\times25}{1,5};4MPa\right\}$=Min$\{2,5MPa;4MPa\}$=**2,5MPa** *

- Comme la condition (*) est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence dans les barres:(Art, A, 6,1, 3 / BAEL)

Comme le béton armé est composé de béton et d'acier, il est nécessaire de connaitre le comportement à l'interface entre ces deux matériaux

Pour cela nous devons vérifier l'inégalité suivante **: $\tau_{se<\bar{\tau}_{se}}=\Psi_s ft_{28}$**

Avec : $\tau_{se}=\frac{V_u}{0,9d\sum Ui}$

ψ_s : Coefficient de seuillement (ψ_s=1.5 acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres

$\sum U_i$ = n.π.Φ = 4× 3.14× 0,8 = **10,05cm**

n : Nombre des barres

$\tau_{se}=\frac{2,412\times10^{-3}}{0,9\times0,07\times0,1005}$=**0,38MPa**

τ_{se} = 0,38 MPA ≤ τ_{se} = 1,5x2,1 = **3.15Mpa** .. CV

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

- **Calcul de l'ancrage des barres verticales :(BAEL91/Art, A, 6,1, 22)**

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite d'élasticité fe sont ancrées sur unelongueur L_s dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$Ls = \frac{\phi.}{4.\tau}$$

Avec :

$\tau = 0{,}6\ \psi^2 . f_{t28} = 0{,}6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 =$ **2,84MPa.**

$L_s = \frac{0{,}8 \times 400}{4 \times 2{,}84} =$ **28,17cm**

- **Vérification des espacements des barres :**

- **Armature principale :**

$S_p \leq$ min (3×h, 33cm) $\Rightarrow S_p \leq$ min (3×10 ; 33cm) =30cm

S_p=25cm < 30cm ……..CV

- **Armature de montage :**

$S_p \leq$ min (4×h, 45cm) $\Rightarrow S_p \leq$ min (40,45cm) = 40cm

S_p= 25cm<40cm CV

Vérification à l'ELS : (BAEL91/Art, A, 4,5, 2)

- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$
- La contrainte dans l'acier : $\sigma_s < \sigma_s$

$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa$

$\sigma_{bc} = Y \times K$ avec $K = \frac{Mser}{I}$

On a η=15

$$\frac{b\times y^2}{2} + \eta(A + A') \times y - \acute{\eta}(Ad + \acute{A}d) \grave{=} 0$$ Avec (Ȧ=0 et η=15)

$50*y^2 + (15\times 2.01\times y) - (15\times 2.01\times 7)=0$

$50*y^2 + 30.15y - 211.05 = 0$

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

$$I=\frac{100\times 1{,}775^3}{3} + 15\times 2{,}01(7-1{,}775)^2 = \mathbf{1009{,}53cm^4}$$

Contrainte de compression dans le béton

Contrainte maximale dans le béton comprimé : σ_{bc} **= Ky**

$$K=\frac{Mser}{I}=\frac{0{,}965\times 10^6}{10095300}=\mathbf{0{,}095N/mm^3}$$

σ_{bc}= 0,095 × 17.75 = **1,686 MPA**

σ_{bc} = 1,686MPa ≤ σ_{bc} **= 15 MPA** **vérifiée**

Contraintes maximales dans l'acier

Nous devons vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\overline{\sigma_{st}}$= min ($\frac{2}{3}$fe ; $110\sqrt{\eta.ft_{28}}$ = min (266.67 ; 201.63) → $\overline{\sigma_{st}}$ **= 201,63MPa**

σ_s= n×k(d-y) → σ_s= 15*0.095(7-1.775**)= 7,445MPA < $\overline{\sigma_{st}}$** La condition est vérifiée.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3. 2: Vérification du ferraillage de l'acrotère à l'ELS

Ms (KN.m)	As (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (mm »3)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc} (MPA)	Condition
0,965	2,01	1.775	1009.53	0,095	1,686	15	CV

Schéma de ferraillage :

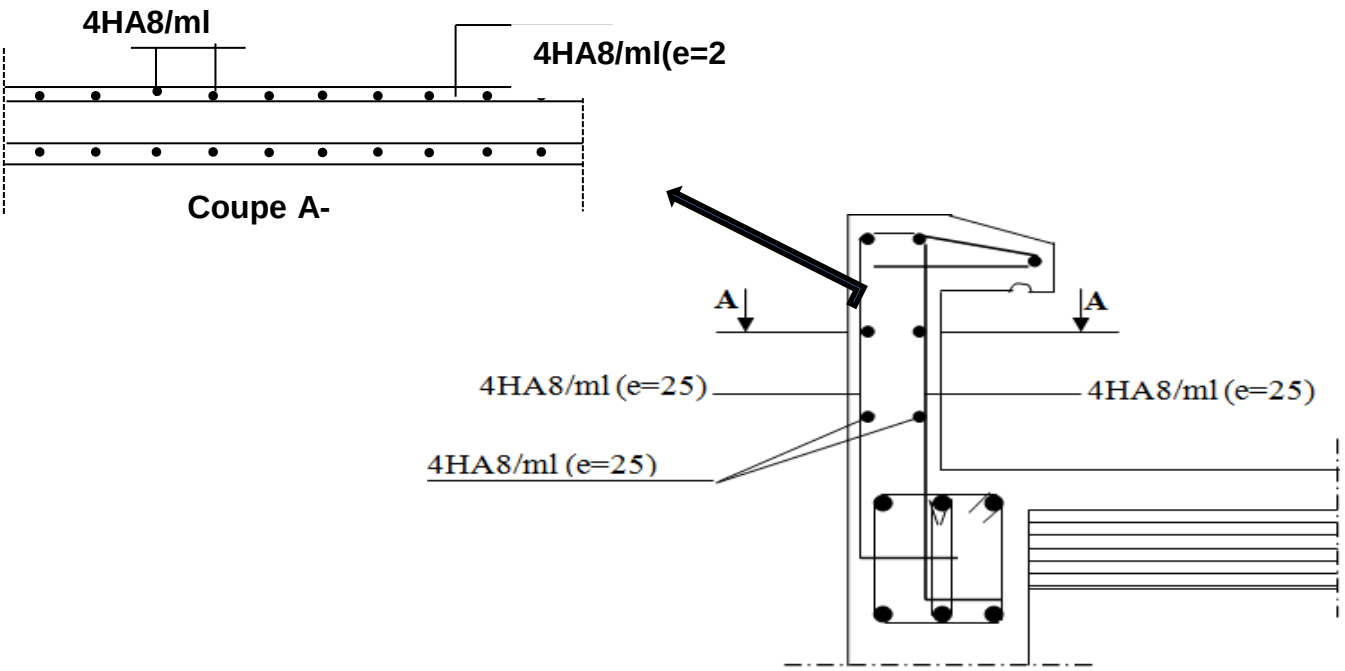


FIGURE 3. 4: Schémas du ferraillage de l'acrotère

3.3 Etude des escaliers

3.3.1 Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger**.**

3.3.2 Définition des éléments d'un escalier

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage ;
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied ;
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives(h) ;
- **La contre marche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives ;

- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche ;
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contre marches successives (g) ;
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs ;
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées ;
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche ;
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches ;
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches ;
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches ;
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier(avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

3.3.3 Sollicitation de calcul

Les escaliers sont des éléments bien protégés dans le bâtiment et leur calcul se fera en fissuration peu préjudiciable à l'E.L.U.

- **Le palier :**

  G **=5,46KN/m²** **;** Q = **2.5KN/m²**

- **La volée :**

  G = **8.307KN/m²** **;** Q = **2.5KN/m²**

3.3.4 Combinaisons des charges

Le calcul pour une bande de 1m de largeur

A l'ELU :

$q_{u\ palier} = 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q = 1{,}35 \times 5.46 + 1{,}5x2{,}5 \rightarrow$ **qu palier= 11,121 KN/ml**

$q_{u\ volée}$ = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 ×8.307 + 1,5x2,5 → **$qu_{volée}$ = 14.964 KN/ml**

A l'ELS :

$q_{s\ palier}$ = G + Q = 5.46+ 2,5 = **7,96 KN/ml**

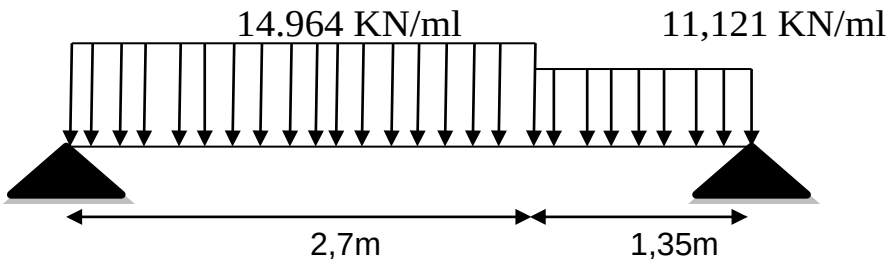
$q_{s\ volée}$ = G +Q = 8.307 + 2,5 = **10.807 KN/ml**

3.3.5 Ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait en considérant que les fissurations sont peu préjudiciables car les escaliers sont à l'intérieur du bâtiment, et ne sont pas soumis aux intempéries.

- L'escalier est calculé comme une poutre isostatique sur deux appuis ;
- Les articulations sont encastrées de deux cotés.

A ELU :



A ELS :

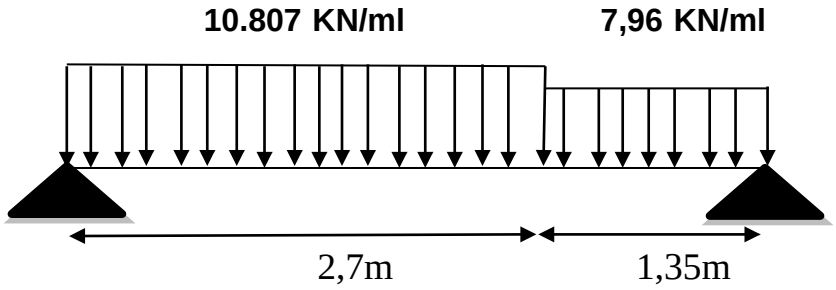


FIGURE 3. 5: Schéma statique d'escalier à l'ELU et ELS

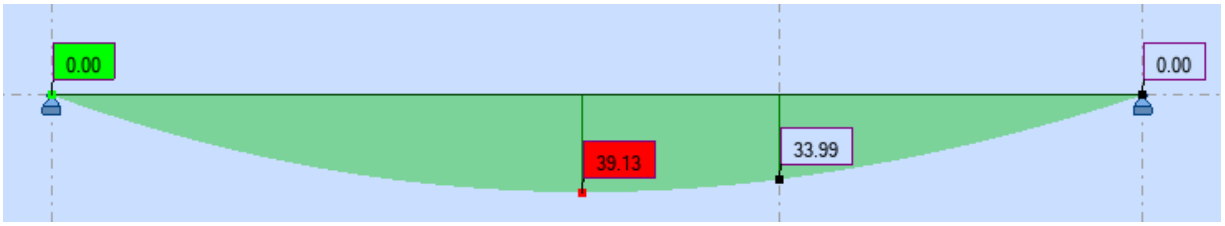


Diagramme de moment à ELU

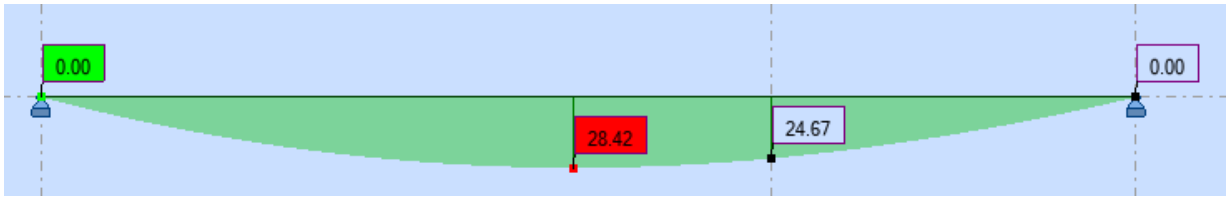


Diagramme de moment à ELS

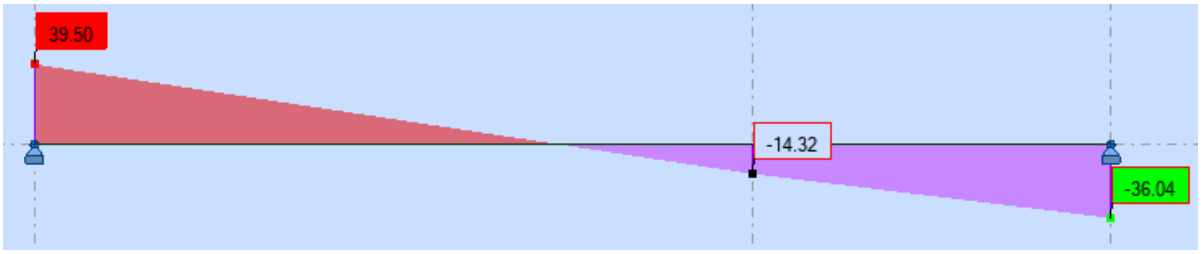


Diagramme des efforts tranchants à ELU

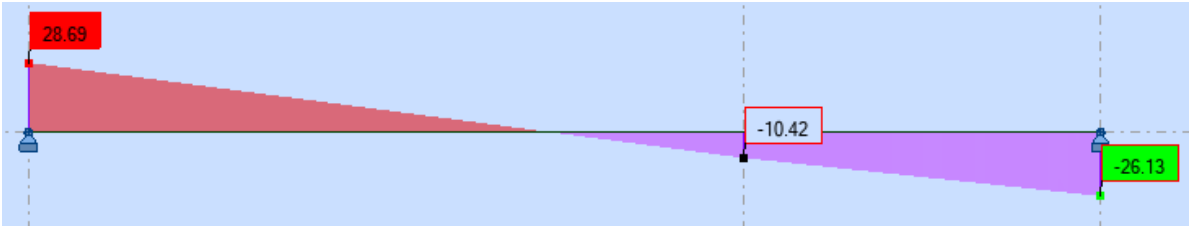


Diagramme des efforts tranchants à ELS

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affectera le moment M_{max} par des coefficients de valeurs égales.

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

A L'ELU :

- Aux appuis : M_{ua} = - 0,3 M_z^{max}=-0,3 x 39,13 = **-11,739KN.m**
- En travées : M_{ut} = 0,85 M_z^{max}= 0,85x 39,13= **33,26KN.m**

A L'ELS :

- Aux appuis : M_{ua} = - 0,3 M_z^{max}=-0,3 x28,42 = **-8,526 KN.m**
- En travées : M_{ut} = 0,85 M_z^{max}= 0,85x 28,42 = **24,157 KN.m**

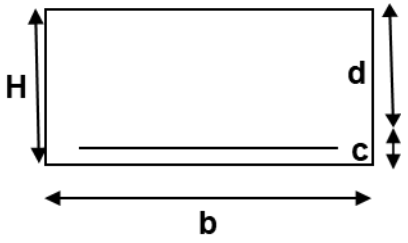
3.3.5.1 Calcul de ferraillage à l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

❖ **Armatures longitudinales :**

b = 100 cm ; H = 15

d = 0,9×H = 13.5 cm



En travée :

$$\mu_{bu}=\frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}=\frac{33,26\times10^{-3}}{1\times0,135^2\times14,17}=0,13$$

$$\gamma=\frac{M_u}{M_{ser}}=\frac{33,26}{24,157}=1,38$$

$$10^4\mu_{lu}=3440\gamma+49fc_{28}-3050$$

μlu : Moment réduit limite en flexion simple

μ_{lu}**= 0,292**

D'où : μ_{bu}= 0,13< μ_{lu}=0,292 → A'= 0 (pas d'armature comprime).

μ_{bu}<0,292 → méthode simplifiée.

Z_b =d (1-0,6μ_{bu}) =13.5 (1-0.6×0.13) =**12.447cm.**

$$A_l=\frac{M_U}{Z_{Bf_{ed}}}=\frac{33,26\times10^{-3}}{0,1245\times348}=\mathbf{7,68cm^2}$$, Soit : **6HA 14= 9.24 cm²**

avec : **St= 20cm**

1. **Aux appuis :**

$$\mu_{bu}=\frac{M_U}{b_0 d^2 f_{bu}}=\frac{11,739\times10^{-3}}{1\times0,135^2\times14,17}=\mathbf{0,045}$$

$$\gamma=\frac{M_U}{M_{ser}}=\frac{11,739}{8,526}=\mathbf{1,38}$$

$10^4\mu_{lu}$= 3440γ+49fc_{28}-3050

μ_{lu} : Moment réduit limite en flexion simple

μ_{lu} :0,292

D'où: **μ_{bu}= 0,045 < μ_{lu}=0,292** → A'=0 (pas d'armature comprimé)

μ_{bu}<0,292 → méthode simplifiée.

Z_b =d (1-0,6μ_{bu}) =13.5 (1-0.6×0.045) =**13,13cm.**

$$A_l=\frac{M_U}{Z_b f_{ed}}=\frac{11,739\times10^{-3}}{0,1313\times348}=\mathbf{2,57cm^2}$$

Soit : **6HA 12 = 6.79 cm²** avec : **St= 20cm.**

❖ **Armatures de répartition :**

1. **En Travée :**

$$A_r=\frac{A_U}{4}=\frac{9,24}{4}=\mathbf{2,31}\ cm^2$$

Soit : **Ar= 5HA10 = 3.93 cm²** Avec : St=**20cm.**

2. <u>En appuis</u> :

$$A_r=\frac{A_u}{4}=\frac{6,79}{4}=1,7cm^2$$

Soit : **Ar= 4HA10 = 3.14 cm²** Avec : **St=20cm**

3.3.5.2 Vérifications à L'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A.4.2) :

$$A_{min}=\frac{0,23\ b_0 d f_{t28}}{fe}=1,86\ cm$$

- **<u>En travée</u>** : Au = 9.24 cm² > 1.86 cm² vérifiée.
- **<u>Aux appuis</u>** : Au = 6.79 cm² > 1.86 cm² vérifiée

2) Vérification de la disposition des armatures (BAEL91. ArtA.8.2.42) :

Armatures longitudinales :

St ≤ min (3h, 33cm) = min (45, 33cm) = 33cm

St = [20; 25 cm] < 33cm $\Longrightarrow$ Condition Vérifiée

3) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 .Art 5.1.2)

La vérification de l'effort tranchant se fera pour le cas plus défavorable :

Vu max = 39,50 KN Donc il faut vérifiée que :

$$\tau_u \geq \bar{\tau}_u=\min\left(0,20\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\ MPa\right)=3,33MPa$$

$$\tau_u=\frac{Vu_{max}}{b\times d}=\frac{39,50\times10^{-3}}{1\times0,135}=0,293MPa \leq 3,33MPa$$ ..... condition vérifiée

Il n'y a aucun risque de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se}=\frac{Vu_{max}}{0,9d\sum_{i=1}^{n}Ui}\leq\bar{\tau}_{se}=\Psi.f_{tj}=1,5\times2,1=3,15 \quad \text{AVEC : } \Psi=1,5 \text{ POUR HA}$$

$$\sum_{i=1}^{n}U_i=n.\pi.\emptyset=6\times 3,14\times 1,4=26,39\ cm$$

$$\tau_{se}=\frac{39,50\times10^{-3}}{0,9\times0,135\times0,2639}=1,23MPa< 3,15MPa \ldots\ldots\ldots \text{ Condition vérifié}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

3.3.5.3 Vérifications à l'ELS

1) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que :$\boldsymbol{\sigma_{bc}\leq\bar{\sigma}_{bc}=0,6fc_{28}= 15MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ **:** Contrainte maximale dans le béton comprimé (σ_{bc}=KY)

$\boldsymbol{K=\frac{M_{ser}}{I}}$ **avec** $\boldsymbol{\frac{b.y^2}{2}+n\ (A+Á)\ y-n\ (Ad-Ad)'=0}$

$$\boldsymbol{I=\frac{bY^3}{3}+15.\left[A_s(d-y)^2+Á_s(y-d')^2\right]}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3. 3: Vérification des contraintes de compression dans le béton

	MSER (KN.M)	A (CM^2)	Y (CM)	I (CM^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$
Travée	24,157	9.24	4.88	14172.4	8,31	Vérifiée
Appui	8,526	6.79	4.01	9781.96	3,50	Vérifiée

2) Vérification des contraintes dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{s=201,6MPa}$

$$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y)$$

a) En travée :

$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 188,58MPa < 201,6MPa$ CV

b) Aux appuis :

$\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 112,70MPa < 201,6MPa$.....CV

3) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées:

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{0,15}{2,7} = 0,0555 < 0,0625$ CV

2) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_f}{M0}$ $\frac{0,15}{2,7} = 0,0555 < \frac{1}{10} \times \frac{33,26}{11,739} = 0,28$ .....CNV

3) $\frac{A_r}{b_0\, d} \leq \frac{4,2}{fe} = \frac{9,24}{100 \times 13,5} = 0,0068 < 0,0105$ CV

Puisque la condition 2 n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche

- **Calcul de la flèche :**

$$f_i = \frac{M_{ser}\, l^2}{10 E_{ij} I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0,81cm$

E_{ij} : Module de YOUNG du béton armé

$E_{ij} = 11000(fc_{28})^{1/3} = 32164,20MPa$

I : module d'inertie de la section homogénéisée

S/xx : moment statique de la section homogène par rapport à (x-x).

B_0 : aire de la section homogène

$B_0 = B + nA = b \times h + 15 \times A = 100 \times 15 + 15 \times 9.24 =$ **1638.6 cm²**

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15At\ d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 9{,}24 \times 13{,}5 = \mathbf{13121{,}1\ cm^3}$$

Position de centre de gravité :

$$V_1 \geq \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{13121{,}1}{1638{,}6} = \mathbf{8{,}01\ cm}$$

$V_2 = h - V1 = 15 - 8{,}01 =$ **6,99cm**

$$I = \frac{b_0}{3}(V1^3 + V2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$I =$ **32692,57 cm^4**

- **Calcul des coefficients :**

$$\delta = \frac{As}{bd} \times 100 = \frac{9{,}24}{100 \times 13{,}5} = \mathbf{0{,}68}$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02\ ft_{28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{0{,}68(2+3)} = \mathbf{0{,}012}$$

$$\mu = \frac{1{,}75 ft_{28}}{4\delta\sigma_S + ft_{28}}$$

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

$\sigma_s =$ **294 MPa**

$$\boldsymbol{\mu = 1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}68 \times 294 \times 2{,}1}} = \mathbf{0{,}0046}$$

❖ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 Ei\ If} = \frac{24{,}157 \times 405^2 \times 10^3}{10 \times 32164 \times 35941{,}98} = 0{,}343cm$$

$$f = 0{,}34cm < \bar{f} = \frac{405}{500} = 0{,}81cm$$ La condition est vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées donc nous gardons le même ferraillage.

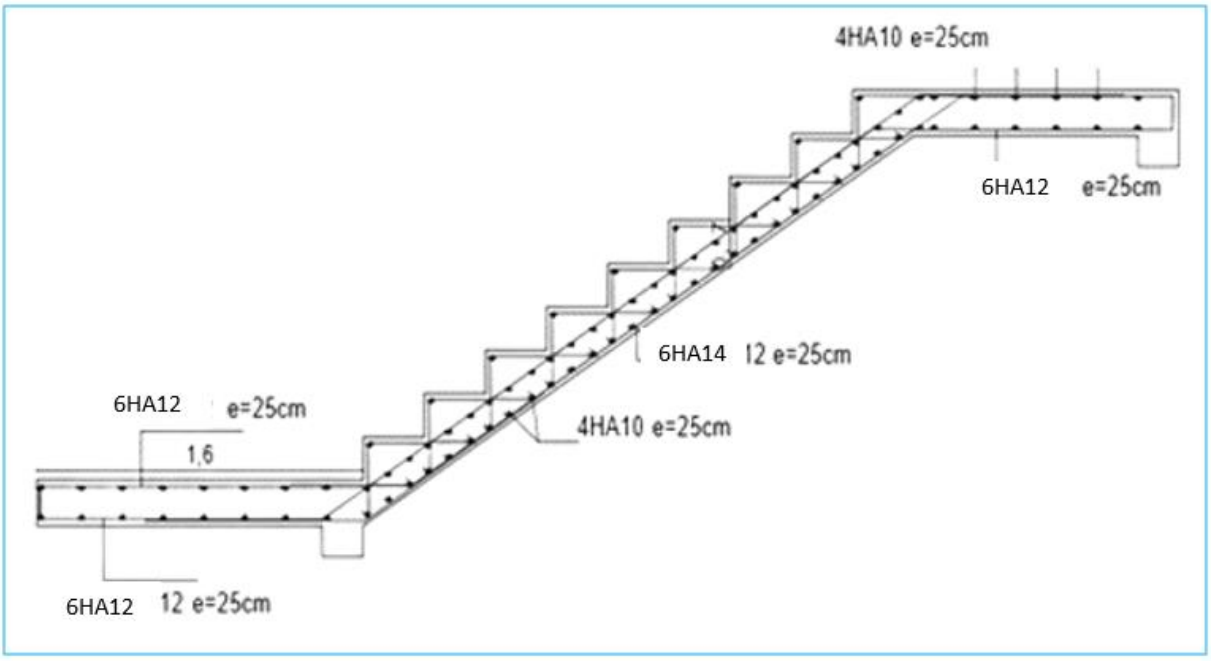
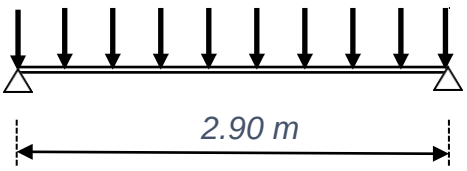


FIGURE 3. 6: Ferraillage de l'escalier

3.4 Etude de la poutre palière

3.4.1 Description

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme dû aux poids des volées, aussi, elle est sollicitée par un couple de torsion.



La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

3.4.2 Pré dimensionnement de la poutre palière

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par leCBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

- **Selon le CBA 93**

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

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

290/15≤ h ≤ 290/ 10

19≤ h ≤29 cm

On prend : h = **30 cm**

La largeur de la poutre Palière

$0.4h \leq b \leq 0.7h$

$12 \leq b \leq 21$

On prend : b= **20 cm**

On adopte une section de (**30X20**).

- **Selon le RPA99/ version 2003**

h ≥ 30 : vérifiée, h = 30cm

b≥ 20 : vérifiée, b = 20cm

h/b = 30/20= 1,5< 4 condition vérifiée

Nous allons choisir donc une section de la poutre palière **b × h = 30×20 cm²**

3.4.3 Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à :

- La charge d'exploitation Q = **2.5kN/m**
- Son poids propre le long de la poutre **: G_p** = 25×0,30×0,20 $\mathbf{G_p=1.50\ KN/ml}$
- La réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

1er type sous-sol

➢ **ELU :**
Ra = 34.21 kN/ml

➢ **ELS :**
Ra = 24,72 kN/ml

3.4.4 Combinaisons de charges

➢ **À l'ELU**

Q_u = 1.35 (G_P) + Rb=1,35 (1.5) + 34.21 = 36.235kN/m ⟶ q_U = 36.235KN/ml

➢ **À l'ELS**

Q_{ser} = (G_p) + Rb = (1.5) + 24.21= 25.71kN/ml ⟶ q_S = 25.71 KN/ml

3.4.5 Calcul des sollicitations

➢ **À l'ELU**

1) **Moment isostatique**

$$\mathbf{M_u = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{36,235 * 2,9^2}{8} = 38,09KN.M}$$

2) **Effort tranchant**

$$\boldsymbol{T_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{36,235 * 2,9}{2} = 52,54KN}$$

- **Sur appuis :**

Ma= - 0,3× 38,09 = **- 11,43kN.m**

- **Sur travée :**

Mt = 0,85× 38,09= **32,38kN.m**

➢ **À l'ELS**

1) **Moment isostatique**

$$\mathbf{M_S = \frac{q_S * l^2}{8} = \frac{25,71 * 2,9^2}{8} = 27,03KN.M}$$

2) **Effort tranchant**

$$\mathbf{T_S = \frac{q_S * l}{2} = \frac{25,71 * 2,9}{2} = 37,28KN}$$

➢ **Sur appuis :**

Ma = 0,3 x 27,03= -8,11 kNm

➢ **Sur travée :**

Mt = 0,85× 27,03 = 22,98 Kn

3.4.6 Calcul des armatures

➢ **En appuis :**

Ma= - 11,43 kN.m, h=30 cm, b=20 cm, c=2 cm, d=h-c =28 cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2F_{bu}} = \frac{11,43*10^2}{20*28^2*10,42} = 0,069$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11,43}{8,11} = 1,41$$

μ_{lu} = [(3440 × 1.41) + (49 × 25) – 3050] × 10^{-4} = 0.30

μ_{bu} = 0.069 < μ_{lu} = 0.30 → **A' = 0** Section Simplement Armée (S.S.A)

μ_{bu} = 0.069< 0.30 → nous utilisons la méthode simplifiée.

Zb = d (1- 0.6 μ_{bu}) = 280 × [1 – (0.6 × 0.069)] = 268,408mm

$A_u = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{11{,}43*10^6}{268{,}408*348}$ =1,22 cm². **A_u=1,22 cm²**

- **En travée :**

Mt= 32,38 kN.m h=30 cm, b=20 cm, d=28 cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 F_{bu}} = \frac{32{,}38*10^2}{20*28^2*10{,}42} = 0{,}19$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{32{,}38}{22{,}98} = 1{,}41$$

μ_{lu} = [(3440 × 1.41) + (49 × 25) – 3050] × 10^{-4} = 0.30

μ_{bu} = 0.19 < μ_{lu} = 0.30 → **A' = 0** Section Simplement Armée (S.S.A)

μ_{bu} = 0.19< 0.30 → nous utilisons la méthode simplifiée.

Zb = d (1- 0.6 μ_{bu}) = 280 × (1 – (0.6 × 0.19)) = 248,08mm.

$A_t = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{32{,}38*10^6}{248{,}08*348}$ =3,75 cm². **A_t=3,75 cm².**

Nous prenons: **3T14 = 4.62cm²**

3.4.7 Vérification à L'ELU

a) Condition de non-fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{fc_{28}}{fe}$ =0,676 cm²

➢ **En appuis :**

Aa = 1,22cm2 > A_{min} =0.676 cm² → Condition vérifiée.

➢ **En travée :**

At = 4.62cm2 > Amin = 0.676 cm² → Condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

T_U^{max} =52,54 KN

$\tau_u = T_U / b.d <$

Avec : $\overline{\tau_u}$= min (0.15f_{cj} ; 2.5 MPa) {Fissuration peu Préjudiciable}

$$\tau_u = \frac{52{,}54 * 10^3}{200 * 280} = 0{,}94\text{MPa} < 2{,}5\text{MPa}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement

Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A 6.1.3 BAEL/91)

$$\overline{\tau_{se}} = \frac{Tu_{max}}{0{,}9d \sum EI} \leq \tau_{se} = \Psi * ft_{j=1,5*2,1=3,15\text{MPa}}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n.\pi.\emptyset \quad \tau ser = \frac{52{,}54 \times 103}{0.9 \times 280 \times 3 \times 14 \times \pi} = \mathbf{1.58}\text{MPa} < 3.15\text{MPa}$$ Condition vérifiée

Donc, pas de risque d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL 91 Art.5.1.3.13)

- **Influence sur le béton :(BAEL 91 Art A.5.1.3.21)**

$$T_U^{max} < T_U = \frac{0{,}4 * fc_{28} * 0{,}9 * b * d}{\gamma_b} = \frac{0{,}4 * 25 * 0{,}9 * 200 * 280}{1{,}5} = 336\ KN$$

$T_U^{max} = 52{,}54KN < T_U = 336KN$ → Condition vérifiée.

3.4.8 Calcul des armatures

1. Armatures longitudinales

Le **RPA99** exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit de 0,5% sur toute la section.

4.62 + 2.35 = 6.97 cm2 $> \frac{0{,}5bh}{100} = \frac{0{,}5*30*20}{100} = 3cm^2$ → Condition vérifiée.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante.

8,01m$^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4*30*20}{100} = 24cm^2$ → Condition vérifiée.

2. Armatures de répartition

Diamètre des armatures transversales : (Art, 7, 4, 2, 2,3 BAEL91)

$$\emptyset_t < \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_t\right) \rightarrow \min\left(\frac{30}{35}; \frac{20}{10}; 8\right) = 8mm$$

Nous prenons un cadre et un étrier en HA8 : $\emptyset_t$= 8 mm

3.4.9 Espacement des armatures transversales

A partir des conditions du CBA 93 les armatures transversales doivent respecter les conditions suivantes : $S_t \leq$ min (0.9d ; 40cm)

$S_t \leq$ min (25.2 ; 40cm) = 25.2 cm; Soit S_t = 20cm

A partir d'Art (7,5,2,2 de **RPA99/version2003**), les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

1. **Aux appuis :**

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; \phi_t; 30\right) = \min(7{,}5; 12; 30)$ soit S_t=7cm

2. **En travée :**

$St \leq \frac{h}{2} \leq 15$ soit S_t=15cm

3.4.10 Influence sur les armatures longitudinales inférieures

Nous devons vérifier que :

$As_{appui} \geq \frac{1{,}15}{Fe} \times \left(T_U^{max} + \frac{M_{appui}}{0{,}9 \times d}\right) = \frac{1{,}15}{400} \times ((52{,}54 \times 10^3) + \frac{11{,}43 \times 10^6}{0{,}9 \times 280}) = 2{,}81\ cm^2$

As = 4.62cm^2 ≥ 2.81.cm^2 $\rightarrow$ Condition vérifiée.

3.4.11 Calcul des armatures transversales

$\overline{\tau_u}$ = min {0,13f_{c28}; 4MPa} = 3,25 MPa.

St≤min {0,9d; 40cm} ⇒ S_t = 25 cm.

Nous prenons des ø10 pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

$$\frac{A_t \times fe}{b_0 \times St} \geq 0{,}4 \rightarrow A_t \geq \frac{b \times St \times 0{,}4}{fe} \rightarrow A_t \geq \frac{200 \times 250 \times 0{,}4}{400} = 0{,}5 cm^2$$

3.4.12 Ferraillage final de la poutre palière

1) Armatures longitudinales

- **En Travée**

$A_s = A_t$ = 4.62 cm^2

➢ **En appui**

$A_s = A_a = 2.35\ cm^2$.

2) Armatures transversales

$A = A_t = 0.5\ cm^2$

Tableau 3. 4: Armatures longitudinales et transversales

Armature longitudinale		Armature transversale (cm²)
Travée	Appuis	
3T14 = 4.62cm²	**3**H10= 2.35 cm²	4Ø8 = 2.01 cm2

3.4.13Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de déformation (la flèche) : (Art B.6.5.2de BAEL91 modifié 99)

$$\begin{cases} 1)\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2)\ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \\ 3)\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 1)\ \frac{30}{290} = 0,10 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \ldots\ldots\ldots \textbf{Condition vérifiée.} \\ 2)\ \frac{30}{290} = 0,10 \geq \frac{22,98}{10\times32,38} = 0,07 \ldots \textbf{Condition vérifiée.} \\ 3)\ \frac{4,62}{20\times28} = 0,0082 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \textbf{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

2. Contrainte de compression dans le béton ELS

$$\overline{\sigma_{bc}} \leq \sigma_{bc} = 0,6 * fc_{28} = 15MPa$$

3. Contrainte maximale dans le béton comprimé (σbc = k.y)

$$K=\frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec} \quad I=\frac{b*y^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A_s'(y-d')^2]$$

$$Y=\frac{15(A_s+A_s')}{b}\times\left[\sqrt{1+\frac{b(d*A_s+d'A_s')}{7{,}5(A_s+A_s')^2}}-1\right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

Tableau 3. 5: Armatures longitudinales et transversales

	M_{ser}(KN.m)	A_S(cm²)	y (cm)	I (cm⁴)	K (MN/m³)	σ_{bc} (MPa)	8-$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$
Travée	22,98	4.62	6.1	57712.20	56.33	9,8	Vérifiée
Appuis	8,11	4.62	6.1	57712.20	19.90	5,1	Vérifiée

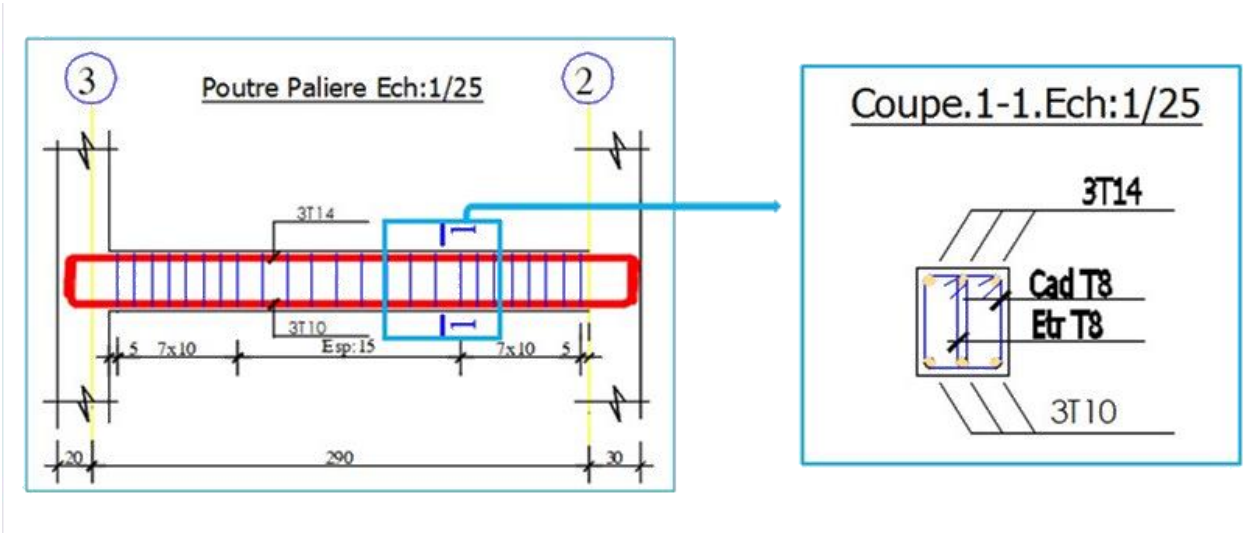


FIGURE 3. 7: Ferraillage de la poutre

3.5 Les planchers

3.5.1 Les planchers à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement ;
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles ;
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble de poutrelles et entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression ;
- Les poutrelles.

3.5.1.1 La dalle de compression

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi quepour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm 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 : 33cm ;

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la relation suivante :

$$A_t \geq 0.02 \text{ L } 200 / f_e = 4\,L / f_e$$

Avec

L : Espacement 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 de20cm x 20cm.

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par la relation suivante :

$$A_l \geq \frac{At}{2} = 0.25\text{cm}^2/\text{ml}$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cmx20cm.

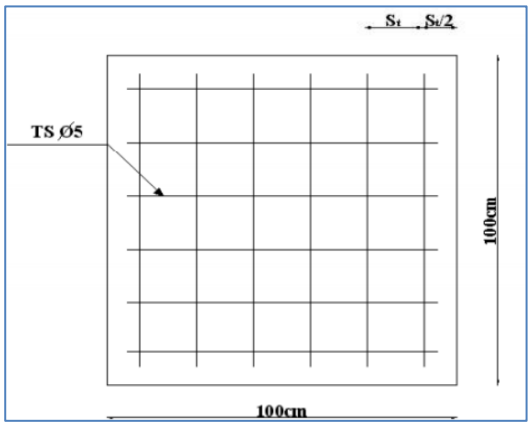


FIGURE 3. 8: Disposition des armatures de la table de compression

A. Calcul de la dalle de compression :(BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, telle que l'épaisseur minimale d'un hourdis coulé en place est de : 5 cm s'il est associé à des entrevous résistants en béton (ou en terrecuite) ou à une protection auxiliaire équivalente ; 5 cm dans les autres cas.

Armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles). ⟹ ($A_\perp$)

-33 cm pour les armatures parallèles aux nervures ⟹ ($A_{/\!/}$)

B. Calcul des armatures

Armatures perpendiculaires aux poutrelles **:**

Si : **L1 ≤ 50 cm** → $\mathbf{A}_\perp \text{nervures} \leq \frac{200}{fe}$

Si : 50 cm ≤ L1≤80 cm → $\mathbf{A}_\perp$ nervures $=4*\frac{L1}{fe}$ avec :(L1 en cm)

Avec : un espacement : St=20 cm

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

$A_{\perp\ nervures}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

Donc : $\mathbf{A_{\perp nervues}=\frac{4*65}{520}= 0.5cm^2/ml}$

Nous adaptons :

Soit: $\mathbf{A_{⊡⊡}}$= 5T5= 0.98 $\mathbf{cm^2}$; avec un espacement **: St = 20 cm**

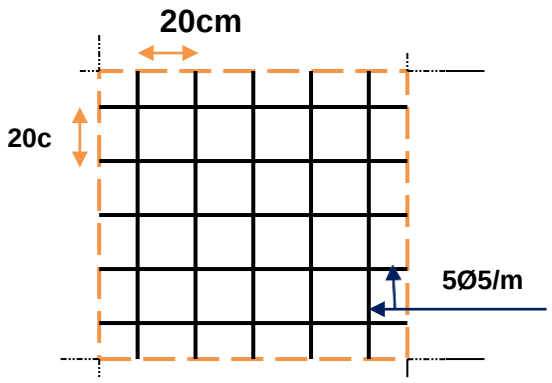


FIGURE 3. 9: Treillis soudés

Conclusion :

On adopte pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (TS 520) de dimension ;(5× 5× 200 × 200) mm^4

3.5.1.2 Calcul de la poutrelle

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, la poutrelle est considérée comme étant une poutre en T reposant sur plusieurs appuis intermédiaires encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids ducorps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

A. Dimensionnement de la poutrelle

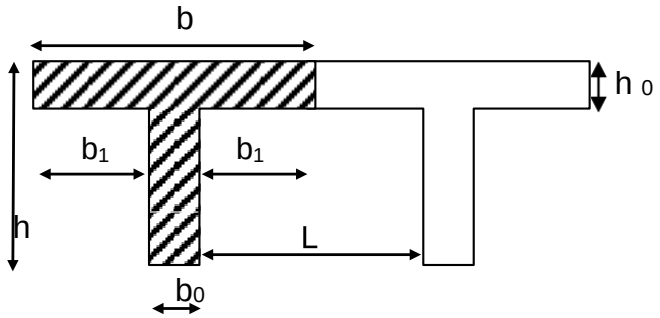


FIGURE 3. 10: poutrelles d'une section Té

Avec :

L_0: distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, (L =65-12= 53 cm)

L_1 : longueur de la plus grande travée. (L_1 = 650cm)

b_0 : largeur de la nervure. (b_0 = 12 cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (h_0 = 5cm)

b: largeur de la dalle de compression (b=65cm)

h: hauteur de la poutrelle est de (h = 30cm).

b1 : largeur de l'hourdis (26.5 cm)

$$\mathbf{b_1} = \min\left(\frac{L'}{10} ; \frac{L}{2} ; 8*h_0\right) \text{.....(BAEL91/Art.4.1.3)}$$

$$\mathbf{b_1} = \min\left(\frac{650}{10} ; \frac{53}{2} ; 8*5\right) = 26.5 \text{ cm}$$

C : Enrobage (c = 3 cm)

d : La hauteur utile (d = h-c= 30-3=27cm)

B. Etude des poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la tablede compression.

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en **Té** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

➢ **Charge et surcharge et la combinaison de charge :**

ELU : $\mathbf{q}_u$= (1.35g +1.5q)

ELS : $\mathbf{q}_{ser}$ = (g+q)

Avec :

g=0.65G

q=0.65Q

Pour terrasse accessible

g = 0.65*6,13=3.98

q = 0.65*1.5 =0.975

Pour étage courant

g = 0.65*5.34 =3.471

q= 0.65*1.5=0.975

Tableau 3. 6: Sollicitations combinées au niveau de la terrasse et l'étage courant

	G (KN/m2)	Q (KN/m²)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
Planche terrasse accessible	6,13	1.5	6.835	4.955
Planche étage courante	5.34	1.5	6.148	4.446

C. Calcul des sollicitations

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

Méthode forfaitaire

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable, si non, on passe à la méthode de Caquot.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont :

1. La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le max entre le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m2.

$$Q \leq \text{Max}\,[2\,G \text{ et } 5\ KN/m^2]$$

2. Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq L_i / L_i + 1 \leq 1.25$$

3. Dans les différentes travées en continuité les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes.
4. La fissuration peu préjudiciable

Si l'une de ces conditions n'est pas satisfaite, la méthode de Caquot sera utilisée

- **Vérification du domaine d'application :**

1ère Condition Q = 1.5 Kn/m≤ max$\left\{10{,}4\ ;\ 5\ \frac{KN}{m}\right\}$ ……. Satisfaite

2ème Condition I=constant ……Satisfaite

3ème Condition : Fissuration peu préjudiciable ……..Satisfaite

4ème Condition : $\frac{l_i}{l_{i+1}}=\frac{2{,}67}{3{,}49}=0{,}76\leq 0{,}8$ ……..Non satisfaite

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 4éme condition n'est pas vérifiée, nous utilisons alors la méthode de Caquot.

Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

- **Principe de la méthode**

La méthode de Caquot tient compte :

- ✓ De la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre par suite de la variation de la largeur efficace de la dalle supérieure qui a pour effet de réduire dans une certaine mesure les moments sur appuis et corrélativement d'accroître les moments en travée par rapport à la continuité théorique ;

- ✓ De l'amortissement des effets des chargements des travées successives, amortissement qui est plus important que le prévoit la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation ;

- ✓ La méthode de Caquot initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux a été étendue au calcul des poutres solidaires des poteaux. Elle peut être appliquée en tenant compte ou non de cette continuité.

- **Principe de calcul**

Notation de longueur :

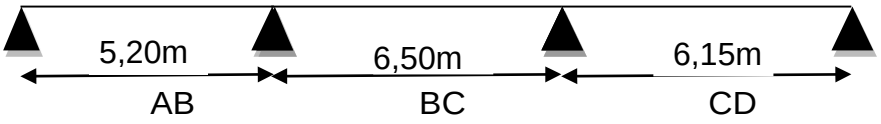
L' = 0,8 L.....travée intermédiaire.

L' = L.....travée de rive.

Cas des charges uniformément réparties.

A. Calcul des sollicitations au niveau de l'étage courant

❖ **Poutrelle à trois travées** :



À ELU

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau 3. 7: Poutrelles à trois travées à l'ELU

Travée	L(m)	q_u	Ma	VW	Ve	X_0	M_t
AB	5,20	6,148	0	12,11	-19,86	3,55	11,93
BC	6,50	6,148	-20,15	19,14	-20,83	5,62	9,63
CD	6,15	6,148	-25,64	23,08	-14,74	6,77	17,66

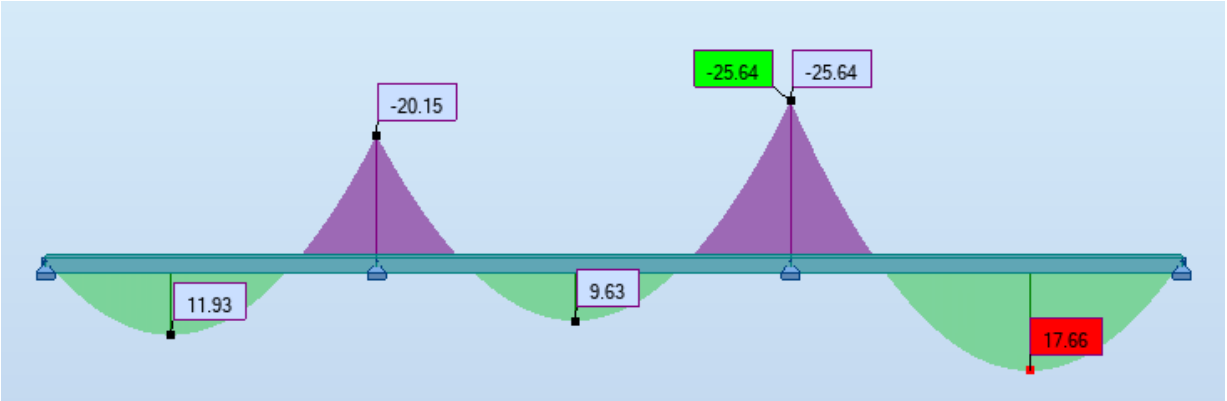
Sollicitations au niveau de l'étage courant à L'ELU.

- Moment max en appuis : Ma= 25,64 KN.m

- Effort tranchant max : V= 23,08 KN

Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissants :

Moment A L'ELU



Effort tranchant A L'ELU

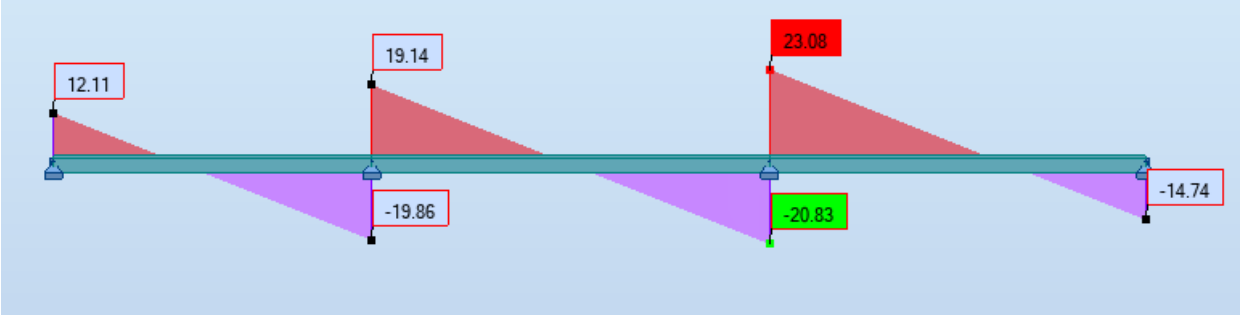


Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à ELU

❖ **A ELS :**

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau 3. 8: Poutrelles à trois travées à l'ELS

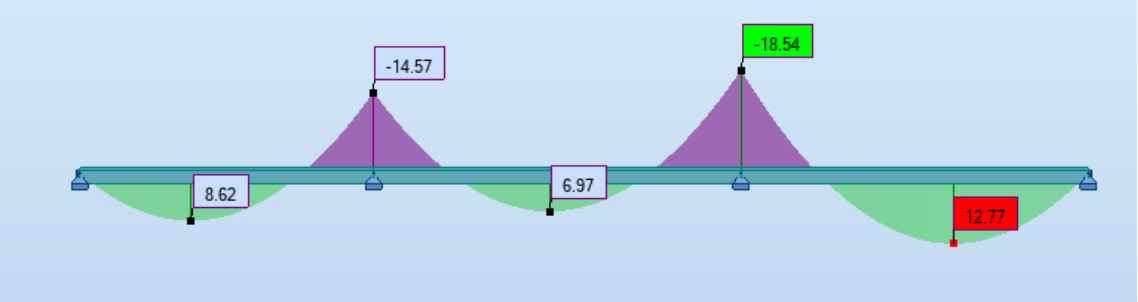
Travée	L(m)	q_s	Ma	VW	Ve	X_0	M_t
AB	5,20	4,45	0	8,76	-14,36	3,52	8,62
BC	6,50	4,45	-14,57	13,84	-15,06	5,56	6,97
CD	6,15	4,45	-18,54	16,69	-10,66	6,70	12,77

Sollicitations au niveau de l'étage courant à L'ELS

- Moment max en appuis : Ma= 18,54 KN.m
- Effort tranchant max : V= 16,69KN

Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissants

Moment à L'ELS :



Effort tranchant à L'ELS :

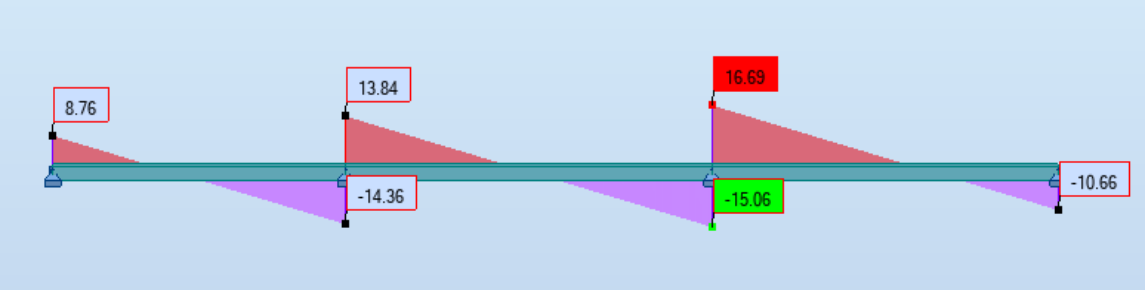


Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à ELS.

❖ **Poutrelle à une seule travée**

A L'ELU : $M_t=\frac{q\times l^2}{8}=\frac{6,148\times 5,20^2}{8}$=20,78KN.m

A L'ELS : $M_t=\frac{q\times l^2}{8}=\frac{4,45\times 5,20^2}{8}$=15,04KN .m

D. Calcul du ferraillage

Le ferraillage se fera à l'**ELU** en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

- **Armatures longitudinales**

1) En travée

Mt max =20,78KN.m

Le moment équilibré par la table :

$M_{tu}=F_{bc}Z_b\mathcal{X}^2$

$F_{bc}=bh_0.F_{bu}=0{,}65\times 0{,}05\times 14{,}96\times 10^3$=**486,2KN**

Z_b=d-($\frac{h_0}{2}$)=0,270-(0,05 /2)=**0,245m**

$\mathbf{M_{tu}= 486{,}2\times 0,245 = 119,119KN.m}$

$\boldsymbol{M_{tu}}$ **= 119,119KN.m >** $\boldsymbol{M_t}$ **= 20,78KN.**m

La table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire

(b=65cm, d=27cm)

- **Calcul de $\boldsymbol{\mu bu}$**

$\mu_{bu}=\frac{M_U}{b.d^2.fbu}=\frac{20{,}78}{0{,}65\times 0{,}270^2\times 14{,}96.10^3}$ **= 0,029**

- **Calcul de μlu**

$\mu_{lu}= [3440(\gamma)+49(fc_{28})-3050]\ 10^{-4}$

Avec : $\frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20,78}{15,04} = 1,38$

$\mu_{lu} = (3440 \times 1,38 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = 0,2922 > \mu_{bu} = 0,029$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ → (Pas d'armatures comprimées A'= 0).

$\mu_{bu} = 0,029 < 0.2922 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée.

- **Calcul de Zb :**

$Z_b = d(1 - 0.6\alpha_b) = 0.270(1-0.6\times0.029) = 0,26m$

- **Calcul de Ast**

$A_t = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}}$ avec : $f_{ed} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$

$A_t = \frac{20,78}{0,26\times348\times10^3} = 2,30cm^2$

On prend : **3HA12 : 3,39cm²**

2) <u>En appuis</u>

En considérant le moment en appui maximal ⇒ **Ma max =25,64 KN.m**

- **Calcul de μbu :**

$\mu_{bu} = \frac{Ma_{max}}{b\times d^2\times f_{bu}} = \frac{25,64}{0,12\times0,270^2\times14,96\times10^3} = 0,196$

- **Calcul de μ_{lu}**

$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(fc_{28}) - 3050].10^{-4} = 0,292$

$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{25,64}{18,54} = 1,38$

On utilise la méthode simplifiée.

- **Calcul de Zb**

Z_b=d (1- 0.6□b) = 0.270(1-0.6×0.196)=0.238m

- **Calcul de Ast**

$A_t=\frac{M_u}{Z_{b\times f_{ed}}}=\frac{25,64}{0,238\times348\times10^3}$=3,09 cm^2

On prend : **2HA16 : 4,02cm^2**

- **<u>Armatures transversales</u> : (Art. A.7.2.2 / BAEL91)**

$$\emptyset \leq \min\left\langle \frac{h}{35} \middle| \frac{b_0}{10} \middle| \emptyset_l \right\rangle$$

$\emptyset_L \leq \min(\frac{30}{35};\frac{12}{10};1)$ $\rightarrow \emptyset_L$=0,86 cm

On choisit un cadre Ø=6mm avec les armatures transversales sont **:**

2HA8=1,01cm^2 ou1HA12=1,13cm^2

- **<u>Espacement des armatures</u> : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)**

St ≤ min (0,9d ; 40 cm)

St ≤ min (0,9 × 27cm ; 40 cm) = 24,3 cm $\Rightarrow$ St = 15 cm

- **Calcul de l'ancrage : (Art A.5.1, 22 /BAEL91)**

Les barres rectilignes de diamètre ∅ et de limite d'élasticité fe sont ancrées sur une longueur Ls dite longueur de scellement droit donnée par l'expression

$L_s=\frac{\emptyset\times fe}{4\times\tau_{su}}$

τ_{su}=0,6Ψ^2ft28 $= 0,6(1,5)^2.2,\ 1=$ 2,835MPa

$L_s=\frac{1,4\times400}{4\times2,835}$= 49,38cm

Vu que Ls dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normale dont la longueur de recouvrement d'âpre le BAEL est fixé parfaitement pour les aciers à haute adhérence à

$Lr=0,4Ls=0,4\times 49,38 =19,75$ cm (Lr : langueur d'ancrage)

Vérifications :

À l'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.2/BAEL99).

En travée

$A_{min} = 0,23\ b_0\ d\ f_{t28} / fe = 0,23.\ 65\ .28.5.\ 2,1 / 400$

$A_t = 3,39\ cm^2 > A_{min} = 2,23\ cm^2$ **Condition vérifiée**

En appuis

$A_{min} = 0,23\ b_0\ d\ f_{t28} / fe = 0,23.\ 12\ .28.5\ .\ 2,1 / 400$

$A_a = 3,14\ cm^2 > A_{min} = 0.41\ cm^2$ **Condition vérifiée**

b) vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$V_{u\ max} = 23,08$ KN

$\tau_u = {}_uV^{max}/_0(b\ .d) = 23,08\times10^{-3} / (0,12 \times 0,285) \Rightarrow \tau = 0.675$ MPa

La fissuration est peu préjudiciable

$\overline{\tau_u}$=min (0,2 $\frac{fcj}{\gamma_b}$; 5MPa)=min (0,2 $\frac{25}{1,5}$; 5MPa) $\rightarrow\overline{\tau_u}$=3,33MPa

$\tau_u = 0,86$MPa $< \tau_u = 3,33$ MPa **Condition vérifiée**

c) Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui

On doit vérifier :

$$Tu < \frac{0,4 \times fc28 \times b \times a}{\gamma_b}$$

- **Appui de rive :** V_u=11.01KN, a=0,9d=0,9 (0,285)=0,256 m

$$Vu=14,74KN < \frac{0,4 \times 25 \times 0,12 \times 0,256 \times 10^3}{1,5} = 204,8KN \ldots\ldots\ldots$$ **Condition vérifiée**

- **Appui intermédiaire :** Vu=17.50KN, a=0,9d=0,9 (0,285)= 0,256 m

$$Vu=23,08KN < \frac{0,4 \times 25 \times 0,12 \times 0,256 \times 10^3}{1,5} = 204,8KN \ldots\ldots\ldots$$ **Condition vérifiée**

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \, f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vumax}{0,9 \times d \times \sum ui} = \frac{23,08 \times 10^3}{0,9 \times 28,5 \times 113,04 \times 10} = 0,79MPa$$

τ_{se}=0,93MPa< $\overline{\tau_{se}}$=3,15MPa

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Avec:

ψ_s =1.5 (acier F_e400, haute adhérence)

ϕ : Diamètre des barres (ϕ =12mm)

$\sum u_i = n\pi\phi$: Somme du périmètre utile des b$\sum u_i$=3 x 3,14 x 12=113.04mm^2

<u>à l'ELS</u>

- Moments max :

En appuis : M^a_{ser} =18.54KN.m

En travée : M^t =12.77KN.m

- Effort tranchant :

V_S =16,69 KN

a) Contrainte de compression dans le béton

La fissuration étant peu préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}}$= 0,6 f_{c28} =15Mpa

- Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$\frac{by^2}{2}$+η A y-η A d=0 avec : En appui b=12

En travée b=65

On a :

$\frac{b\,y1^2}{2}$+n (A+Á) y1-n (Ad+Ád)= 0

$I=\frac{b\,y_1^3}{3}+nA(d-y1)^2+nÁ(y1-\acute{d})^2$

$K=\frac{Mser}{I}$

b) Vérification des contraintes dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}=\frac{fe}{\gamma_s}$ = 348 MPa

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

En travée

$\sigma_s = 15\frac{12,77\times10^{-3}}{9918,21\times10^{-8}} \times (28,5 - 14,43) \times 10^{-2} = 271,73MPa$

σ_s =271,73 MPa< $\overline{\sigma_s}$= 348MPa..... Condition vérifiée

En appui

$\sigma_s = 15\frac{18,54\times10^{-3}}{9918,24\times10^{-8}} \times (28,5 - 18,22) \times 10^{-2} = 288,24MPa$

σ_s =288,24 MPa< $\overline{\sigma_s}$= 348MPa..... Condition vérifiée

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferraillées comme suit :

- Armatures longitudinales :

Travée : 3HA12= 3.39 cm^2

Appuis : 2HA16 = 4,02cm^2

- Armatures transversales :

2HA8=1,01cm^2 ou1HA12=1,13cm^2 avec un espacement de 15cm

3.6 Calcul du Balcon

3.6.1 Introduction

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **15 cm** d'épaisseur.
Elles sont de type console (dalle pleine encastrée au niveau du plancher).

3.6.2 Détermination des efforts

- Charges permanentes : **G_1= 5.71 KN/ m^2.**
- Surcharges sur le balcon : **Q_1 = 3,5 KN/ m^2.**
- Surcharges dus à la main courante : **Q_2 = 1 KN/ m^2**
- Charges de garde-corps (en maçonnerie) : **G_2 = 1.26 KN/ m^2**

3.6.3 Calcul de sollicitation

Le calcul se fera pour une bande de 1m de linéaire

Combinaisons de charges :

➢ **L'état limite ultime(ELU)** :

qu_1= (1.35×5.71) + (1.5×3.5) =**12.958KN/m**

qu_2 = (1.35×1.26) + (1.5×1) = **3.2KN/m**

➢ **L'état limite de service (ELS)** :

q_{S1} = 5,71+3.5 = **9,21 KN/m**

q_{S2} = 1.26+ 1 = **2.26 KN/m**

3.6.4 Schéma statique de calcul

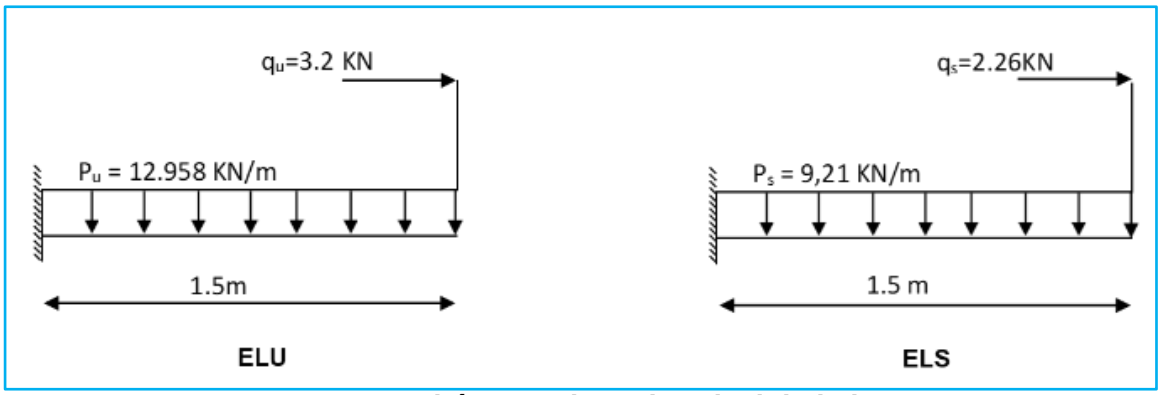


FIGURE 3. 11: Schéma statique de calcul du balcon

➢ **A ELU**

Mu= $(qu_1 \times \frac{l^2}{2}) + (qu_2 \times L) = \left(9{,}21 \times \frac{1{,}5^2}{2}\right) + (2{,}26 \times 1{,}5) = \mathbf{19,38KN.m}$

Vu= $(qu_1 \times L) + qu_2$= (12.96×1.5) +3.2 = **22,64 KN**

➢ **A ELS**

Ms= $(qs_1 \times \frac{L^2}{2})+(qs_2 \times L) =(9,21\times \frac{1,5^2}{2}) + (2.26 \times 1.5) =$ **13,75KN.m**

Vu= $(qs_1 \times L) + q_{S2} = (9,21\times 1.5) + 2.26 =$ **16,075KN**

3.6.5 Ferraillage à L'ELU

Application de l'organigramme de calcul en flexion simple :

b = 100 cm h =15 cm d = 0,9 × h = 13.5cm

$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{19,38\times10^{-3}}{1\times0,135^2\times14,2}$ **= 0,075**

$\gamma=\frac{Mu}{Mser} = \frac{19,38}{13,75}$ **= 1,41**

$10^4\mu_{lu}$= 3440γ+49$fc_{28} - 3050$

μ_{lu} : Moment réduit limite en flexion simple

μ_{lu} = 0.3

D'où: **μ_{bu}= 0,075 < μ_{lu}=0,3** ⇒ A'=0 (pas d'armature comprime).

μ_{bu}<0,275 ⇒ méthode simplifiée.

Z_b =d (1-0,6μ_{bu}) =13.5 (1-0.6×0.075) =**12.89cm.**

$A_l=\frac{Mu}{Zb\times f_{ed}}=\frac{19,38\times10^{-3}}{0,1289\times348}$ = **4,32cm**

Soit : **7HA12 = 7.92 cm²** avec **: St= 15 cm.**

- **Armatures de répartition**

$$A_r=\frac{Au}{4}=\frac{7,92}{4}=\mathbf{1,98cm^2}$$

Soit : Ar = 5HA 10 = **3,93 cm²** Avec : **St=20 cm**,

3.6.6 Vérifications à l'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 A4.2) **:**

$$A_{min}=\frac{0,23\times b\times d^2\times ft_{28}}{fe}=\mathbf{1,94cm^2}$$

A_l= 7.92cm²>1,94cm² Alors la condition est vérifiée

A_r =3,93 cm²>1,94cm²

➢ **Répartition des barres**

- **Armatures longitudinales**

➢ St<min (3h, 33cm) =**33cm**
➢ St=15 cm < 33 cm⇒ ……Condition vérifiée

- **Armatures de répartition**

➢ St<min (4h, 45cm) =45 [cm]

➢ St= 20 cm< 45cm…… → **Condition vérifiée**

2) Vérification de l'effort tranchant

V_u = **22,64KN**

$$\tau_u=\frac{V_u b}{b\times d}<\overline{\tau_{su}}$$

$\overline{\tau_u}$= min($\frac{0,15\times fc_{28}}{\gamma_b}$; 4MPa) = **2,5MPa**

τ_{su}=$\frac{22,64\times10^{-3}}{1\times0,135}$=**0,167**$< 2,5$**MPa** ……..**Condition vérifiée**

3.6.7 Vérification à l'ELS

➢ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$=0,6$fc_{28}$=15MPa

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé (σ_{bc} = KY)

$$K=\frac{Mser}{I} \quad \text{avec} \begin{cases} I=\frac{by^3}{3}+15[As(d-y)^2+As'(y-d')^2] \\ 50y^2+(15\times7.92)\,y-15(13.5\times7.92)=0 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{y = 4.6cm} \end{cases}$$

1. **Calcul de Moment d'inertie I :**

I=$\frac{100\times(4,6)^2}{3}$+15×7,92$(13,5-4,6)^2$=**12654,68cm⁴**

K=$\frac{Mser}{I}$=$\frac{13,75\times10^{-3}}{12654,68\times10^{-8}}$=**108,66**

$\sigma_{bc} = K.y = 108,66\times(0.046) = 4,99MPa \leq_{\sigma} = 15MPa$ ……CV

➢ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$\overline{\sigma_s}$= min ($\frac{2}{3}$fe ; 110$\sqrt{\eta ft_{28}}$)=**201,63MPa**

σ_s= n$\frac{Mser}{I}$(d−y) = 15 $\frac{13,75\times10^{-3}}{12654,68\times10^{-8}}$$(13,5-4,6)10^{-2}$=**145,05MPa**

➢ **Vérification de la flèche**

Nous devons vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Longrightarrow \quad \frac{15}{150}=0,1> 0,0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Longrightarrow \quad \frac{7,92}{100\times13,5}=0,00587\leq0,0105 \ldots\ldots\ldots CV$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

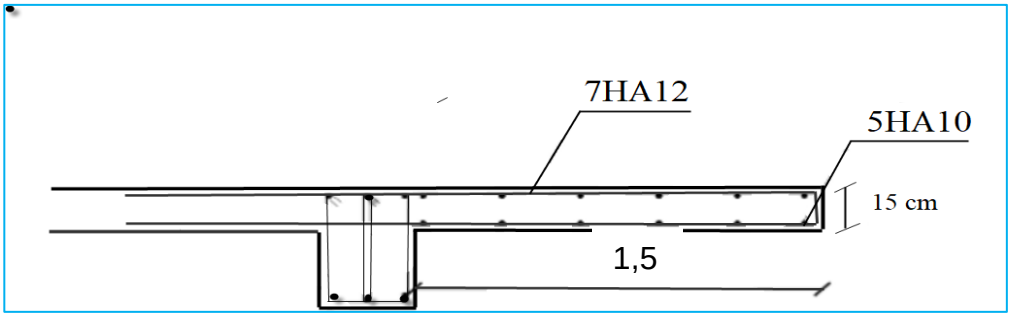


FIGURE 3. 12: Ferraillage du balcon

Chapitre 4

Etude dynamique et sismique

4. Etude dynamique et sismique

4.1 Etude dynamique

4.1.1 Objectif de l'étude dynamique

L'analyse dynamique d'une structure est basée essentiellement sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA) c'est-à-dire soumettre la structure à des vibrations ; sans aucune force extérieure, dans le but d'étudier son comportement par le biais de ces caractéristiques dynamiques propres à cette dernière.
L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations libres.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi ; nous faisons souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

4.1.2 Présentation du logiciel ROBOT

Le système Robot est un outil CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

4.1.3 Modélisation

a) Modélisation de la structure

Une structure est composée de membrane flexible reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est *une console verticale encastrée à sa base*. Les masses seront considérées concentrées au niveau ducentre de gravité de chaque niveau et qui travaille en trois (3) DDL deux translations suivant (x, y) et une rotation suivant (z).

b) Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

c) Etapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment, nous avons considéré les étapes suivantes :

1- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments) ;

2- Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments ;

3- Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.

4- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,).

5- Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.

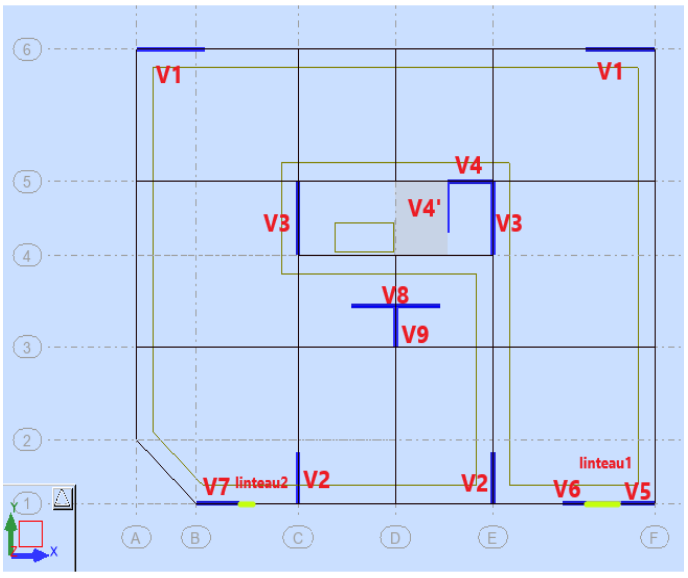
6- Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.…).

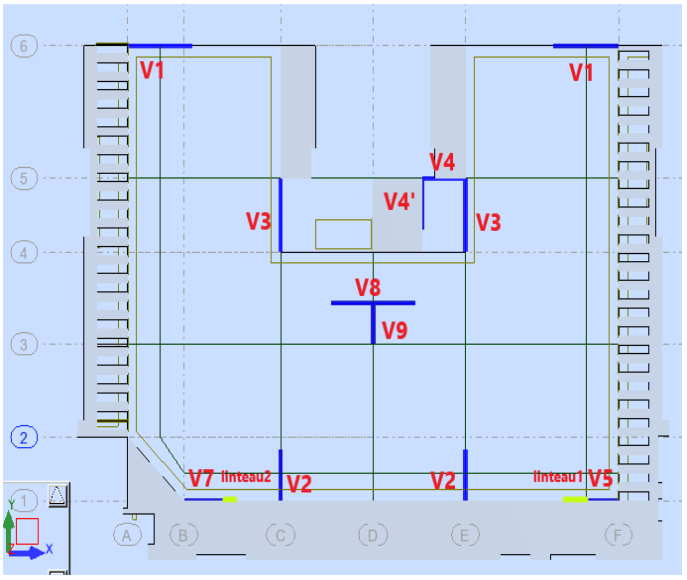
7- Interprétation des résultats.

Modélisation des éléments structuraux

Dans notre travail, nous avons utilisé la version **ROBOT 2019.0.0.6490.** Pour choisir l'application **ROBOT,** on clique sur l'icône de **ROBOT**

➢ **La disposition des voiles**





Sous sol →étage 5 **Etages 6 et 7**

FIGURE 4. 1: Disposition des voiles

4.1.4 Définition des options des calculs

Analyse sismique

Définition de spectre

Avec application **RPA 99 modifié 2003**.

Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure, nous introduisons un spectre de réponse conçu par le **CGS.**

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations **(Sa/g)** pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T.**

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône suivant puis on introduit les données suivantes :

Zone : **III** (Zone a sismicité forte).

Groupe d'usage : **2** (bâtiments courants).

Coefficient de comportement : R=3.5 (portique auto stable avec remplissage en maçonnerierigide).

Site : **S2** (Site meuble).

Le pourcentage de l'amortissement : ξ = 10 % fonction du matériau constitutif du Type de structure et de l'importance des remplissages.

Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure.La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$.

Pq: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau 4. 1: Facteur de Pénalité

Critère q	X-X	Y-Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	$Q = 1 + \Sigma P_q$=1.1	

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve **Q = 1.1**

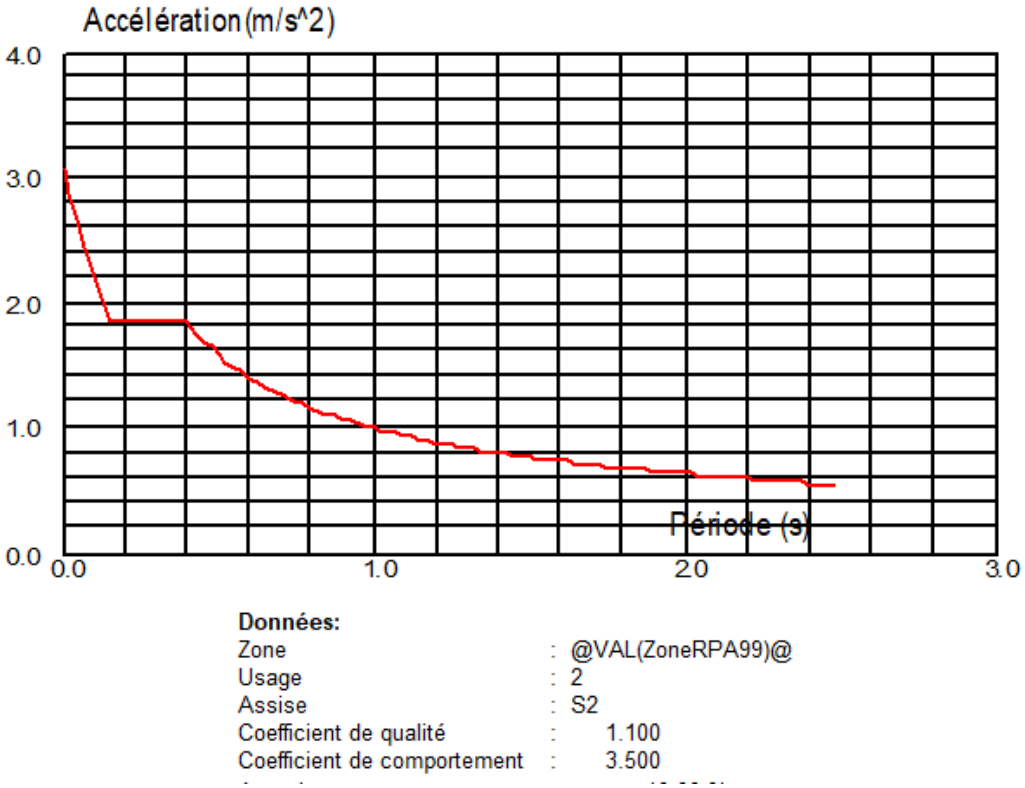


FIGURE 4. 2: Le spectre de réponse du RPA

4.1.5 Caractéristiques Géométriques

a) Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i-1}^{n} Mi * X_{Gi}}{\sum_{i-1}^{n} Mi} \qquad X_G = \frac{\sum_{i-1}^{n} Mi * Y_{Gi}}{\sum_{i-1}^{n} Mi}$$

- Mi : La masse de l'élément « i » :

- X_{Gi} =
- Y_{Gi} =

Les Coordonnées de l'élément « i ».

b) Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent :

- ✓ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent…etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- ✓ Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05$ *L*,

(L, étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), elle doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

c) Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- **Excentricité théorique**

$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$

$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA (art4.2.7**) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$\mathbf{ea= max \{e_{ax}, e_{ay}\}=max \{5\ \% L_x, 5\ \% L_y\}}$$

Après l'analyse automatique par le logiciel **ROBOT**, nous avons extrait les résultats qui sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

- **Centre de masse et Centre de torsion**

Tableau 4. 2: Centre de masse, centre de rigidité

Story	Masse (KN)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey (m)
RDC	2545,79	11,37	9,29	11,47	5,67	0,10	3,63
ET1	2902,09	11,39	9,44	11,46	10,99	0,07	1,56
ET2	4002,53	11,29	8,18	11,46	11,26	0,17	3,07
ET3	5400,14	11,33	8,25	11,50	11,03	0,17	2,78
ET4	5528,15	11,31	8,07	11,50	11,03	0,19	2,96
ET5	5528,15	11,31	8,07	11,50	11,03	0,19	2,96
ET6	5463,78	11,51	8,35	11,50	11,03	0,02	2,68
ET7	5822,46	11,56	8,04	11,49	11,50	0,07	3,47
Terrasse	4229,03	11,42	8,73	11,49	11,50	0,08	2,78
Toiture	1305,38	11,60	9,24	11,61	11,92	0,01	2,68

Donc :

$$e_x = e_y = \max\begin{cases}5\%L_x \\ 5\%L_y\end{cases} \rightarrow \text{Max}\begin{cases}0{,}05 \times 22{,}60 = 1{,}13m \\ 0{,}05 \times 17{,}85 = 0{,}89m\end{cases}$$

➢ **Mode de vibration et participation massique**

D'après l'analyse automatique effectuée par le logiciel **ROBOT**, on a tiré les résultats qui sontillustrés dans le tableau suivant :

Tableau 4. 3: Participation massique

Cas / Mode	**Période (s)**	**UX (%)**	**UY(%)**	**Sum UX(%)**	**Sum UY(%)**	**Tot mass Ux**	**Tot mass Uy**	**Nature**
1	0,82	0,09	77,46	0,09	77,46	4272755,71	4272755,71	Translation
2	0,69	77,89	0,08	77,98	77,54	4272755,71	4272755,71	Translation
3	0,67	0,05	0,63	78,04	78,17	4272755,71	4272755,71	Rotation
4	0,22	0,07	11,44	78,11	89,61	4272755,71	4272755,71	
5	0,20	6,26	0,01	84,37	89,61	4272755,71	4272755,71	
6	0,19	4,87	0,14	89,27	89,76	4272755,71	4272755,71	
7	0,11	1,71	0,10	90,95	89,86	4272755,71	4272755,71	
8	0,10	0,19	3,18	91,14	93,04	4272755,71	4272755,71	
9	0,09	1,02	0,06	92,17	93,10	4272755,71	4272755,71	
10	0,07	0,57	0,18	92,74	93,28	4272755,71	4272755,71	

Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tels que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

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

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0.20$ s (**art 4-14 RPA/2003**)

Où : **N** est le nombre de niveaux au-dessus du sol et $\mathbf{T_K}$ la période du mode K.

Schémas des trois premiers modes de vibration :

1er mode ***:*** c'est un mode de translation selon Y de période **T=0.82 s**

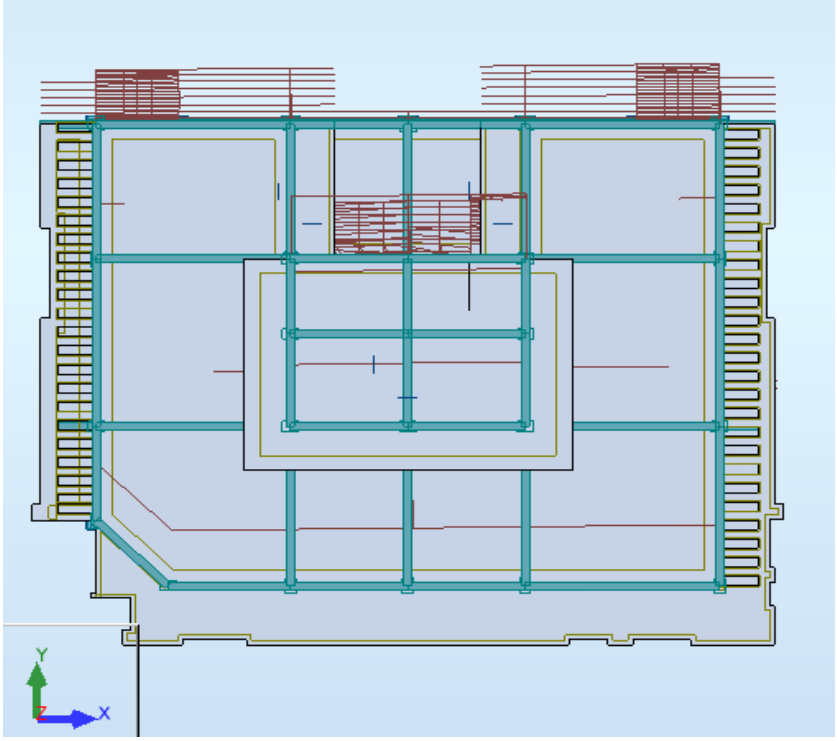


FIGURE 4. 3: 1er mode de vibration

2ème mode : c'est un mode de translation selon X de période **T = 0,69 s**

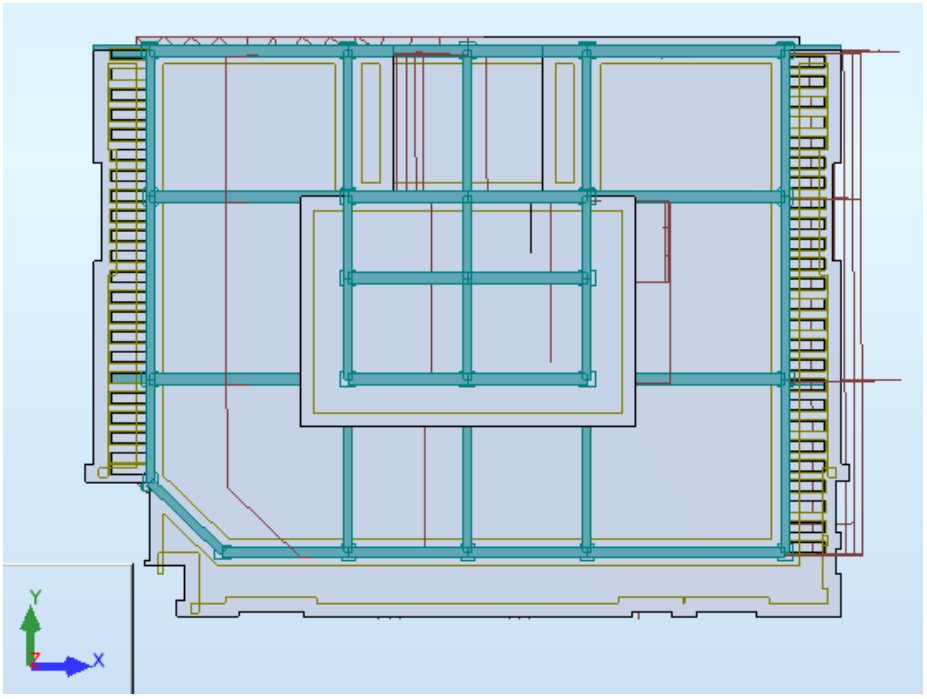


FIGURE 4. 4: 2éme mode de vibration

3ème mode : c'est un mode de torsion selon Z de période **T=0,67 s**

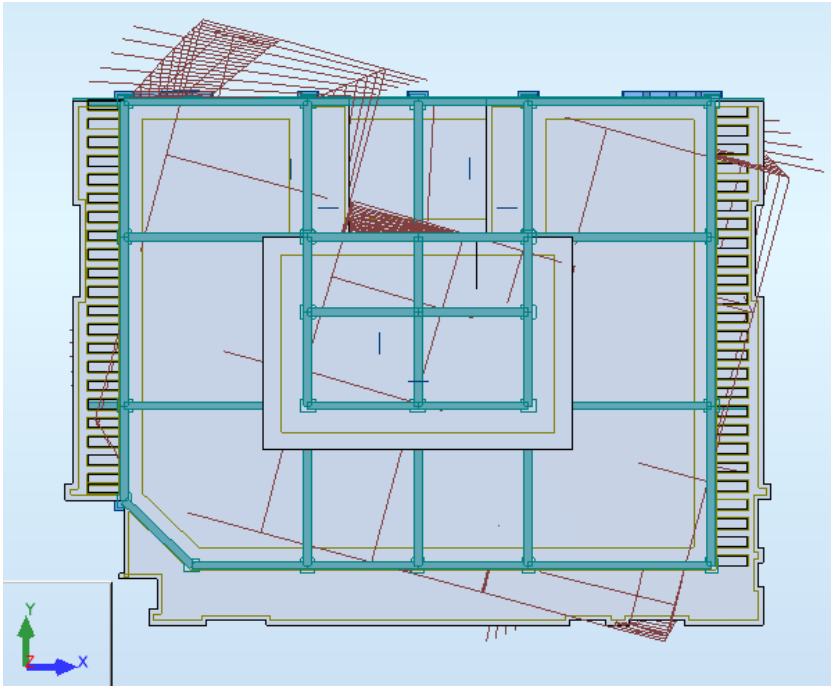


FIGURE 4. 5: 3éme mode de vibration

La période fondamentale de la structure

Constatation :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale T **=** 0,85S.

2°/ Les 1eret 2ème modes sont des modes de translation

3°/ Le 3ème mode est un mode de rotation

Selon le **RPA99V03**, les valeurs de T_{dyn} calculées par **ROBOT** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30% D'après [**ART4.2.4.4 du RPA. V2003**].

Nous devons vérifier que :

$$1{,}3\ T_e > T_{dyn}$$

$T_e = 1.3\ T_{RPA}$

$T_{RPA}=C_T\ (h_N)^{3/4}$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

C_T: coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage (**RPA tableau 4 - 6**)

Dans notre cas **:**

C_T= 0.5 et h_N= 30,94m ⟶ **T_{RPA} = 0.66s**

T_{robot} =0.82s <1.3 x T_{RPA} = 0.86 s…… **La condition est vérifiée**

4.2 Etude sismique

4.2.1 Introduction

Le séisme est une vibration du sol provoquée par une libération soudaine d'énergie due à une rupture dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente nommée le manteau.

L'étude sismique consiste à évaluer les forces auxquelles une structure est soumise lors d'un tel phénomène. Cette étude est régie par un certain nombre de règles établies par le **RPA 99 v2003**.

Le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

4.2.2 Présentation des différentes méthodes de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) Méthode statique équivalente :

Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante :

$$V = \frac{A*D*Q}{R} * Wt$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment : $W=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$

Coefficient d'accélération de zone A

Cet ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation situé à **BOUMATI**. (Zone III), groupe d'usage 2 =>**A=0 .25**

Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule **: Q = 1+ΣPq**

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(**q**) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (**4.4R.P.A 2003**).

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003, **Q =1.1**

Choix de Coefficient de comportement R

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales et horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux ci-dessous représentent la répartition des charges entre les voiles et les portiques au niveau RDC.

Charge verticale :

Tableau 4. 4; Charge verticale

RDC	F3			
	PORTIQUE (KN)	VOILE (KN)	PORTIQUE%	VOILE%
	163442,94	**98556,98**	**%62,38**	**%37,62**

Avec : F3 : la charge verticale reprise par l'élément**.**

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.et On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (**d'après RPA99**). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R=3,5.**

Facteur d'amplification dynamique moyen D

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta & 0 \le T \le T2 \\ 2.5\,\eta\left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T2 \le T \le 3s \\ 2.5\,\eta\left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{t}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases}$$

η **:** Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage suivant **l'article 4.3. R.P.A 2003,** on a la formule suivante **:**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \ge 0{,}7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

La valeur de coefficient d'amortissement suivant le système structural, nous avons une structure portique en béton armé avec un remplissage dense :

Donc : **ξ%** = 10% d'où **η= 0.76 > 0,7.**

T1 et T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (**RPA art 4.7**).

Terrain ferme **(S2)** ⇒ T_1 = 0,15 sec et T_2 = 0,4 sec.

Direction Y :

⇨ $T_2 \leq T_Y \leq 3s$

$$Dy = 2.5\,\eta\,(\frac{T2}{TY})^{\frac{2}{3}} = 2{,}5 \times 0{,}76 \times \left(\frac{0{,}4}{0{,}82}\right)^{\frac{2}{3}} = 1{,}17$$

Direction X :

⇨ $T_2 \leq T_x \leq 3s$

$$Dx = 2.5\eta\left(\frac{T2}{Tx}\right)^{\frac{2}{3}} = 2{,}5 \times 0{,}76 \times \left(\frac{0{,}4}{0{,}69}\right)^{\frac{2}{3}} = 1{,}32$$

4.2.3 Vérifications des exigences de RPA99/Version 2003

4.2.3.1 Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage

Le R.P.A 2003 exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser1% de la hauteur d'étage. (Le déplacement admissible est:

Δk adm= 1%h0..... (Art 5.10 RPA 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau " **k** " de la structure est calculé comme suit.

δk =R δek .....(Art 4 - 19 – R.P.A 2003).

Avec :

δ**ek** : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

h_0 : est la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1" est égal à :

$\Delta = \delta - \delta k\text{-}1$.....(Art 4 – 20 R.P.A 2003)

Les résultats sont donnés dans les deux tableaux suivants :

- **Sens longitudinal X-X :**

Tableau 4. 5: Déplacement inter-étage dans le sens (x-x)

Niveau	UX	ΔKx	DrUX Adm (cm)
RDC	0,240	0,240	3,06
Etage1	0,993	0,753	3,74
Etage2	1,889	0,897	3,4
Etage3	2,917	1,028	3,4
Etage4	3,979	**1,062**	3,4
Etage5	5,012	1,033	3,4
Etage6	5,978	0,966	3,4
Etage7	6,868	0,890	3,4
Terrasse	7,627	0,759	3,4
Toiture	8,261	0,634	3,4

Le déplacement inter-étage max = 1,062 cm < 1% de la hauteur de l'étage

⇨ **Condition vérifiée**

- **Sens transversal Y-Y :**

Tableau 4. 6: Déplacement inter-étage dans le sens (y-y)

Niveau	UY	ΔKy	DrUY Adm (cm)
RDC	0,316	0,316	3,06
Etage1	1,194	0,878	3,74
Etage2	2,252	1,058	3,4
Etage3	3,483	1,231	3,4
Etage4	4,764	**1,281**	3,4
Etage5	6,005	1,241	3,4
Etage6	7,147	1,142	3,4
Etage7	8,164	1,017	3,4
Terrasse	9,020	0,857	3,4
Toiture	9,863	0,843	3,4

Le déplacement inter-étage max = 1,281 cm < 1% de la hauteur de l'étage

=> **Condition vérifiée**

4.2.3.2 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (RPA 99 version 2003 Art 5-9)

Les effets du 2eme ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où lacondition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

Il faut calculer le coefficient **ϴK** = PK*ΔK = VK*hK

- Si ϴk < 0.1 : les effets de 2éme ordre sont négligés.

- Si 0.1 < ϴk < 0.2 : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteurégale à 1/(1- ϴk)

- Si ϴk > 0.2 : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

Vk : effort tranchant d'étage au niveau K.

Δk : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

hk : hauteur de l'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 4. 7: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X

DIRECTION X

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
RDC	-41901	0,24	4530,92	3,06	0,00725	OK
1	-39139	0,753	4509,7	3,74	0,01747	OK
2	-36301	0,897	4420,72	3,4	0,02166	OK
3	-32425	1,028	4207,32	3,4	0,0233	OK
4	-27130	1,062	3814,28	3,4	0,02222	OK
5	-21712	1,033	3319,51	3,4	0,01987	OK
6	-16290	0,966	2720,24	3,4	0,01701	OK
7	-10932	0,89	2013,71	3,4	0,01421	OK
Terrasse	-5219,2	0,759	1096,23	3,4	0,01063	OK
Toiture	-1195,3	0,634	303,19	3,4	0,00735	OK

Tableau 4. 8: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

DIRECTION Y

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
RDC	-41901	0,316	3941,71	3,06	0,01098	OK
1	-39139	0,878	3917,96	3,74	0,02345	OK
2	-36301	1,058	3830,7	3,4	0,02949	OK
3	-32425	1,231	3634,57	3,4	0,0323	OK
4	-27130	1,281	3293,04	3,4	0,03104	OK
5	-21712	1,241	2873,41	3,4	0,02758	OK
6	-16290	1,142	2366,97	3,4	0,02312	OK
7	-10932	1,017	1772,57	3,4	0,01845	OK
Terrasse	-5219,2	0,857	988,26	3,4	0,01331	OK
Toiture	-1195,3	0,843	274,67	3,4	0,01079	OK

Conclusion

Nous constatons que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieurs à **0.1** Donc l'effet de 2éme ordre (effet P-delta) peut être négligé.

4.2.3.3 Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$V=\frac{N_d}{Bc\times fc_{28}} \leq 30$$

Où :

V : l'effort normal réduit

Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section

Bc : section du poteau

$\boldsymbol{fc_{28}}$ **:** Résistance caractéristique à la compression du béton

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau 4. 9: L'effort normal réduit

Niveau par zone	BC (mm^2)	Nd(N)	f_{C28} (MPa)	V(N)	Vérification
ssol/Rdc/Et1	600*600=360000	2707480	25	0,30	CV
Et2 ~ Toiture	600*500=300000	2248570	25	0,29	CV

4.2.3.4 Vérification de la résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99/version 2003** (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V.

Si V_t< 0.8 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (Forces, déplacements, moments,) dans le rapport :

$$\mathbf{r = \frac{0.8*V}{V_t}}$$

Combinaison : EX-EY-W

Nous devons vérifier que **: V_{dyn} >80% V_{st}**

Force sismique VX [KN] (statique équivalente)	4972,49
Force sismique VY [KN] (statique équivalente)	4611,11

Force sismique EX [KN] (Dynamique)	4530,91
Force sismique EY [KN] (Dynamique)	3941,72

Vérification Art 4.3.6 RPA99 V.2003

Sens X	**Ex > 80%Vx**	Condition Vérifiée
Sens Y	**Ey > 80%Vy**	Condition Vérifiée

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

4.2.3.5 Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction (Ms > Mr)

Il faut vérifier que : $\frac{\textbf{Moment stabilisateur}}{\textbf{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Ms : Moment stabilisant est égal à : Ms = M W / O = W* b

Mr : Moment de renversement est égale à : Mr = M * Fi / O = $\sum \text{Fixdi n i} = 1$

Fi : efforts sismique appliqués à chaque étage.

di : la hauteur de niveau **i** mesuré à partir de la base.

Tableau 4. 10: Vérification de la stabilité au renversement

DIRECTION X

ETAGE	Vx (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
RDC	4530,92	5,06	42727,55	11,37	107,3732	485812,2435
1	4509,7	8,8			783,024	
2	4420,72	12,2			2603,48	
3	4207,32	15,6			6131,424	
4	3814,28	19			9400,63	
5	3319,51	22,4			13423,65	
6	2720,24	25,8			18228,47	
7	2013,71	29,2			26790,42	
Terrasse	1096,23	32,6			25853,1	
Toiture	303,19	36			10914,84	
				SOMME	**114236,4**	***OK***

DIRECTION Y

ETAGE	Vy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
RDC	3941,71	5,06	42727,55	9,29	120,175	396938,9395
1	3917,96	8,8			767,888	
2	3830,7	12,2			2392,786	
3	3634,57	15,6			5327,868	
4	3293,04	19			7972,97	
5	2873,41	22,4			11344,26	
6	2366,97	25,8			15335,52	
7	1772,57	29,2			22901,85	
terrasse	988,26	32,6			23263,03	
toiture	274,67	36			9888,12	
				SOMME	99314,47	***OK***

Chapitre V

Ferraillage des éléments principaux

5. Ferraillage des éléments principaux

5.1 Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments principaux. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

Dans ce chapitre on étudie le ferraillage des éléments résistants qui devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93 et RPA 99 version 2003.**

5.2 Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinales et transversales. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau 5. 1: Caractéristiques des matériaux en situation durable et accidentelle

Matériaux (MPa)		Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28}	25	25
	γb	1.5	1.15
	f_{bu}	14.2	21.74
Acier	$f e$	400	400
	γs	1.15	1
	σs	348	400

❖ **Combinaison des charges :**

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

✓ **Selon BAEL 91**

- E L U..... 1.35G + 1,5 Q.
- E L S..... G + Q.

✓ **Selon RPA 99** (situation accidentelle)

- G + Q ± E
- 0,8G ± E

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ROBOT**

Ferraillage longitudinal

a) Recommandations du RPA99 :

✓ Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences, droites et sans crochet. Leur pourcentage minimal est de 0,9% en zone III ;

✓ Leur pourcentage maximal est de :

- 3% en zone courante ;
- 6% en zone de recouvrement.

✓ Le diamètre minimum est de 12 mm ;

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ;

✓ La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III ;

✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales.

b) Recommandations du « BAEL99/V2003 »

Ferraillage minimum d'après le **BAEL99/V2003** est donné par :

$$\begin{cases} A_{Min} = \max\left(4\frac{cm2}{ml}; \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{Max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section de béton = b*h

A ≥ $\frac{0.23 * f_{c28}}{f_e}$ ***** b_0*** d =**

d= 0.9h

Tableau 5. 2: Ferraillage maximal et minimal

		BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
Niveau	**Section (cm²)**	**Amin (cm²)**	**Amax (cm²)**	**Acnf (cm²)**	**Amin (cm²)**	**Amax (cm²) zone courante**	**Amax (cm²) Zone de recouvrement**
Ss-sol+RDC+1er étage	60 * 60	7.2	180	3.91	32.4	108	216
ET2~ET7	60* 50	6	150	3.26	27	90	180
Ss ~ 7em étage	30 * 60	3.6	90	1.956	16.2	54	108

-

5.2.1 Sollicitations de calcul

Tableau 5. 3: Sollicitation de calcul-Poteaux (60*60)

Combinaisons	N (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
1.35G+1.5Q (N max)	3449.17	-2.13	1.51
G+Q+E (My - max)	2011.27	-87.11	4.93
G+Q+E (Mz - max)	2545.12	-3.66	112.15
G+Q+E (N min)	1294.31	10.02	-6.50

Tableau 5. 4: Sollicitation de calcul-Poteaux Poteaux (60*50)

Combinaisons	**N** (kN)	**My** (kN.m)	**Mz** (kN.m)
1.35G+1.5Q (N max)	2473.71	26.27	-53
G+Q+E (My - max)	204.26	-196.37	87.06
G+Q+E (Mz - max)	181.23	-149.23	188.49
G+Q+E (N min)	94.81	-5.21	16,85

Tableau 5. 5: Sollicitation de calcul-Poteaux-Poteaux (50*60)

Combinaisons	**N** (kN)	**My** (kN.m)	**Mz** (kN.m)
1.35G+1.5Q (N max)	2720,44	13,80	18,63
G+Q+E (My - max)	1710,69	94,79	-25,61
G+Q+E (Mz - max)	1920,95	37,97	-134,36
G+Q+E (N min)	1014,44	85,86	-19,89

Tableau 5. 6: Sollicitation de calcul-Poteaux-Poteaux (30*60)

Combinaisons	N (kN)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
1.35G+1.5Q (N max)	1011.10	1,32	-0.11
G+Q+E (My - max)	638.93	58.87	-0.69
G+Q+E (Mz - max)	499.83	2,67	-16.96
G+Q+E (N min)	409.09	28.66	-0.25

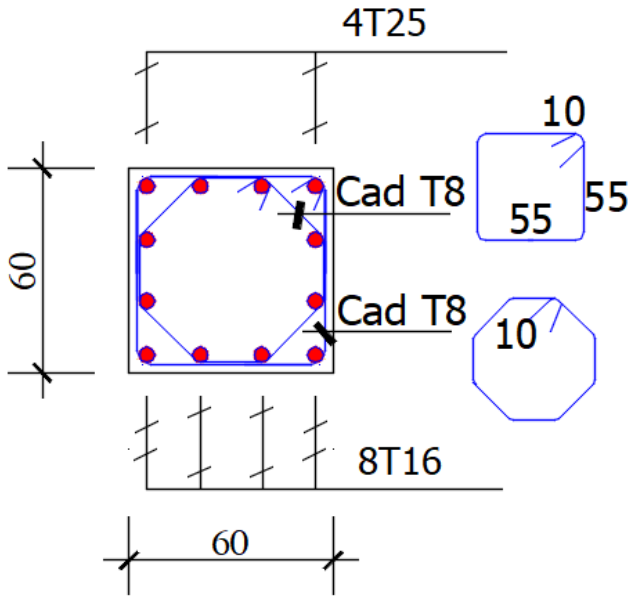
Ferraillage longitudinal

-Poteaux (60*60) :

A_{CNF} = 3.91 cm^2

A_{RPA} = 32.4 cm^2

A_{adopt} = 35,72 cm^2



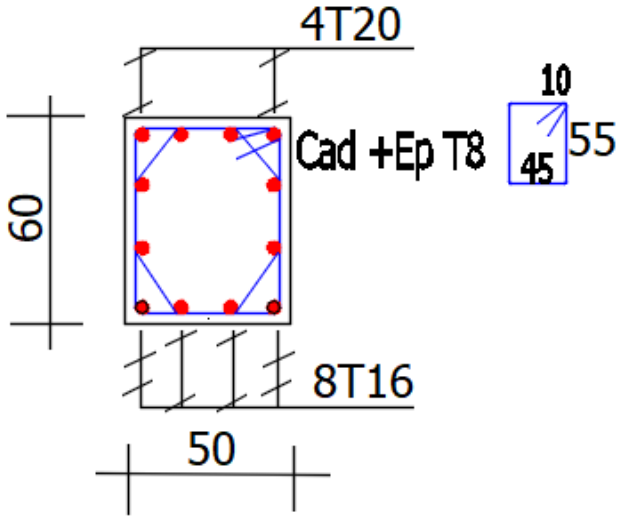
- **Choix des barres** : 4HA25 +8HA16

-Poteaux (60*50) :

A_{CNF} = 3.26 cm^2

A_{RPA} = 27 cm^2

A_{adopt} = 28,65 cm^2



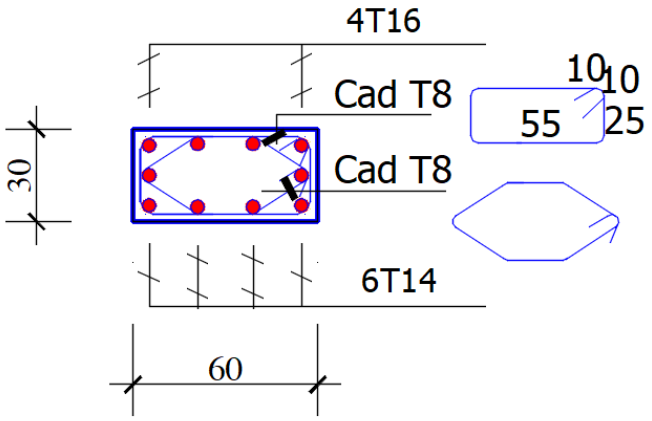
-Choix des barres : 4HA20+8HA16

-Poteaux (30*60)

A_{CNF} = 1.956 cm^2

A_{RPA} =16.2 cm^2

A_{adopt} = 17,28 cm^2



-Choix des barres : 4HA16+6HA14

5.2.2 Vérifications

- **Les sollicitations tangentes**

- **La contrainte de cisaillement :** conventionnelle de calcul dans béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \mathcal{P}_d * f_{c28}$$

Où $\mathcal{P}_d$ est égal à **0.075** si l'élancement géométrique dans la direction considérée est supérieur ou égal à **5** et **0.04** dans le cas contraire.

Pour notre cas ; on prend la valeur la plus défavorable de :

$$\mathcal{P}_d = 0.04$$

Donc : $\tau_{bu} = \mathcal{P}_d * f_{c28}$ = 0.04*25= **1** MPa

1- <u>Poteaux (60*60)</u>

$$\tau_{b\,max} = \frac{V_{max}}{b*d} = \frac{|-159.39|}{60*54} *10 = \mathbf{0.492}\ \text{MPa}$$

Vmax : l'effort tranchant max = $|-159.39|$ KN

b : la largeur du poteaux = **60** cm

d : la hauteur ultime

d = h- h/10 = 60-(60/10) = **54** cm

La condition : $\tau_{b\,max} \leq \tau_{bu}$ ⟶ **vérifiée**

- Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_{b\,max} \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_{b\,max} = \frac{V_{max}}{b*d} = \frac{|-159.39|}{60*54} *10 = \mathbf{0.492}\ \text{MPa}$$

avec : τ contrainte de cisaillement max

- **On a aussi pour la fissuration peu-préjudiciable** :

$\overline{\tau_u} = \left(\min 0.2 \frac{f_{c28}}{\sigma_b} ; \mathbf{5\ MPa}\right)$

$\overline{\tau_u}$ = 4.35 MPa **Condition vérifiée**

2 -**Poteaux (60*50)**

Vmax =| −117.52| KN **;** **b**= 60 cm ; **h** = 50cm **;** **d**= 45 cm

$\tau_{bu} = \mathcal{P}_d * f_{c28}$ = 0.04*25= **1** MPa

$\tau_{b\,max} = \frac{V_{max}}{b*d} = \frac{|-117.52|}{60*45}$ *10 = **0.435** MPa

- la condition : $\tau_{b\,max} \leq \tau_{bu}$ ⟶ **vérifiée**

3 -**Poteaux (30*60)** :

Vmax = 116.14 KN **;** **b**= 30 cm ; **h** =60 cm **;** **d**= 54 cm

$\tau_{bu} = \mathcal{P}_d * f_{c28}$ = 0.04*25= **1** MPa

$\tau_{b\,max} = \frac{V_{max}}{b*d} = \frac{116.14}{60*54}$ *10 = **0.358** MPa

-la condition : $\tau_{b\,max} \leq \tau_{bu}$ ⟶ **vérifiée**

Ferraillage transversal

D'après le **RPA99** : Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\mathcal{P}a * Vu}{h_t * f_e}$$ **RPA99 (art 7.4.2.2)**

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\mathcal{P}a$: Coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique (λ_g)

$$\mathcal{P}a = \begin{cases} 2.5 \text{ ; si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 < 5 \end{cases} \qquad \text{avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right) \longrightarrow l_f = 0.7 * l_0$$

l_f : La longueur de flambement

l_0 : La hauteur des étages

$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.74 = 2.618$ **m**

$\lambda_g = \frac{2.618}{0.6} = 4.36 < 5$ **Donc : $\mathcal{P}a = 3.75$**

t : L'espacement des armatures transversales

- **Espacement des cadres**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

✓ Dans la zone nodale : $t \leq 10$ cm en zone II

✓ Dans la zone courante : $t' \leq$ Min (b/2 ; h/2 ; $10\phi_{lmin}$) en zone III

✓ La valeur la plus restrictive de cette condition sera donnée par les dimensions des poteaux de (60×60) :

$S_t \leq$ Min (17.5cm, 17.5cm, 16cm)

$S_t \leq 15$ cm

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **10 cm** en zone nodale et **15 cm** en zone courante

1- <u>Poteaux (60*60)</u>

$$\frac{\mathcal{P}a*Vu}{h_t*f_e} = \frac{3.75*159.39}{60*400*10^{-1}} = 0.249 \text{ cm}$$

Nous avons opté pour des diamètres de **8** mm avec un espacement de **10**cm en **zone nodale** et **15** cm en **zone courante**.

- **Zone nodale** : 4Θ8 ⟶ A_t = 2.01 ; **t =** 10 cm

$\frac{A_t}{t} = \frac{2.01}{10}$ = 0.201cm < **0.249** cm la condition n'est pas vérifiée

- **Zone courante**

$\frac{A_t}{t} = \frac{2.01}{15}$ = 0.134 **cm** < **0.249 cm** la condition n'est pas vérifiée

Donc : on prendra t = 8 cm pour vérifier la condition

$\frac{2.01}{8}$ **= 0.251 cm ≥ 0.249** cm condition vérifiée

- **Zone courante**

Pour vérifier la condition, **on prendra t** = 8 cm

$\frac{2.01}{8}$ **= 0.251 cm ≥ 0.249** cm condition vérifiée

2 - <u>Poteaux (60*50)</u>

V max =|−117.52| KN **;** **b**= 60 cm ; **h** = 50cm **; d**= 45 cm

$\tau_{bu} = \mathcal{P}_d * f_{c28}$ **=** 0.04*25**= 1** MPa

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right) \longrightarrow l_f = 0.7 * l_0$

l_f : La longueur de flambement

l_0 **:** La hauteur des étages

l_f **=** 0.7*l_0 **=** 0.7*3.4 = 2.38 m

λ_g **=** $\frac{2.38}{0.5}$ **= 4.76** < 5 **Donc : $\mathcal{P}$a = 3.75**

$\frac{\mathcal{P}a * Vu}{h_t * fe} = \frac{3.75 * 117.52}{50 * 400 * 10^{-1}}$ **= 0.220** cm

Nous avons opté pour des diamètres de **8** mm avec un espacement de **10**cm en **Zone Nodale** et **15** cm en **zone courante**.

- Zone nodale : 4Θ8 $\longrightarrow$ A_t = 2.01 ; **t =** 10 cm

$\frac{A_t}{t} = \frac{2.01}{10}$ = **0.201**cm < **0.220** cm $\longrightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

Pour vérifier la condition, on prendra donc t = 8 cm

$\frac{A_t}{t} = \frac{2.01}{8}$ = **0.251** cm **≥ 0.220** cm $\longrightarrow$ condition vérifiée

- **Zone courante :**

$\frac{\mathbf{A_t}}{\mathbf{t}} = \frac{2.01}{15}$ = **0.134** cm **<** **0.220** cm ⟶ la condition n'est pas vérifiée

Pour vérifier la condition, on prendra donc t = 8 cm

$\frac{\mathbf{2.01}}{\mathbf{8}}$ **= 0.251 cm ≥ 0.220** cm ⟶ condition vérifiée

3 - **<u>Poteaux (30*60)</u>** :

Vmax = 116.14 KN **;** **b**= 30 cm ; **h** =60 cm **; d**= 54 cm

τ_{bu} **=** $\mathcal{P}_d$*****f_{c28} **=** 0.04*25**= 1** MPa

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right)$ l_f **=** 0.7*l_0

l_f **: La longueur de flambement**

l_0 **: La hauteur des étages**

l_f **=** 0.7*l_0 **=** 0.7* 3.74 **=** 2.618 **m**

λg **=** $\frac{\mathbf{2.618}}{\mathbf{0.6}}$ = 4.36 < 5 ⟶ **Donc :** $\mathcal{P}$**a = 3.75**

$\frac{\mathcal{P}a*Vu}{h_t*fe}$ **=** $\frac{3.75*116.14}{60*400*10^{-1}}$ **= 0.181** cm

Nous avons opté pour des diamètres de **8** mm avec un espacement de **10**cm en **Zone Nodale** et **15** cm en **zone courante**.

- Zone nodale : 4Θ8 ⟶ A_t = 2.01 ; **t =** 10 cm

$\frac{A_t}{\mathbf{t}} = \frac{2.01}{10}$ = **0.201**cm ≥ **0.181** cm ⟶ condition vérifiée

- Zone courante :

$\frac{A_t}{\mathbf{t}} = \frac{2.01}{15}$ = 0.134 **cm** < **0.181 cm** ⟶ la condition n'est pas vérifiée

Pour vérifier la condition, on prendra donc t = 8 cm

$\frac{2.01}{8}$ = **0.251** cm ≥ **0.181** cm ⟶ condition vérifiée

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 5. 7: Armature transversale (Zone courante).

Niveau	Vu (KN)	B (cm^2)	τ_u (MPa)	t' (cm)	λ_g	ρ_a	At (cm²)	At min	A adoptée (cm²)	Choix des Armatures
Ss-sol+RDC+ 1er étage	-159.39	60×60	0.492	15	4.36	3.75	3.736	4.65	4.71	6T10
ET2~ET7	-117.52	60×50	0.435	15	4.76	3.75	3.305	3.6	4.71	6T10
Ss ~ 7em étage	116.14	30×60	0.358	15	4.36	3.75	2.722	2.43	4.71	6T10

Tableau 5. 8: Armature transversale (Zone nodale)

Niveau	Vu (KN)	B (cm²)	τ_u (MPa)	t' (cm)	λ_g	ρ_a	At (cm²)	At min	A adoptée (cm²)	Choix des Armatures
Ss-sol+RDC+ 1er étage	-159.39	60×60	0.492	10	3.89	4.36	2.490	3.13	4.71	6T10
ET2~ET7	-117.52	60×50	0.435	10	4.28	4.76	2.204	2.4	4.71	6T10
Ss ~ 7em étage	116.14	30×60	0.358	10	4.76	4.36	1.815	1.62	4.71	6T10

a) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton.

- le calcul se réalise pour le cas le plus défavorable.

$\overline{\sigma_{bc}}$ = 0.6 fc_{28} = 0.6*25 **= 15** MPa

σ_{bc} = K* y **avec** **K =** $\left(\frac{N_{ser} * y_c}{I}\right)$

Avec : y_c **= y – c**

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5. 9: Vérification des contraintes

Niveaux	Mser (kN.m)	Nser (KN)	AS (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$
Ss-sol+RDC+1er étage	-54.75	2507,40	28.64	4.01	15	**Vérifiée**
ET2~ET7	-120,09	1796,19	28.64	3.21	15	**Vérifiée**
Ss ~ 7em étage	25,32	739,07	25.12	3	15	**Vérifiée**

5.3 Ferraillage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Pour cela, nous considérons le plus grand moment sur appuis et de même en travée pour le calcul de la section d'acier.

Prescriptions données par RPA99/version 2003 :

a) Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% en toute section ;
- ✓ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement ;
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ (zone III) ;
- ✓ Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un rectangle.

b) Armatures transversales :

➢ **Selon le RPA :**

✓ La quantité des armatures transversales est de : At = 0.003.s.b

✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « h/4, 12ф » ;
- En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de «s ≤ h/2».

➢ **Selon le BAEL 91 : (la condition de non fragilité)**

Acnf = 0,23 x bo x d x ft28/fe

c) Ferraillage longitudinal

1. Identification des poutres

Poutre longitudinale

P1 : axe 1

P2 ; P7 ; P11 : axe 3

P3 : axe 4

P4 : axe 5

P5 ; P8 ; P9 ; P10 : axe 6

P6 : entre axe 1et 2

P1 :P3 ; P4 ; P6 : étage courant

P2 : RDC ; étage (1 ; 7; terrasse

P7 : étage (2-6)

P5 : RDC ; étage1

P8 : étage 2

P9 : étage (3-6) /P10 :étage7

P11 : toiture

5.3.1 Sollicitations de calcul

Tableau 5. 10: Poutres sens longitudinal

	En Appuis			En Travée		
Poutre	**M_{ELU}(KN.m)**	**M_{ELS}(KN.m)**	**M_{ACC}(KN.m)**	**M_{ELU}(KN.m)**	**M_{ELS}(KN.m)**	**M_{ACC}(KN.m)**
P1	-172,04	-124,71	402,80 -392,89	82,27	59,50	/
P2	-355,22	-259,35	-360,80 163,29	185,25	134,56	/
P3	-57,70	-42,37	-196,72 154,85	42,32	31,02	/
P4	-390,75	-283,59	-403,08 267,05	178,41	129,62	/
P5	-77,89	-57,33	-220,11 187	26,66	19,57	/
P6	-108,71	-79,11	-255,29 161	29,61	31,12	/
P7	-310,09	-224,65	-348,56 194,05	157,03	113,90	/
P8	-110,29	-74,50	-262,84 227,66	40,62	29,70	/
P9	-98,44	-72,38	-311,16 253,52	41,18	30,19	/
P10	-102,72	-75,55	-252 185,51	41,71	30,60	/
P11	-210,62	-153,69	-204,65 125,09	86,58	62,96	/

Résultat de calcul des poutres

Le calcul s'est réalisé par le **logiciel robot expert 2010**

Tableau 5. 11: Résultat de calcul des poutres

Poutre /section		**Armature supérieur cm2**	**Armature inferieur cm2**	**choix des armatures**
P1	**appuis**	20,4	19,8	3T25.Fil+3T20Renf(Sup) 3T25.Fil+3T20Renf (inf)
	travée	0	4,5	3T25.Fil
P2	**appuis**	7,9	21,5	3T25.Fil+3T20Renf(Sup) 3T14.Fil+3T14Renf (inf)
	travée	0	9,1	3T20Fil
P3	**appuis**	9,6	7,5	3T16.Fil+2T16Renf(Sup) 3T14.Fil+2T14Renf (inf)
	travée	0	2,6	3T14Fil

Chainage transversal

-CH1 : axe A	**-CH1-CH5 : (RDC→Terrasse)**
- CH2-CH6 : axe C-E	**-CH2-CH4 : (RDC ; étage1 ; 6 ; 7 ; terrasse)**
-CH3 : axe D	**-CH6-CH7 : (étage2-étage5)**
- CH4 –CH7: axe D	**-CH3 : (RDC→étage 2)**
- CH5 : axe F	**-CH8-CH9 : toiture**

Tableau 5. 12: chainage transversal

	En Appuis			En Travée		
chainage	M_{ELU}(KN.m)	M_{ELS}(KN.m)	M_{ACC}(KN.m)	M_{ELU}(KN.m)	M_{ELS}(KN.m)	M_{ACC}(KN.m)
CH1	-189,61	-137,36	-269,14 198,68	95,46	69,33	/
CH2	-114,07	-83	-321,76 272,89	-79,67	-71,59	/
CH3	-39,82	-29,33	-168,91 123,70	12,45	9,21	/
CH4	-162,52	-118,77	-322,15 219,81	48,55	35,35	/
CH5	-200,03	-144,63	-274,95 163,89	82	59,40	/
CH6	-122,94	-88,04	-361,74 306,41	45,73	33,35	/
CH7	-155,10 109,78	-113,28 80,20	-398,56 263,58	13,79	10,18	/
CH8	-122,65	-89,39	-257,13 173,52	45,72	33,28	/
CH9	-71,09	-52	-90,41 43,39	34,86	25,51	/

Tableau 5. 13: Résultat de calcul des chainages

Chainage	Section	Armature supérieur cm2	Armature inferieur cm2	Choix des armatures
CH1	**appui**	13,9	10	3T20.Fil+2T20Renf(Sup) 3T16.Fil+2T16Renf (inf)
	travée	0	5,3	3T16Fil
CH2	**appui**	16	13,3	3T20.Fil+3T20Renf(Sup) 3T20.Fil+2T20Renf (inf)
	travée	0	4,4	3T20Fil

d) Ferraillage transversal

✓ **Selon le *BAEL91* :**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0{,}4.\ b.\ S_t / f_e$

Avec b : largeur de la poutre ;

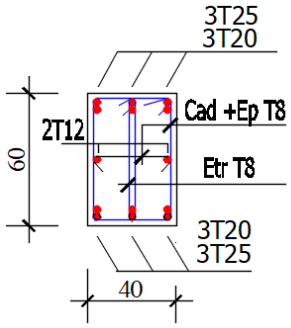
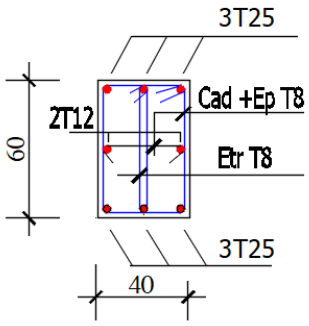
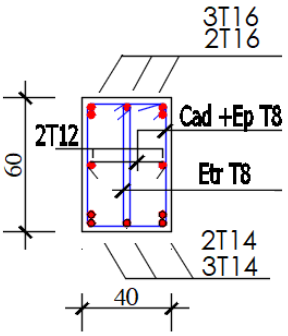
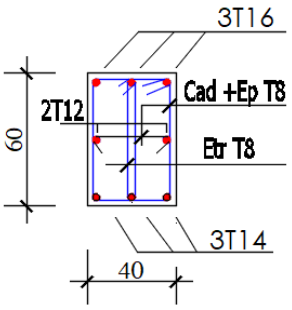
St : l'espacement des cours d'armatures transversales

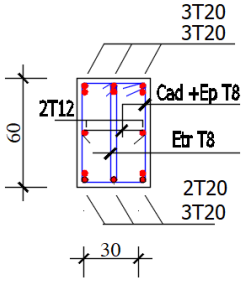
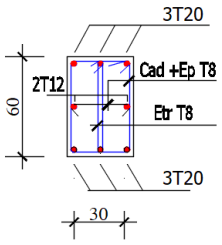
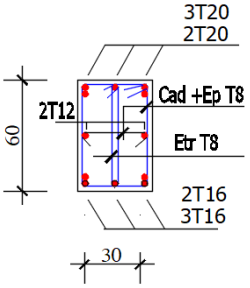
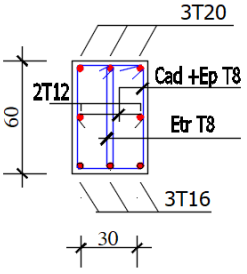
$S_t \leq \min\{0.9d, 40cm, 15\phi_{l\,min}\}$

On adopte les espacements suivants **St = 15cm** ;

Donc: $A_t \geq 0{,}4\times0{,}4\times0{,}15/400$ => **$A_t \geq 6cm^2$**

ϕ_t = 10 mm : soit $\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\,min}\right\}$

Ferraillage de la poutre principale			
Poutre liée au voile		Poutre non liée au voile	
Appuis	Travée	Appuis	Travée
			

Ferraillage de la poutre secondaire			
Poutre liée au voile		Poutre non liée au voile	
Appuis	Travée	Appuis	Travée
			

✓ **Selon le RPA99/version 2003 :**

5.3.2 Vérification :

a) Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :

Nous prenons la poutre qui a l'effort tranchant max

Sens longitudinal

Tableau 5. 14: Vérification des contraintes tangentielles

	Vumax (KN)	τ_u (Mpa)	τ' (Mpa)	Observation
(P2)	231,92	4,29	4.35	$\tau_u < \tau'$ vérifié

Sens transversal

Tableau 5. 15: Vérification des contraintes tangentielles

	Vumax (KN.)	τu (Mpa)	τ'(Mpa)	Observation
CH5	171,8	3,18	4.35	τu< τ' vérifié

a) Influence de l'effort tranchant aux appuis

✓ **Influence sur le béton :**

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2\,V_{uMax}}{b_0 * a} \leq 0.8\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow V_{uMax} \leq 0.267.\mathbf{a}.\mathbf{b}.f_{c28}$$

a =b_0-c_t-2 cm ; et a : est la longueur d'ancrage

$$c_t = \max \begin{cases} c \\ \phi \\ 1\text{cm} \end{cases} \longrightarrow c_t = 3\text{ cm}$$

a = application numérique

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5. 16: Influence sur le béton

Sens longitudinal Vu_{max} (MN)	Sens transversal Vu_{max} (MN)	0,267×a×b×fc28 (MN)	Observation
0,23	0,17	1,47	OK

✓ **Influence sur les armatures**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9\,d}\right)$$

On choisit la poutre la plus sollicité :

- **Sens longitudinal**

Tableau 5. 17: Influence des armatures poutres sens longitudinal

Poutre	Vu (kN)	Mu (kN.m)	Aa (cm^2)	A (cm^2)
P2	231,92	185,25	0,65	4,62

- **Sens transversal**

Tableau 5. 18: Influence des armatures poutres sens transversal

Poutre	Vu (kN)	Mu (kN.m)	Aa (cm2)	A (cm2)
CH5	171,89	82	0,48	4,62

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes : Il faut que les contraintes de compression du béton soient vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6\ f_{c28} = 15\ MPa$$

Sens longitudinal

Tableau 5. 19: Vérification des contraintes poutre sens longitudinal

Poutre /section		Armature supérieur cm2	Armature inferieur cm2	Mser	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$
P1	appuis	24,15	24,15	-137,91	4,7	15
	travée		14,73	54,86	4,1	15
P2	appuis	24,15	9,2	-256,80	10,4	15
	travée		9,42	135,14	8	15
P3	appuis	10,1	7,7	-51,36	2,8	15
	travée		3,4	31,40	1,3	15

- **Sens transversal**

Tableau 5. 20: Vérification des contraintes poutre sens transversal

Chainage	Section	Armature supérieur cm2	Armature inferieur cm2	Mser	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$
CH1	appui	15 ,7	10,1	-138,92	7,2	15
	travée	0	6	69,49	6,2	15
CH2	appui	18,9	15,7	-87,68	3,9	15
	travée	0	9,4	81,68	6,2	15

5.4 Ferraillage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitation (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

- **Les combinaisons d'action**

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

La réglementation en vigueur **BAEL et RPA99/ V2003** exige les combinaisons ci-contre :

Etat limite ultime :

Situation accidentelle : **G + Q ± E , 0,8 ± E**

Etat limite de service : G + Q

Dans notre structure, il existe des voiles pleins et des voiles avec ouvertures (linteau). Ils sont sollicités par un effort de compression centré mais dans le cas d'une situation accidentelle ils sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant dû aux charges horizontales et un effort de compression dû aux charges verticales. Ces trois efforts nous donnent un calcul à la flexion composée en se basant sur les règles **BAEL91 version 2003** et les recommandations du **RPA99.**

- Etapes de calcul

5.4.1 Ferraillage vertical

Le ferraillage vertical est déterminé suivant les étapes de calcul définies ci-dessous :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M*V}{I}$$

Ω : section du béton

V : bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

$$V = \frac{L_{trm}}{2}$$

L_{trm} : Longueur du trumeau

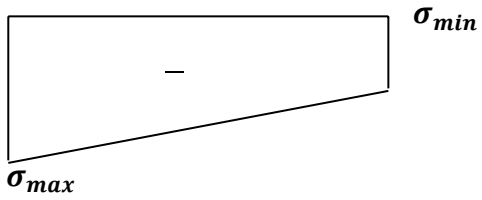
Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC.**
- Section entièrement comprimée **SEC.**

1ere cas : Section entièrement tendue (**S**.**E**.**T**)

Une section est dite entièrement tendue si « **N** » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

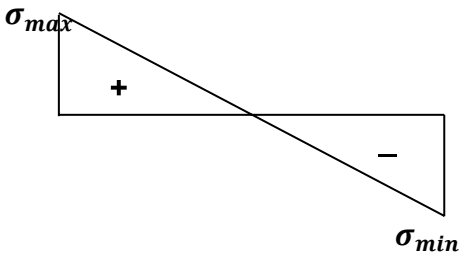
$$\mathbf{N}\ (t) = \left(\frac{\sigma_{min} * \sigma_{max}}{2}\right) L_t.e$$



2eme cas : Section partiellement comprimée (**S**.**P**.**C**)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

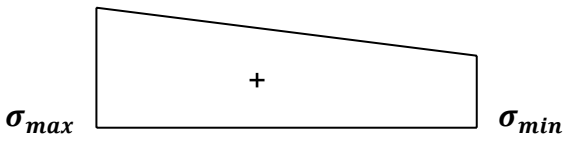
$$\mathbf{N\ (t)\ =} \left(\frac{\sigma_{min} * \sigma_{max}}{2}\right) L_t.e$$



3eme cas : Section entièrement comprimée (**S**.**E**.**C**)

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression

$$\mathbf{N\ (t) =} \left(\frac{\sigma_{min} * \sigma_{max}}{2}\right) L_c.e$$

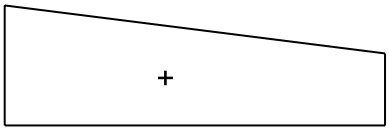


5.4.2 Ferraillage horizontal

La section d'armature est donnée par la plus élevée des deux relations suivantes :

-Selon le **BAEL 91** $A_H \geq \frac{A_V}{4}$

-Solon le **RPA99 :** $A_H \geq 0.0015 .b.L_{voil}$



Av : section d'armature verticale pour la partie tendue

Ces barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une Longueur de **10** ϕ, et doivent être disposés de telle manière à servir de cadre retenant les armatures verticales.

1) Ferraillage minimal

✓ **Compression simple**

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

- **A** ≥ **4cm²** / **ml**. (Longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ses armatures). [**A**.**8**.**1**.**2**.**1**.**BAEL91**]

0.2 % **≤** $\frac{A}{\Omega}$ **≤** 0.5 % (**Ω** : section du béton comprimé)

- **Traction simple :**

A_{min} **=** $\frac{B * f_{t28}}{f_e}$ [**A**.**4**.**2**.**1**. **BAEL91**]

Selon le **RPA99** / version **2003** :

➢ Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section du béton tendu (**Art 7**.**7**.**4**.**1**) ;

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :

  - Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**. (**Art7.7.4.3**)
  - En zone courante égale à **0.10%.**

2) Espacement

D'après **l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5\ e$$
$$S \leq 30\ cm$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15** cm.

3) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

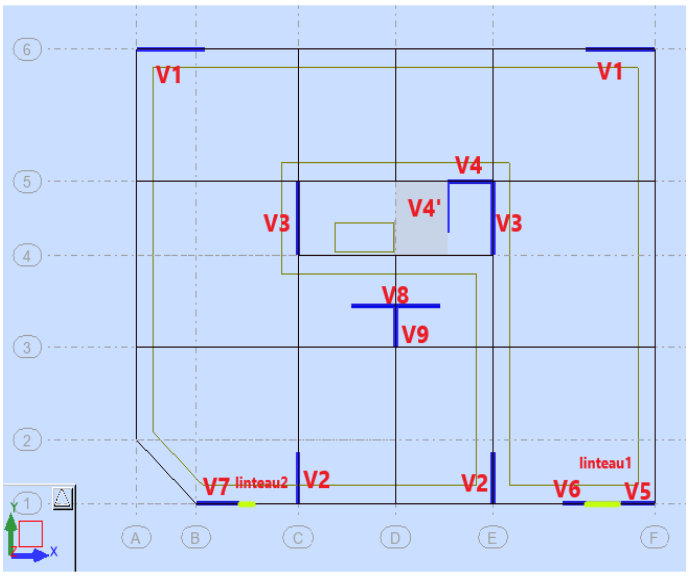
a. 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible ;

b. 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

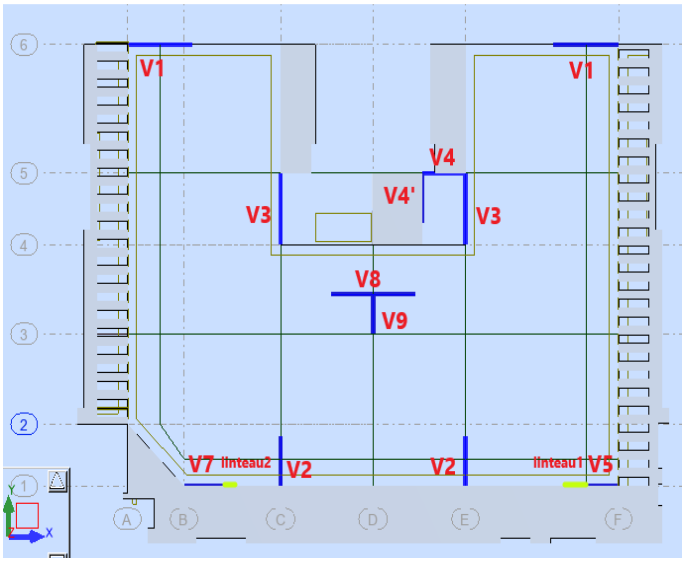
4) Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur.

La figure qui suit présente l'identification des voiles :



Sous sol →étage 5



Etages 6 et 7

FIGURE 5. 1 : Identification des voiles

Tableau 5. 21: dimensions des voiles

voile	épaisseur (m)	Longueur (m)
V1	0,20	3
V2	0,20	2
V3	0,20	2,90
V4	0,20	2
V4'	0,20	2
V5	0,20	1,45
V6	0,20	1,05
V7	0,20	1,90
V8	0,20	3,9
V9	0,20	1,6

5.4.3 Sollicitations de calcul et vérification des contraintes

A partir des résultats du logiciel, nous avons 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

Tableau 5. 22: Etat limite de service

ETAT LIMITE DE SERVICE						
VOILE	**N(KN)**	**M (KN/M)**	**T(KN)**	**σ_1(MPA)**	**σ_2(MPA)**	**τ(MPA)**
V1	-1378,29	-86,22	-72,79	-2,41	-2,20	-0,13
V2	-1288,17	-1,41	-27,43	-3,21	-3,23	-0,07
V3	-1587,90	-27,42	-3,43	-2,64	-2,84	-0,01
V4	-1051,22	4,72	-4,62	-2,66	-2,59	-0,01
V4'	-1034,51	-2,10	-3,51	-2,57	-2,60	-0,01
V5	-1142,21	77,09	-70,21	-5,04	-2,84	-0,26
V6	-817,10	-6,83	-21,91	-3,71	-4,08	-0,12
V7	-1056,92	25,54	24,32	-2,99	-2,57	-0,07
V8	-1618,75	61,46	-2,17	-2,20	-1,95	0
V9	-689,84	-1,44	-19,44	-2,14	-2,17	-0,06

Vérification de la contrainte de compression

σ_{max}=5,04MPA< $0{,}6fc_{28}$=15MPA……..**Condition Vérifiée**

Vérification de la contrainte de cisaillement

$\boldsymbol{\tau_{max}}$=0,26MPA ; majoration de 1,4 (RPA) → $\boldsymbol{\tau_{max}}$=0,364MPA

$\boldsymbol{\tau_{max=}}$0,364<0,2fc_{28}= 5MPA……**Condition Vérifiée**

Vérification des contraintes : situation accidentelle

Tableau 5. 23: Combinaison accidentelle

Combinaison accidentelle						
VOILE	**N(KN)**	**M (KN/M)**	**T(KN)**	σ_1**(MPA)**	σ_2**(MPA)**	τ**(MPA)**
V1	-1895,57	-1437,04	-384,28	-6,30	-7,82	-0,66
V2	-2002,75	-565,05	-186,21	-6,48	-8,40	-0,49
V3	-2854,52	-1399,92	-568,46	-6,98	-8,01	-1,02
V4	-2746,28	-433,42	-330,23	-6,84	-6,89	-0,87
V4'	-2259,01	-534,52	-160,51	-6,07	-7,06	-0,42
V5	-1450,37	-280,94	-286,03	-8,70	-8,63	-1,06
V6	-1297,20	-251,60	-338,62	-8,08	-13,02	-1,78
V7	-1620,87	-369,51	-228,81	-4,72	-7,26	-0,64
V8	-2724,68	-2928,94	-372,20	-7,99	-7,88	-0,49
V9	-1178,96	-262,39	-207,43	-3,66	-6,75	-0,69

Vérification de la contrainte de compression

$\boldsymbol{\sigma_{max}}$ = 13,02MPA $< 0{,}6 f c_{28}$ = 15MPA……**Condition Vérifiée**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\boldsymbol{\tau_{max}}$=1,78MPA ; majoration de 1,4 (RPA) $\boldsymbol{\tau_{max}}$ =2,50MPA

$\tau_{max=}$2,5<0,2$f c_{28}$=5MPA……⟶……**Condition Vérifiée**

5.4.4 Résultat de calcul du ferraillage des voiles

Tableau 5. 24: Ferraillage du voile V2

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		591,67	243,22	95,96
Effort normal N(KN)		-460,41	-769,99	-171,02
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		2	2	2
Section du voile B (m2)		0,4	0,4	0,4
Inertie du voile I (m4)		0,133	0,133	0,133
Bras de levier V(m)		1	1	1
σ_1 (KN/m2)		5,5996716	3,753696	1,1490537
σ_2((KN/m2)		-3,2976216	0,0962531	0,2939537
Longueur de la zone tendu Lt (m)		0,742	0,05	0,41
Effort de traction Nt (KN)		244,86	18,75	47,15
Section d'armature (cm2/ml)		6,12	0,47	1,17
Section min RPA (cm2/ml)		2,96	0,2	1,64
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		6,12	0,47	1,64
Zone d'about	Choix des barrespar Nappe	8T14	6T14	4T14
	A adoptée (cm2/ml)	12,32	9,24	6,16
	Espacement (cm)	10	10	10
Zone courante	Choix des barrespar Nappe	8T14	9T12	9T12
	A adoptée (cm²/ml)	12,32	10,18	10,18
	Espacement (cm)	20	20	20
Armature horizontale				
Section min RPA(cm2/ml)		3	3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7,85	7,85	7,85
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T10
L'espacement		20	20	20

Tableau 5. 25: Ferraillage du voile V8

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		2982,68	522,34	489,40
Effort normal N(KN)		-1570,46	-1205,21	-576,10
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		3,9	3,9	3,9
Section du voile B (m2)		0,78	0,78	0,78
Inertie du voile I (m4)		0,98865	0,98865	0,98865
Bras de levier V(m)		1,95	1,95	1,95
σ_1 (KN/m2) +		7,8964082	2,5753974	1,703875
σ_2(KN/m2) -		-3,8695877	0,51488461	-0,22669625
Longueur de la zone tendu Lt (m)		1,28	0,64	0,46
Effort de traction Nt (KN)		495,36	165,12	78,2
Section d'armature (cm2/ml)		12,38	4,12	1,95
Section min RPA (cm2/ml)		5,12	2,56	1,84
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		12,38	4,12	1,95
Zone d'about	Choix des barrespar Nappe	8T14	6T14	4T14
	A adoptée (cm2/ml)	12,32	9,24	6,16
	Espacement (cm)	10	10	10
Zone courante	Choix des barrespar Nappe	14T14	16T12	16T12
	A adoptée (cm²/ml)	21,55	18,10	18,10
	Espacement (cm)	20	20	20
Armature horizontale				
Section min RPA(cm2/ml)		3	3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7,85	7,85	7,85
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T10
L'espacement		20	20	20

Tableau 5. 26: Vérification des contraintes de cisaillement

Voile	v (KN)	e(m)	d(m)	τ_b(MPA)	r_b(MPA)	condition
V1	503,174	0.2	2,7	0,93	5	Vérifiée
V2	260,218	0.2	1,8	0,72	5	Vérifiée
V3	622,832	0.2	2,61	1,19	5	Vérifiée
V4	431	0.2	1,8	1,20	5	Vérifiée
V4'	209,51	0.2	1,8	0,58	5	Vérifiée
V5	358,358	0.2	1,305	1,37	5	Vérifiée
V6	317,058	0.2	0,945	1,68	5	Vérifiée
V7	396,732	0.2	1,71	1,16	5	Vérifiée
V8	482,202	0.2	3,51	0,69	5	Vérifiée
V9	290,178	0,2	1,44	1	5	Vérifiée

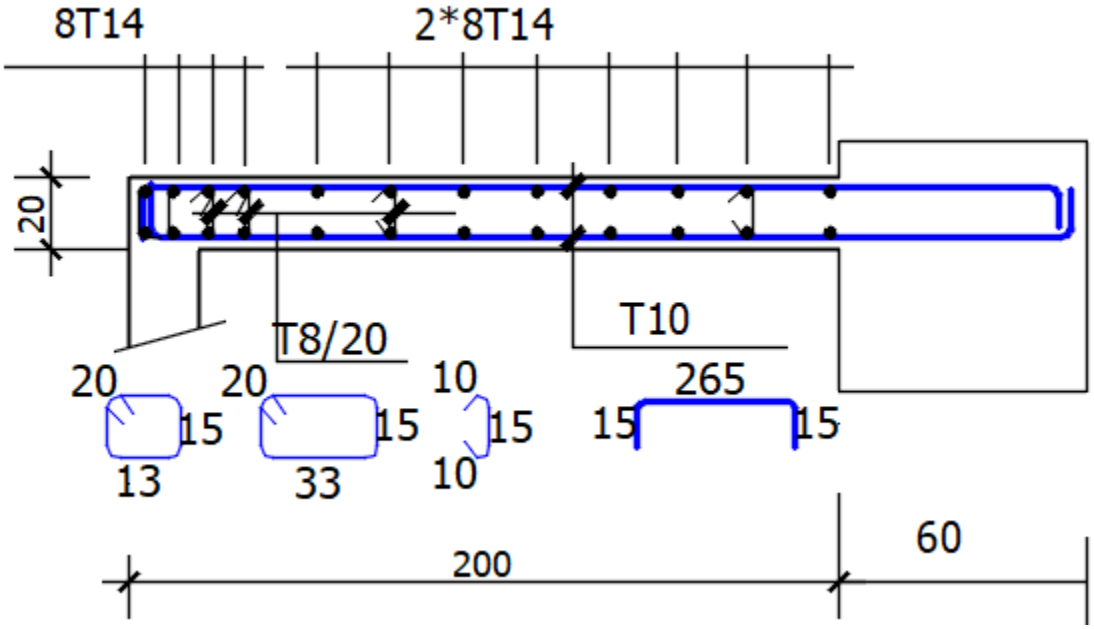


FIGURE 5. 2: Ferraillage voile V2

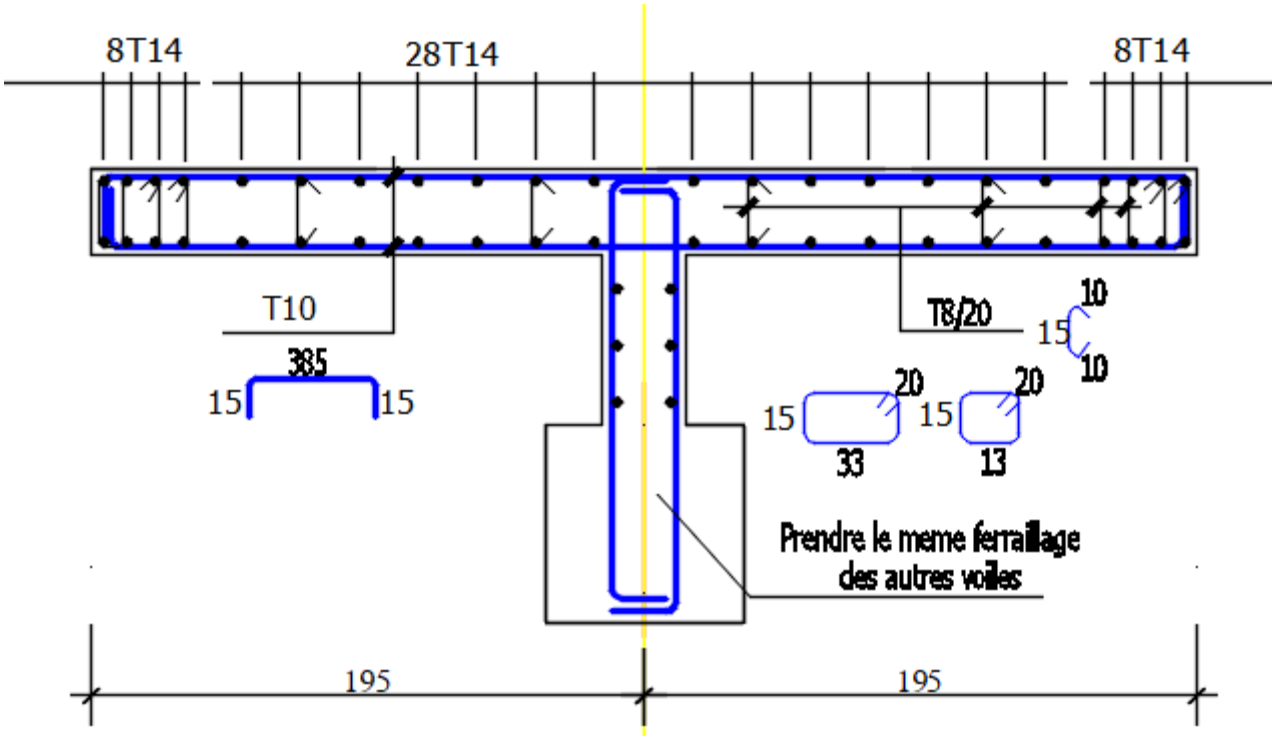


FIGURE 5. 3: Ferraillage voile V8

5.5 Principe de ferraillage des linteaux

Les linteaux sont des éléments considères comme des poutres courtes de faible raideur, bi-encastrés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment **M** et un effort tranchant **V**

Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple

La méthode de ferraillage décrite ci-dessous est proposée dans le **RPA99 version 2003.**

Le **RPA99 version 2003** limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux et les trumeaux) dans le béton à ;

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2\, fc_{28}$$

$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec $\bar{V} = 1{,}4 V_u^{calculé}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile = 0,9h

h=hauteur totale de la section brute

Feraillage des linteaux

premier cas $\tau_b \leq 0{,}06 fc_{28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple , (avec les efforts M,V) on devra disposer :

a) des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
b) des aciers transversaux (A_t)
c) des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_C)

a) Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e} \quad \text{avec } Z = h-2\acute{d}$$

h :hauteur totale du linteau

$\acute{d}$:distance d'enrobage

M :moment dû à l'effort tranchant (V=1,4 $V_U^{CALCULER}$)

b) Aciers transversaux

α) premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :

$$s \leq \frac{A_t.f_e.z}{v}$$

où s :espacement des cours d'armatures transversales

At = section d'un cours d'armatures transversales

Z = h-2d'

V = effort tranchant dans la section considérée

L : portée du linteaux

β) Deuxiéme sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$s \leq \frac{At.fe.l}{V+Atfe}$$

V = min(V1 ;V2)

V2 = 2 $V_U^{Calculer}$

et V1 ≤ $\frac{M_{ci}+M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec Mci et Mcj moments ‘’résistants ultimes ‘’ des sections d’about à gauche et à droite du linteau de portée

l_{ij} est calculé par

Mc=$A_l . fe . z$

Avec z=h-2d’

Deuxième cas : $\tau_b > 0,06\, fc_{28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l’axe moyen des armatures diagonales Ad à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha}$$

Avec $tg\alpha = \frac{h-2d'}{l}$

et V = V Calculé (sans majoration)

5.6 Ferraillage minimal

a) Armatures longitudinales

$(A_l, A'_l) \geq 0{,}0015.b.h$ (0,15%)

b) Armatures transversales

- pour $\tau_b \leq 0{,}025 fc_{28}$: $A_t \geq 0{,}0015.b.s$ (0,15%)

- pour $\tau_b > 0{,}025 fc_{28}$ A_t >0,0025.b.s (0,25%)

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20%

C'est-à-dire : A_c ≥0,002bh (en deux nappes)

d) Armatures diagonales A_D :

si $\tau_b \leq 0{,}06 f c_{28}$ A_D=0

si τ_b >0,06$f c_{28}$ $A_D \geq 0{,}0015 bh$

DISPOSITION DES LINTEAUX

Tableau 5. 27: Disposition des linteaux

linteaux	H (m)	L (m)	b_0(m)	$\overline{v(KN)}$	τ_b(Mpa)	0,06$f c_{28} = 1,5 Mpa$
1	1,24	1,50	0,20	992,53	4,44	2cas
2	0,90	1,50	0,20	789,92	4,87	2cas
3	2,74	1,10	0,20	191,03	0,387	1cas
4	2,40	1,10	0,20	509,88	1,18	1cas
5	1,40	1,10	0,20	336,7	1,34	1cas

$\tau_b < \overline{\tau_b}$=0,2$f c_{28}$=5Mpa

Pour les linteaux (L1 - L2), on est au deuxième cas $\tau_b > 0{,}06 f c_{28} = 1{,}5 Mpa$

LINTEAU L1

- $A_l = A'_l \geq (0{,}0015)(0{,}20)(1{,}24)10^4 = 3{,}72 cm^2$

  Soit : A_l = A'_l = 4T12 = 4,52cm^2

- Ac ≥ (0,002)(0,20)(1,24)10^4 = 4,96cm^2

  Soit : Ac = 6T12=6,79cm^2 (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)

$\tau_b > 0{,}025 f c_{28}$ = 0,625Mpa

- At $\geq (0{,}0025).b.s = (0{,}025)(0{,}20)(0{,}10)\ 10^4$ =0,5cm^2 car $St^{max} = \frac{h}{4} = 31cm$

  Soit : At=6T8=3,02cm^2 St = $\frac{100}{5}$ = 20cm< St^{max}

- Ad = $\frac{V}{2 f_e sin\alpha}$

Avec : tg$\alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{124-2(2)}{150} = 0{,}8$ $\alpha = 38{,}66°$

Ad = $\frac{708{,}95}{2\times400\times\sin(38{,}66)} = 1{,}42cm^2$

Soit : Ad = $2 \times 7T10 = 11cm^2$

- Ad $\geq (0{,}0015).b.h = (0{,}0015).(0{,}2).(1{,}24)10^4 = 3{,}72cm^2$

LINTEAU L2

- $A_l = A'_l \geq (0{,}0015)(0{,}20)(0{,}9)10^4 = 2{,}7cm^2$

Soit : A_l = A'_l= 4T12 = 4,52cm^2

- Ac $\geq$ (0,002)(0,20)(0,9)10^4 = 3,6cm^2

Soit : Ac = 6T12 = 6,79cm^2 (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe)

$\tau_b > 0{,}025 f c_{28}$ = 0,625Mpa

- At$\geq (0{,}0025).b.s = (0{,}025)(0{,}20)(0{,}10)\ 10^4 = 0{,}5cm^2$ car St^{max}=$\frac{h}{4} = 31cm$

Soit : At = 6T8 = 3,02cm^2 St =$\frac{100}{5}$ = 20cm < St^{max}

- Ad = $\frac{V}{2 f_e sin\alpha}$

Avec : tg$\alpha = \frac{h-2d'}{l}$=$\frac{90-2(2)}{150}$ =0,57 $\alpha = 29{,}68°$

Ad=$\frac{619,93}{2\times400\times\sin(29,68)}$=1,56$cm^2$

Soit : Ad = 2× $7T10 = 11cm^2$

➢ Ad≥ $(0,0015).b.h = (0,0015).(0,2).(0,9)10^4 = 2,7cm^2$

Pour les linteaux (L3-L4-L5), nous sommes au premier cas :

$$\tau_b < 0,06fc_{28} = 1,5Mpa$$

a) Calcul des aciers longitudinaux :

Tableau 5. 28: Ferraillage des linteaux

linteaux	M(KN.m)	Z(cm)	Al(cm2)
3	54,56	224	0,61
4	124,47	190	1,64
5	76,66	90	2,13

b) Calcul des aciers transversaux :

- Les trois derniers sont des linteaux courts

Pour L1 et L2 :

S1 ≤ $\frac{0,66\times400\times0,74}{875,57}$ = 0,22

S2 ≤ $\frac{1,2\times400\times0,40}{852,33}$ = 0,23

Pour L3, L4 et L5 :

L3 :

$S3 \leq \frac{0,08\times400\times1,10}{72,24+0,08\times400} = 0,33$

V = min (72,24 ; 496,62) = 72,24KN

$V1=\frac{70,36+9,10}{1,10}$=72,24KN

V2 = 496,62KN

L4 :

$S4 \leq \frac{0,17\times400\times1,10}{50,60+0,17\times400} = 0,63$

V = min (50,60 ; 1395,08) = 50,60KN

$V1 = \frac{126,96-71,31}{1,10}$ = 50,60KN

V2 = 1395,08KN

L5 :

$S5 \leq \frac{0,26\times400\times1,10}{4,31+0,26\times400} = 1,05$

V = min (50,60 ; 1395,08) = 50,60KN

$V1 = \frac{93,82-89,08}{1,10}$ = 4,31KN

V2 = 1140,28KN

Chapitre 6

Etude des fondation

6. Etude des fondations

6.1 Introduction

Les fondations sont des organes de transmission des efforts de structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

Les fondations constituent la partie de l'ouvrage qui est en contact avec le sol, en fonction des caractéristiques et des charges de la superstructure, elles sont classées comme suit:

A. Fondation profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

B. Fondations superficielles

- En général, on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (côte la plus petite de la semelle).

- Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{D}{B} < 4$$

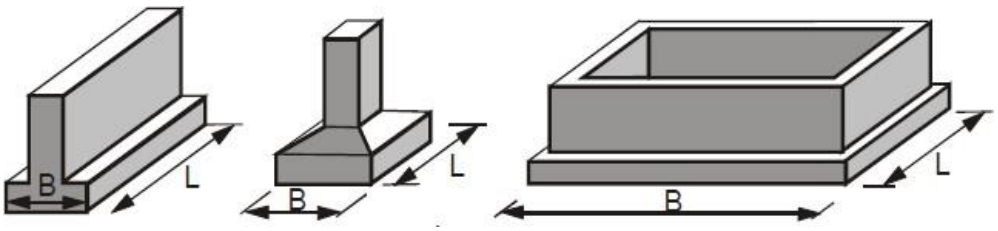


FIGURE 6. 1: Schéma des Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont utilisées pour des sols de bonnes capacités portantes

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

6.2 Études géotechnique du sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par des essais au laboratoire spécialisé en analyses géotechniques, en raison de la connaissance du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà réalisées, ou à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Le tassement du sol.

6.3 Choix du type de fondation

Le bâtiment étudier est en voiles, donc la solution des semelles isolées est à écarter

- **radier :**

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

6.4 Pré dimensionnement du radier

6.4.1 Détermination de la hauteur

a) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : distance maximale entre deux poteaux.

Lmax= 7.05m D'où : 88.125 cm ≤ hr ≤ 141 cm.

On prend : hr = 115 cm

b) Condition de rigidité :

L ≤ $\frac{\pi}{2} L_e$…….. 7.05m ≤ 12.55m …….CV

c) Condition de longueur élastique:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

L: le plus grand coté du panneau, L = 7.05 m.

h : épaisseur de radier

l_e : Longueur d'élasticité.

E : Module de déformation longitudinale instantané

E = $11000\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 32164.195 MPa

I : Inertie de la section du radier, $I=bh^3/12$

K : Coefficient de raideur de sol, K=40000KN /m^2 (pour un sol moyen).

$h \geq \sqrt{\frac{48KL}{\max^4}}$ => $[(48*40000*7.05^4)/(32164.19*\pi^4)]^{3/2} = 1.15$ m

$\frac{2}{\pi}*L_{max} = \frac{2}{\pi} * 7.05 = 4.49$ m

I = bh³/12 = 0.6*1.15³/ 12 = 0.076 m^3

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$ CV

7.99 m ≥ 4.49 m CV

On prend : hr = 115 cm

d) Condition de non cisaillement :

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)**, nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b*d} < \overline{\tau_u}$$

Avec :

$\overline{\tau_u}$ = min (0.15*f_{c28}/ γ_b ; 4 MPa) Pour la fissuration préjudiciable

$\overline{\tau_u}$ = min (0.15*25/1.5 ; 5 MPa) = min (2.5 ; 5) = 2.5 MPa

Vu : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

Alors : **V**u = $\frac{p_{max}}{2}$ = 3449,17/2 = 1724.585KN

b : la largeur de poteau :

γ_b =1.5; **d** = 0.9 h; **b** = 0.6 m

Lmax : la plus grande portée de la dalle = 7.05 m

h ≥ $\frac{V_u}{b* \tau_u} = \frac{1724.585*10^{-3}}{0.6*2.5}$ **=1.149 m**

e) Condition de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à45^0

La vérification se fait par la formule suivante Avec :

$$p_{max} \leq 0.045.\mu_c .h. f_{c28} / \gamma_b$$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Epaisseur totale du radier

On a:

p_{max} = 3449.17 KN = 344,9 tf

μ_c =4*(a' + ht) = (0.6*1.40)*4= 3.36 m

$0.045.\mu_c .h. f_{c28} / \gamma_b$= *0.045*3.36*1.15*25*/1.5= 2898 KN*

$p_{max} \leq 0.045.\mu_c .h. f_{c28} / \gamma_b$…… *C N V*

Pour vérifier la condition : on augmente le h_t

Donc : on prend : h_t = 1.40 m

$p_{max} \leq 0.045.\mu_c .h. f_{c28} / \gamma_b$ *….3449.17 KN* $\leq$ *3528 KN …….C V*

Conclusion :

On prend : h=Max (h_{CF}, h_{CNC}, h_{CNP}) = (1.15, 1.149,1.149) = **1.15m**

Vu que la hauteur est très importante donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré

f) Condition de coffrage :

- **Dimensionnements des nervures :**

La hauteur des nervures : h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{705}{10} = 70.5 \text{ cm}$$

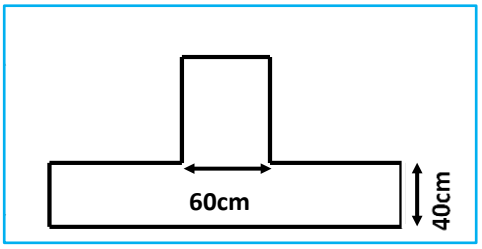
Pour vérifier la condition :

On prend : $\boldsymbol{h_n}$ = 100 cm

- Epaisseur de la dalle :

e $\geq \frac{L}{20} = \frac{705}{20} = 35.25$ cm

On prend : **e** = 40 cm



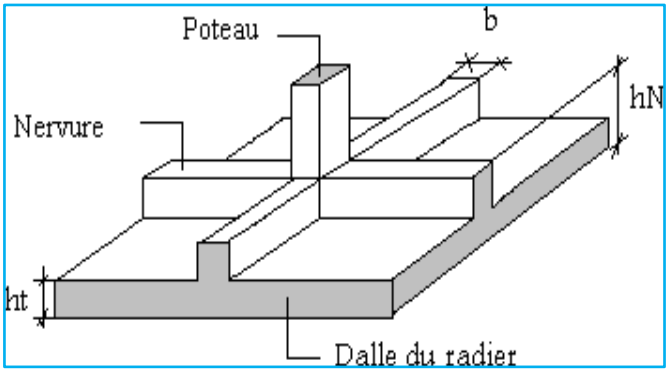


FIGURE 6. 2: Schéma statique de dimension de nervure et radier

- **Détermination du débord:**

d (débord) ≥ max (h / 2 ; 30cm) = max (115/ 2 ; 30cm) = 57.5cm

d (débord)=0.575m.

6.5 Détermination de la surface du radier:

$$\boldsymbol{S_r} = \boldsymbol{S_{bâtiment}} + \boldsymbol{S_{débord}} =$$

Résultat : $\boldsymbol{S_r}$ = 460.466 m^2

Pour déterminer la surface du radier, nous avons utilisé Autocad 2020.

1. Dessiner ligne fermée sur périmètre de structure.

2. Déplacer le périmètre dans l'autre coté.
3. Décaler le périmètre à 0.5m vers le haut.
4. Nous choisissons :
   - Outils → barres d'outils → autocad → Renseignements.
   - Sélectionner le périmètre, on clique sur bouton → entrée (OK).

Résultat : Sr= **460.466 m²**

6.6 Détermination des charges et des surcharges

G1 : charges permanentes de la superstructure= **40671,12** KN

Q1 : surcharge de la superstructure = **6151,58** KN

a. Calcul des sollicitations à la base du radier

- **Charge permanente :**

G_{radier} : Charges permanentes de l'infrastructure $G_{dalle} + G_{ner}$.

- Poids de la dalle: $G_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$

  $G_{dalle} = 460.466 \times 0.5 \times 25$

  $G_{dalle} =$ **5755.825 KN**

- Poids des nervures :

  L : longueur de nervure.

  $G_{ner} = (\sum l_{ix} + \sum\ ) \times b \times hn \times \rho_b$

  $G_{ner} = (22.60 + 17.85)*0.6*0.9*25 =$ **546.075** kN

- Poids du radier :

G_{radier} : Charges permanentes de l'infrastructure : $G_{dalle} + G_{ner}$.

G_{radier} = 5755.825 + 546.075 = **6301.9** KN

b. <u>remblayage:</u>

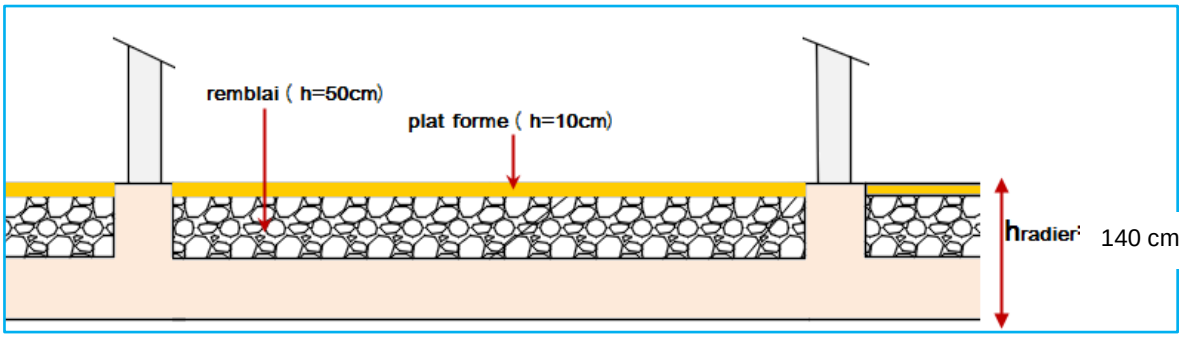


FIGURE 6. 3: Coupe verticale du radier avec le remblayage et la plateforme

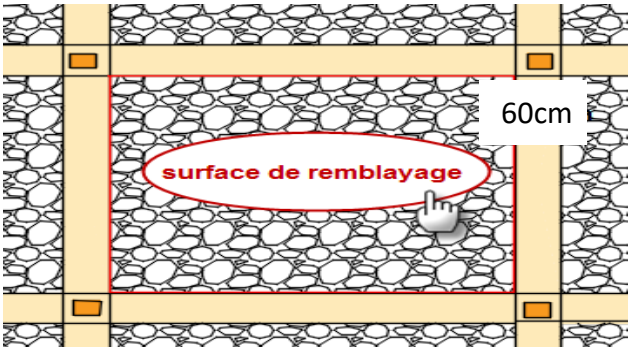


FIGURE 6. 4: Coupe horizontale du radier avec le remblayage

SURFACE pf = $S_{son\ deborde}$ - $\sum Li$*0.6=403.41–(22.60*6+17.85*6)*0.6 =403.41-145.62 =**257.79** m^2

$G_{remb} = S_{remb} \times h_{remb} \times \gamma_{sol}$

$G_{remb} = 257.79 \times 0.6 \times 17 = \mathbf{2629.458}$ KN

c. Plateforme :

$S_{remb} = S_{PF}$ = **257.79** m^2

$G_{PF} = S_{PF} \times h_{PF} \times \rho_b$

$G_{PF} = 257.79 \times 0.1 \times 25$ = **644.475** KN

Poids total de la structure :

$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} + G_{remb} + G_{PF}$

G_{tot} = 40671,12 +6301.9 + 2629.458 +644.475

G_{tot} = **50246.953** KN.

$Q_{RAD} = 2.5 * S_{sdb}$

$Q_{RAD} = 2.5*403.41$ =**1008.525** KN

$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 6151{,}58 + 1008.525 =$ **7160.105**KN.

d. Détermination des efforts:

Sollicitation :

ELU: N_U=**1,35**N_G+**1,5**N_Q = 1,35× 50246.953 +1,5×7160.105 = **78573.544** KN

ELS: $N_S = N_G + N_Q$ = 50246.953 +7160.105 =**57407.058** KN

6.7 La surface minimale du radier

La surface du radier doit vérifier la condition suivante :

- **ELU :** S radier ≥ $\frac{Nu}{1.33\ \sigma_{sol}} = \frac{78573.544}{1.33*200}$ = **295.389** m²
- **ELS :** S radier ≥ $\frac{Ns}{\sigma_{sol}} = \frac{57407.058}{200}$ = **287.035** m²

D'où : S radier ≥ MAX (S^{ELU}_{RADIER} ; S^{ELS}_{RADIER}) = **295.389** m²

S_{bat} = 460.466 m² > **S_{radier}** = **295.389 m²**

6.8 Vérifications

a) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol (σ_{sol} = 2bar)

Etant donné que la résultante des charges verticales est centrée sur le radier, le diagramme de réaction du sol est uniforme. (σ =N/S)

Vis-à-vis des charges horizontales, le diagramme devient trapézoïdal ou triangulaire.σ_{min}= N/S - (M/I) v

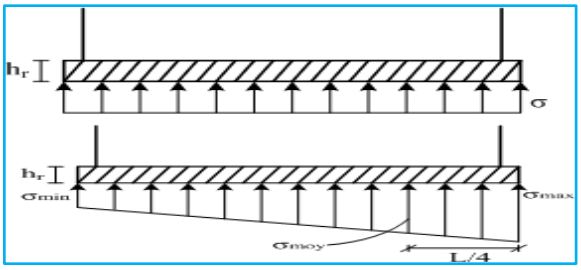


FIGURE 6. 5: Diagramme des contraintes

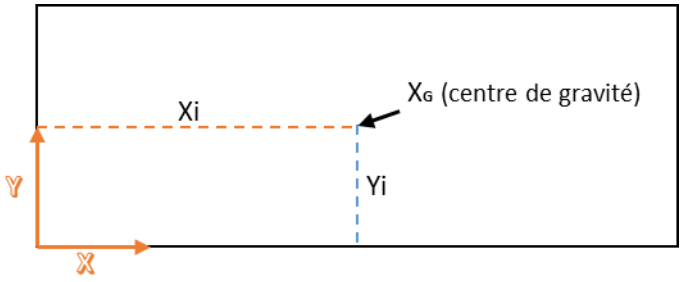
Les vérifications seront réalisées avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à σ (L/4) :

$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma max + \sigma min}{4} < \sigma_{adm}$ ⟶ σ_{adm} = 200 MPa

Nous devons vérifier que :

- **ELU** : $\sigma_m \leq 1.33\ \sigma_{sol}$
- **ELS** : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

- Calcul du centre de gravité du radier :



X_i, Y_i : La distance entre le centre de masse et le point initial (repère 0,0)

- Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$\boldsymbol{X_G} = \frac{\sum Si*Xi}{\sum Si} = \mathbf{11.37}\ \text{m}$$

$$\boldsymbol{Y_G} = \frac{\sum Si*Yi}{\sum Si} = \mathbf{9.10}\ \text{m}$$

- Calcul du moment d'inertie du radier :

On a : $I = \sum I_0 + \sum(A_i \cdot d^2)$

<u>Sens X-X</u> :

$$I_X = \sum I_0^X + \sum(A_i \cdot d^2)$$

$$\sum I_0^X = \sum \frac{b*h^3}{12}$$

- Centre de masse du radier :

$\boldsymbol{X_s}$ **= 12.83** m

$\boldsymbol{Y_s}$ **= 8.70** m

Avec :

d_i : Distance entre le centre de masse et le centre de gravité :

X-X : Y_G = **11.37** m

X-Y : X_G = **9.10** m

L : longueur d'un élément.

$\mathbf{I_X = 13221.03}$ m

Sens Y-Y :

$I_Y = \sum I_0^Y + \sum(A_i \cdot d^2)$

$\sum I_0^Y = \sum \frac{h*b^3}{12}$

I_y = 20732.57 m

- Calcul de l'excentricité :

$e_X = |X_S - X_G| = |$ **12.83 − 11.37** $|$ = **1.46 m**

$e_Y = |Y_S - Y_G| = |$ **8.70 − 9.10** $|$ = **0.4 m**

Les résultats obtenus sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau 6. 1: Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Longitudinal	**Transversal**	**Longitudinal**	**Transversal**
N (KN)	57407.058	57407.058	78573.544	78573.544
M (KN.m)	83814.304	22962.823	114717.374	31429.417
V (m)	11.37	9.10	11.37	9.10
I (m^4)	13221.03	20732.57	13221.03	20732.57
s (m^2)	460.466	460.466	460.466	460.466
σ_{max} (KN/m^2)	196.745	134.744	269.295	184.433
σ_{min} (KN/m^2)	52.597	114.597	71.983	156.844
σmoy (KN/m^2)	160.708	129.707	219.967	177.535
σ_{adm} (bar)	2.00	2.00	2.66	2.66
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

b) Vérification de la stabilité

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dû aux charges verticales et à un moment de renversement M dû aux sollicitations horizontales.

$M = M_0 + V_0 \times h$

Avec :

M_0 : moment à la base de l'ouvrage

- Sens Longitudinal (E_X) : $V_X = \frac{qu*Lmax}{2} = \frac{145.785*7.05}{2} =$ **513.892** KN
- $M_X =$
- Sens Transversal (E_y) : $V_y = \frac{qs*Lmax}{2} = \frac{108.912*6.50}{2} =$ **353.964** KN
- $M_Y =$

V_0 effort tranchant à la base (V_X, V_y).

h : profondeur de l'infrastructure (h=100cm).

- Pour **:** (0,8G±E) **:**

  $N=0.8*N_G^{tot}$

  $M_G=N\times e$

  $M=M_G+M_{renver}$

- Pour : (G + Q +E) :

  N= G+Q

A cet effet, le radier doit être vérifié aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ±E.

Tableau 6. 2: Vérification de soulèvement

	G+Q+E		0,8G+E	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	57407.058	57407.058	40197.562	40197.562
M (KN.m)	83814.304	49- 22962.823	50- 58688.440	16079.024
V (m)	11.37	9.10	11.37	9.10
I (m^4)	13221.03	20732.57	13221.03	20732.57
s (m^2)	460.466	460.466	460.466	460.466
σ_{max} (KN/m^2)	196.752	134.751	137.769	94.355
σ_{min} (KN/m^2)	52.593	114.593	36.82	80.241
σmoy(KN/m^2)	173.860	129.712	112.532	90.827
σ_{adm} (bar)	2.00	2.00	2.66	2.66
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

c) Vérification de la stabilité au renversement

D'après le **RPA2003 (art 10.1.5)** le radier reste stable si : e = $\frac{M}{N} \leq \frac{I}{4}$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente

N= 0,8 Gt = **40197.562** KN.

Sens X-X **:** e = $\frac{58688.440}{40197.562}$ = **1.46** ≤ $\frac{I_X}{4} = \frac{7.05}{4}$ = 1.763 m…… **Condition vérifiée**

Sens Y-Y : e = $\frac{16079.024}{40197.562}$ = **0.39** ≤ $\frac{I_Y}{4} = \frac{6.50}{4}$ = 1.625 m ……. **Condition vérifiée**

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

6.9 Ferraillage du radier

Pour le calcul du ferraillage du radier, nous utilisons les méthodes exposées dans le **BAEL 91**.

6.9.1 Ferraillage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés.

Deux cas se présentent à nous :

$\rho_X = \frac{I_X}{I_Y} < 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens.

$0{,}4 \leq \rho_X \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Le radier est composé des panneaux de dalles de différentes dimensions, encastrés sur leurs 4 côtés.

Afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, nous adopterons la même section d'armature en considérant le panneau le plus sollicité.

$$\boldsymbol{\rho_X = \frac{I_X}{I_Y} = \frac{7.05}{6.50} = 1}$$

Donc :

$\boldsymbol{\rho_X = 1}$

$\boldsymbol{3 \leq 1 \leq 1 \Rightarrow}$ **la dalle travaille dans les deux sens**

- **<u>Etat limite ultime</u> :**

$$q_u = \delta_{moy} - \frac{1.35\ (g_{radier}+g_{remb}+g_{PF})}{S_{radier}}$$

$$q_u = 173.860 - \frac{1.35\ (\mathbf{6301.9+2629.458+644.475})}{460.466} = 173.860\text{-}28.075 = \mathbf{145.785}\ \text{KN}$$

- **Etat limite de service :**

$q_s = \delta_{moy} - \frac{(g_{radier}+g_{remb}+g_{PF})}{S_{radier}}$

q_s= 129.712 - $\frac{(6301.9+2629.458+644.475)}{460.466}$ = 129.712- 20.80 = **108.912** KN

- **Calcul a l'état limite ultime:**

Les abaques de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$\boldsymbol{\alpha} = \frac{lx}{ly} = \frac{7.05}{6.50}$ = **1.085**

$\mu_X = \frac{1}{8(1+2.4\alpha^3)}$ = **0.031**

μ_y= α^3(1.9-0.9) = **1.18**

- **Moments isostatiques :**

Pour **: lx** = 7.05 m

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$ =0.031*145.785 *7.05^2= **224.62** KN.m

$M_y = \mu_y \times M_x$ =1.18*224.62= **265.05** KN.m

Pour : **ly** = 6.50 m

$M_y = \mu_{x*q*} ly^2$ = 0.031 *145.785*6.50^2 = **190.94** KN.m

$M_y = \mu_y * M_x$ = 1.18*190.94 = 225.31 KN.m

- **Remarque**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **Pour les panneaux de rive :**

- Moment sur appuis : Ma= 0,3 M_0
- Moment en travée : M_t= 0,85 M_0

Avec : $M_0 = \frac{q * l^2}{8}$

- **Pour les panneaux intermédiaires :**

- Moment sur appuis : M_a= 0,5 M_0
- Moment en travée : M_t= 0,75 M_0

ELU :

Pour : l_x =7.05 m (rive) :

M_a= 0,3 M_{0x} =0.3× 224.62 = **67.39** KN.m

M_t= 0, 85 M_{0y} =0.85×265.05 = **225.29** KN. m

Pour : l_y=6.50 m (rive) :

M_a= 0, 3 M_{0x} =0.3× 190.94 = **57.28** KN. m

M_t= 0, 85 M_{0y} =0.85×225.31 = **191.51**KN. m

ELS :

$M_{ELS} = M_{ELU} * q_{ELS} / q_{ELU}$

- Sens X-X :

M_a=67.39* 0.75 = **50.35** KN. m

M_t=225.29× 0.75 = **168.97** KN. m

Sens Y-Y

M_a=57.28 × 0.75 = **42.96** KN. M

M_t=191.51× 0.75 = **143.63** KN. m

Calcul du ferraillage :

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. Nous appliquons l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

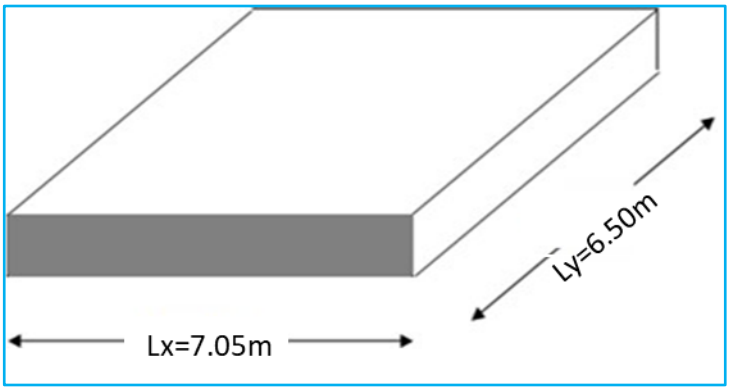


FIGURE 6. 6: Vue en plan du panneau de rive le plus sollicitée

-Calcul des armatures A l'ELU :

Tableau 6. 3: Ferraillage à L'ELU

Panneau	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (MN.m)	67.39	225.29	57.28	191.51
A_s (cm^2)	5,5	22	4,6	16,2
As min (cm^2)	7.60	7.6	7.6	7.6
Choix de Φ	6T25	6T25	6T20	6T20
A_s adopté (cm^2)	29,45	29,45	18,85	18,85
Espacement (cm)	20	20	20	20

Pourcentage minimal : A_{smin} = Max (A_{xmin}, A_{ymin}, A_{min})

Suivant le petit côté : $A_{xmin} \geq 8h = 8\times1 = 8\ cm^2/m$

Suivant le grand coté : $A_{ymin} \geq 8h\ [(3-\alpha)/2] = 7.6\ cm^2/m$ .....**BAEL 91**

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e$

$A_{min} = 0.23\times60\times(0.9*100)\times2.1/400 =$ **6.52** cm^2 = **As min;**

6.9.2 Vérification

a) **Vérification des espacements :** (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous,dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens x-x :

h = 100cm ; **d** = 0.9*h = 0.9*100 = **90cm**

$S_t \leq$ min {3h ; 33cm} = **33cm**

$S_t = \frac{100}{7} =$ **14.29 cm**

Nous optons pour: **St = 15 cm ≤ 33 cm**

S_t = 20cm < 33cm ..... ⟶ ..... **Condition vérifiée.**

Sens y-y :

$S_t \leq \min\{4h; 45cm\} =$ **45cm**

S_t = 15cm ≤ 45cm ..... ⟶ ..... **Condition vérifiée.**

b) Vérification des contraintes à L'ELS :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Sens xx :

Tableau 6. 4: Vérification des contraintes à l'ELS-Sens xx

Zone	M_{ser} [KN.m]	A adop (cm^2)	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_S [MPa]	condition
Appuis	50.35	29,45	1,8	20,9	15	201,6	Vérifiée
Travée	168.97	29,45	8	201,6	15	201,6	vérifiée

Sens yy :

Tableau 6. 5: vérification des contraintes à l'ELS- Sens yy

Zone	M_{ser} [KN.m]	A adop (cm^2)	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	σ_S [MPa]	condition
Appuis	42.96	18,85	1,6	18,1	15	201,6	Vérifiée
Travée	143.63	18,85	7,2	201,6	15	201,6	vérifiée

6.9.3 Ferraillage des Nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.
Pour la simplification des calculs, on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferraillage pour les autres nervures.

6.9.3.1 Diagrammes des sollicitations

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier est effectué par le **logiciel ROBOT**.
Les résultats obtenus sont les suivants:

Sens x-x: (axe 5) :

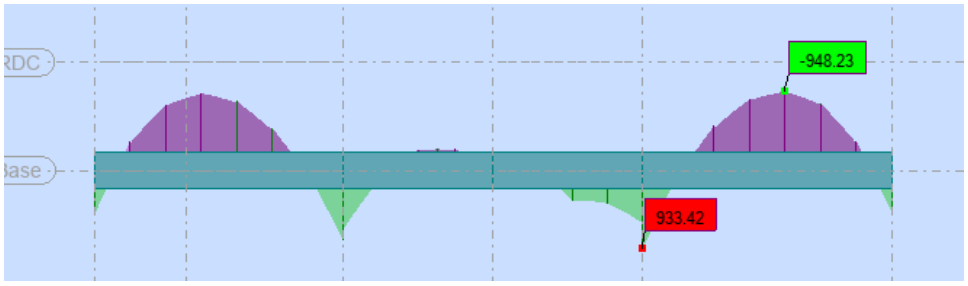


FIGURE 6. 7: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (sens x-x)

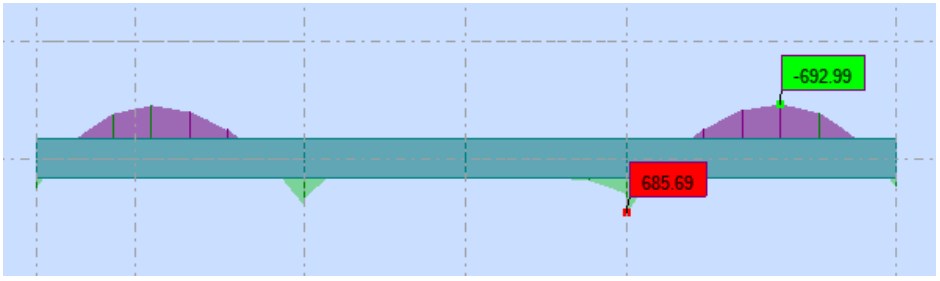


FIGURE 6. 8: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (sens x-x)

Sens Y-Y: (axe E)

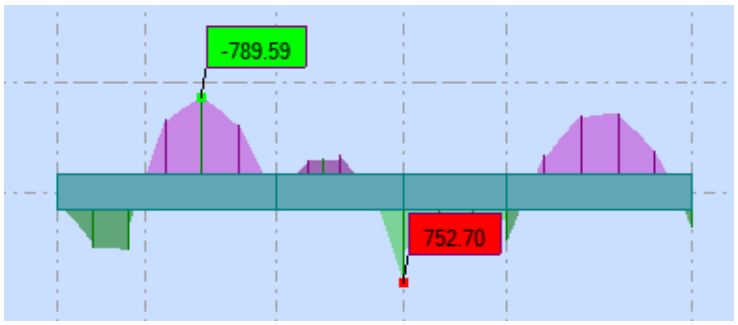


FIGURE 6. 9: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (sens Y-Y)

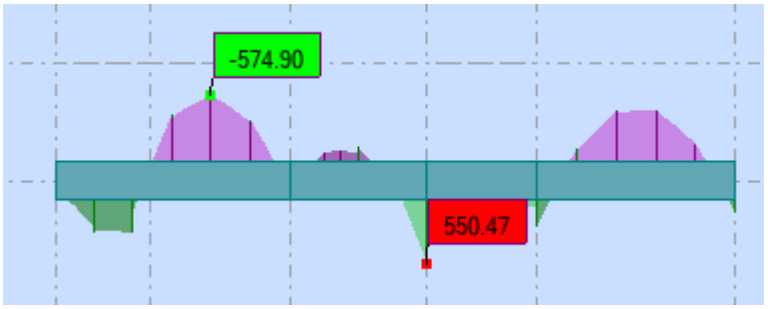


FIGURE 6. 10: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (sens Y-Y)

6.9.3.2 Résultat de calcul des poutres

Le calcul s'est réalisé par le **logiciel robot expert 2010**

Tableau 6. 6: Ferraillage des nervures longitudinales (sens XX)

	En Appuis		En Travée	
AXE	**M_{ELU}(KN.m)**	**M_{ELS}(KN.m)**	**M_{ELU}(KN.m)**	**M_{ELS}(KN.m)**
Axe3	811,13	593,31	-1073,52	-781,85
Axe4	456,58	334,69	-54,16	-39,63
Axe5	933,42	685,69	-948,23	-692,99

Tableau 6. 7: Résultat de calcul des poutres (robot expert 2010)

		Armature supérieure cm2	Armature inférieure cm2	choix des armatures	A Adopté
Axe 3	**appuis**	/	28,2	10HA20	31,42
	travée	49,8	/	12HA25	58,90
Axe 4	**appuis**	/	20,4	7HA20	25,13
	travée	6,5	/	7HA12	6,79
Axe 5	**appuis**	/	43,3	10HA25	49,09
	travée	43,8	/	10HA25	49,09

Tableau 6. 8: Ferraillage des nervures transversales (sens YY)

	En Appuis		En Travée	
AXE	**M_{ELU}(KN.m)**	**M_{ELS}(KN.m)**	**M_{ELU}(KN.m)**	**M_{ELS}(KN.m)**
Axe C	589,86	429,92	-757,14	-551,24
Axe D	601,65	439,18	-862,80	-628,26
Axe E	752,70	550,47	-789,59	-574,90

Tableau 6. 9: Résultats de calcul des poutres (robot expert 2010)

		Armature supérieur cm2	Armature inferieur cm2	choix des armatures	A Adopté
Axe C	**appuis**	**/**	**26,5**	**12HA20**	**37,70**
	travée	**34,4**	/	**12HA20**	**37,70**
Axe D	**appuis**	**/**	**27,1**	**12HA20**	**37,70**
	travée	**39,5**	**/**	**14HA20**	**43,98**
Axe E	**appuis**	**/**	**34,4**	**12HA20**	**37,70**
	travée	**36**	**/**	**12HA20**	**37,70**

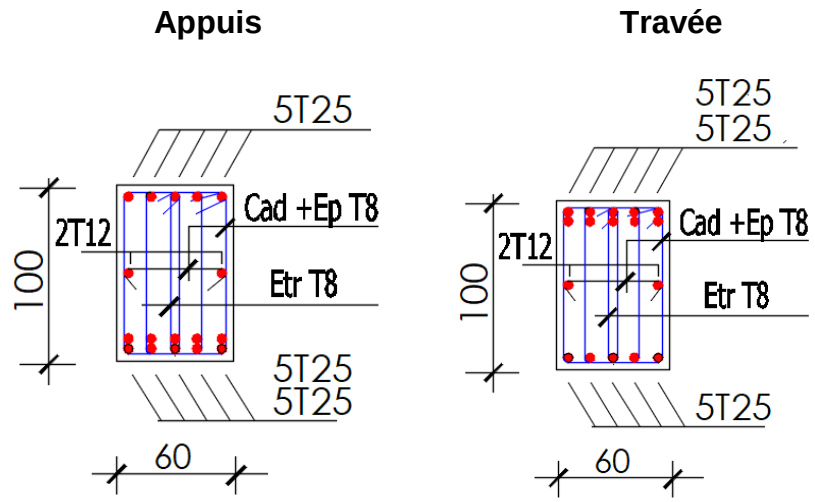


FIGURE 6. 11: Ferraillage des nervures longitudinales (sens XX)

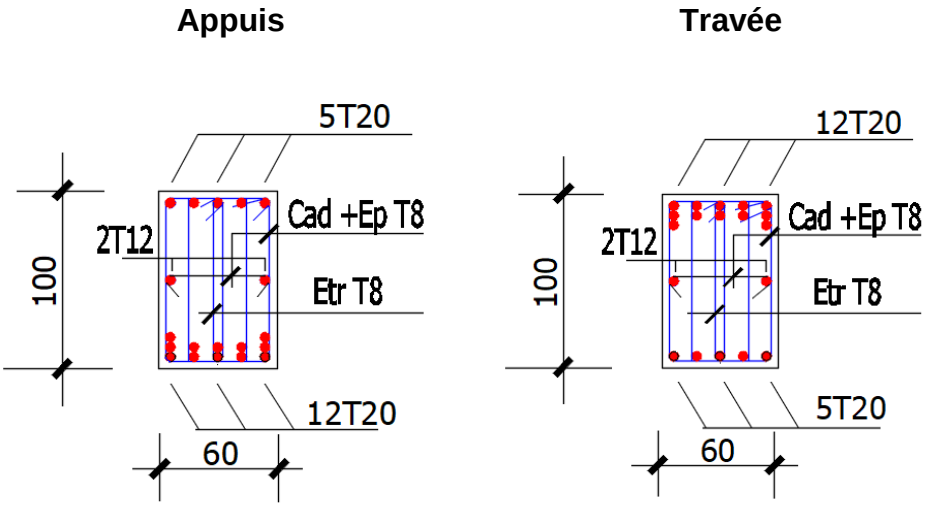


FIGURE 6. 12: Ferraillage des nervures transversales (sens YY)

6.9.3.3 Vérification :

a) **Vérification de l'effort tranchant**

Nous devons vérifier que : **ru ≤ $\overline{\tau u}$** = Min (0,1 f_{c28}; 4 MPa) = 2.5 MPa

Tu = $\frac{qu*L}{2}$ = $\frac{145.785*6.50}{2}$ = 473.80 KN

τu = $\frac{Tu}{b*d}$ = $\frac{473.80*10^3}{600*900}$ = 0,87 MPa ≤ 2.5 MPa ……Condition vérifiée

➢ **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$\frac{A_t}{b0*s_t} \geq \frac{\tau u - 0.3 ftjK}{0.8 fe}$$

(***K*** =1 *pas de reprise de bétonnage*)

S_t ≤ Min(0,9h;40cm) = 40cm

$\frac{At*fe}{b0*st}$ ≥ Max$\left[\frac{\tau u}{2}; 0.4MPa\right]$ = **0.435** MPa

- **RPA99 version 2003 [2] :**

$\frac{At}{St} \geq 0.003 b_0$

$S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 22.5cm$ ***Zone nodale***

$S_t \leq \frac{h}{2} = 50cm.$ ***Zone courante***

Avec :

$\varphi t \leq Min\ \left(\frac{h}{35}\ ;\ \varphi\ ;\ \frac{b}{10}\right)$ =2.2 cm

f_e=400MPa ; τ_u=0.87MPa ; f_{t28}=2.1MPa ; b=60cm ; d=81cm

Nous trouvons :

- $St=15cm$ **Zone nodale**
- $St=30cm$ **Zone courante**

$At \geq 3.6cm2$

Nous prenons : 6T8=**3.02cm²**

➢ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir *des armatures de peau* dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet, en l'absence de ces armatures, nous risquerons d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins 3cm²/ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=80 cm).

A_p=3cm²/m x 0.5=1.5cm²

Nous opterons pour : 2T12 =2.26cm²

b) Vérification des contraintes à L'ELS

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Sens longitudinales (sens XX) :

Tableau 6. 10: Résultats des contraintes sens longitudinales (XX)

		M_{ELS}(KN.m)	AAdopté	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Condition
Axe 3	**appuis**	593,31	31,42	7,7	18	Vérifiée
	travée	-781,85	58,90	9,2	18	Vérifiée
Axe 4	**appuis**	334,69	25,13	5,3	18	Vérifiée
	travée	-39,63	6,79	0,4	18	Vérifiée
Axe 5	**appuis**	685,69	49,09	8,4	18	Vérifiée
	travée	-692,99	49,09	8,5	18	Vérifiée

Sens transversales (sens YY) :

Tableau 6. 11: Résultats des contraintes sens transversales (YY)

		M_{ELS}(KN.m)	AAdopté	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Condition
Axe C	appuis	429,92	30,41	6,2	18	Vérifiée
	travée	-551,24	38,01	7,3	18	Vérifiée
Axe D	appuis	439,18	30,41	6,3	18	Vérifiée
	travée	-628,26	45,62	7,9	18	Vérifiée
Axe E	appuis	550,47	38,01	7,3	18	Vérifiée
	travée	-574,90	38,01	7,5	18	Vérifiée

6.10 Ferraillage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

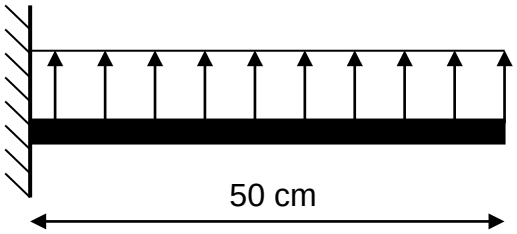


FIGURE 6. 13: Schéma statique du débord

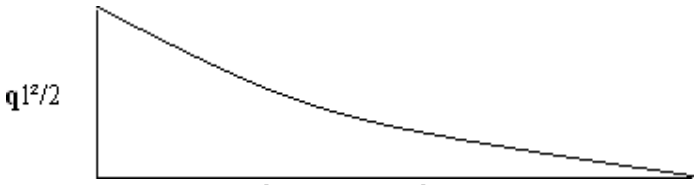


FIGURE 6. 14: Diagramme des Moments

- **Evaluation des charges et surcharges :**

E.L.U : q_u =145.785 KN/ml ⟶ Pour une bande de 1m

E.L.S : q_{ser}= 108.912 KN/ml ⟶ Pour une bande de 1m

- **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

E.L.U: Mu = $\frac{qu*L^2}{2}$ = $\frac{145.785*0.5^2}{2}$ = **18.22KN.m**

Nous remarquons que le moment calculé M_u est très petit par rapport à celui calculé au panneau du radier M_t ce qui nous donne des armatures faibles que celles obtenues aux appuis de rive, nous convenons ainsi de ferrailler le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier

6.11 Etude du mur plaque

6.11.1 Introduction

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.
Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- ✓ Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations; et Assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

6.11.2 Pré dimensionnement du mur plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 2003 (Art 10.1.2)** est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

6.11.2.1 Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de l'entre - sol, pour une bande de largeur de1m.

6.11.2.2 Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ h et σv tels que:

$$\sigma H = K_0 . \sigma V$$

Avec:

K_0: Coefficient des poussées de terre au repos

K_0 = **1-sinφ σH**: Contraintes horizontales.

σV : Contraintes verticales.

: Angle de frottement interne.

6.11.2.3 Données de calcul

Surchargé éventuelle : q=10KN /ml

Caractéristiques du sol:

- Poids volumique des terres: y = 20KN/m3
- Angle de frottement: φ = 30°
- Cohésion : C = 0
- Contrainte admissible du sol : σ_{sol} = 2bar

6.11.2.4 Calcul de sollicitations:

K_0=1– sinφ=1 – sin 30° =0,5

ELU:

$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(1.35\gamma h + 1.5q)$;

h = 0m→σ_{H1}=1.5x10x0.5 = **7.5KN/m²**

h = 3.06m→σ H 2 = 0.5x (1.35x20x3.06+1.5x10) = **48,81 KN/m².**

ELS:

$\sigma_H = K_0\sigma_V = K_0 (\gamma h+q)$

h = 0m→$\sigma_{H\,1=}$= 0.5x10 =5KN/ m²

h = 3.06m→σ_{H2} = 0.5x (20x3.06+10) = **35,6KN/m²**

FIGURE 6. 15: Diagrammes des contraintes à l'ELU et l'ELS

6.11.2.5 Charges moyennes :

ELU:

$$Qu = \frac{3\sigma max+\sigma min}{4} \times 1m = \frac{3\times 48,81+7.5}{4} \times 1m = 38,48KN/ml$$

ELS:

$$Qu = \frac{3\sigma max+\sigma min}{4} \times 1m = \frac{3\times 35,6+5}{4} \times 1m = 27,95KN/ml$$

6.11.3 Ferraillage du mur plaque :

- Identification des panneaux:

Lx= 3,06 m Ly= 6.5 m

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.06}{6.5} = 0.47$$

0,4<ρ=0,47<1 le panneau travaille dans les deux sens.

➢ **Calcul à l'ELU**

ρ = 0,47 et V= 0 → μx = **0.073**

μy =**0.990**

M_{0x}= μxqul_x^2= 0,073 x38,48 $(3,05)^2$ = 26,13KN.m

M_{0y}=μyM0x=0,990 x26,13= 25,87KN.m

➢ **Correction des moments:**

Sens x-x :

Aux appuis : Ma = 0,5 M0x = 0,5 × 26,13 = **13,07 KN.m**

En travée : Mt = 0,75 M0x = 0,75 x 26,13 = **19,60 KN.m**

Sens y-y :

Aux appuis : Ma = 0,5 M0y = 0,5 x 25,87= **12,93 KN.m**

En travée : Mt = 0,75 M0y = 0,75 x 25,87= **19,40KN.m**

- **Calcul à l'ELS :**

ρ = 0,47 et V = 0.2→ μx = **0.052**

μy = **0,721**

$M0x = \mu x \cdot qu \cdot lx^2 = 0,052 \times 27,95 \times (3,06)^2 =$ **13,61KN.m**

$M0y = \mu y \cdot M0x = 0,721 \times 13,61 =$ **9,81 KN.m**

- **Correction des moments:**

Sens x-x :

Aux appuis : Ma = 0,5 M0x = 0,5 × 13,61=6,81 KN.m

En travée : Mt= 0,75 M0x = 0,75 x 13,61= 10,21KN.m

Sens y-y :

Aux appuis : Ma = 0,5 M0y = 0,5 x 9,81 = **4,91 KN.m**

En travée : Mt = 0,75 M0y = 0,75 x 9,81 = **7,36 KN.m**

6.11.4Calcul des sections d'armature

➢ **à l'ELU :**

Tableau 6. 12: Ferraillage du voile à l'ELU.

	Sens XX (vertical)		Sens YY (horizontal)	
	Sur appuis	**En travée**	**Sur appuis**	**En travée**
Mu (kN.m)	13,07	19,60	12,93	19,40
As(cm²/ml)	2,2	3,2	2,2	3,2
Asmin(cm²/ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	**5T14**	**5T14**	**5T14**	**5T14**
As adopté (cm²)	**7,7**	**7,7**	**7,7**	**7,7**
Espacement	**20**	**20**	**20**	**20**

6.11.5Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0,10%B** dans les deux sens (Horizontal et vertical)

- A ≥ 0.001b.h = 0.001 x 100 x 20= **2 cm²**
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.
- Selon le **BAEL 91**, le ferraillage minimal est de :

  Amin= 0, 0008.b.h =**1.6cm²/ml**.

6.11.6 Vérification à l'ELS

➢ Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, celles-ci constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

✓ **Dans les aciers :** $\bar{\sigma}st = \min(2\,3fe\ ,110\sqrt{\eta.ftj}) = 201.63\ MPA$

✓ **Dans le béton :** nous devons vérifier que : $\sigma bc \leq \bar{\sigma}bc$

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I}.Y$$

$$\sigma_s = 15\frac{Mser}{I}(d-Y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}fe; \max\left(\frac{1}{2}fe; 110\sqrt{\eta ft28}\right)\right) = 201{,}63 \rightarrow \eta = \mathbf{1,6}$$

Avec : $I = \frac{b.y^3}{3} + \eta As(d-y)^2$ et $Y = \frac{15As}{b}\left(\sqrt{1} + \frac{bd}{7{,}5As} - 1\right)$

Les tableaux ci-après récapitulent les résultats de calcul :

Tableau 6. 13: Vérification des contraintes ELS-Sens x-x

Zone	Mser[KN.m]	A adop(cm²)	σbc [MPa]	σs [MPa]	σbc [MPa]	σs [MPa]	Remarque
Appuis	6,81	5,65	1	11,7	15	201,63	Vérifiée
Travée	10,21	5,65	1,5	17,2	15	201,63	Vérifiée

Tableau 6. 14: Vérification des contraintes ELS-Sens y-y

Zone	Mser[KN.m]	A adop (cm2)	σbc [MPa]	σs [MPa]	σbc [MPa]	σs [MPa]	Remarque
Appuis	4,91	5,65	0,7	8,4	15	201,63	Vérifiée
Travée	7,36	5,65	1,1	12,4	15	201,63	vérifiée

.

CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en matière de règlementation basée sur des textes techniques par le biais du RPA 99/2003 (Règles Parasismiques Algériennes) et du BAEL (Béton Armé aux États Limites).

Aussi, l'utilisation des outils informatiques tels que les logiciels de calculs et de dessin (ROBOT et AUTO CAD) qui nous ont aidé dans la réalisation de notre travail.

L'utilisation de ces outils nous ont été très utile comparé aux méthodes classiques.

Etant donné que l'ouvrage étudié se situe dans une zone à haute sismicité, notre étude nous a permis de conclure, que la disposition des voiles est une étape très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme. En effet, ils visent à minimiser les déplacements dynamiques et à limiter les risques de torsion, car les bâtiments résistent mal à la torsion.

Notre projet est un premier pas qui nous permettra de nous projeter vers la vie professionnelle.

ANNEXE

Note explicative du logiciel ROBOT

A. Démarrage du logiciel

Le système ROBOT regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de la structure, calcul de la structure, dimensionnement). Ces modules fonctionnent dans le même environnement.

Après le lancement du système ROBOT (pour ce faire, cliquer sur l'icône approprié affichée sur le bureau ou sélectionner la commande appropriée dans la barre des tâches), la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.

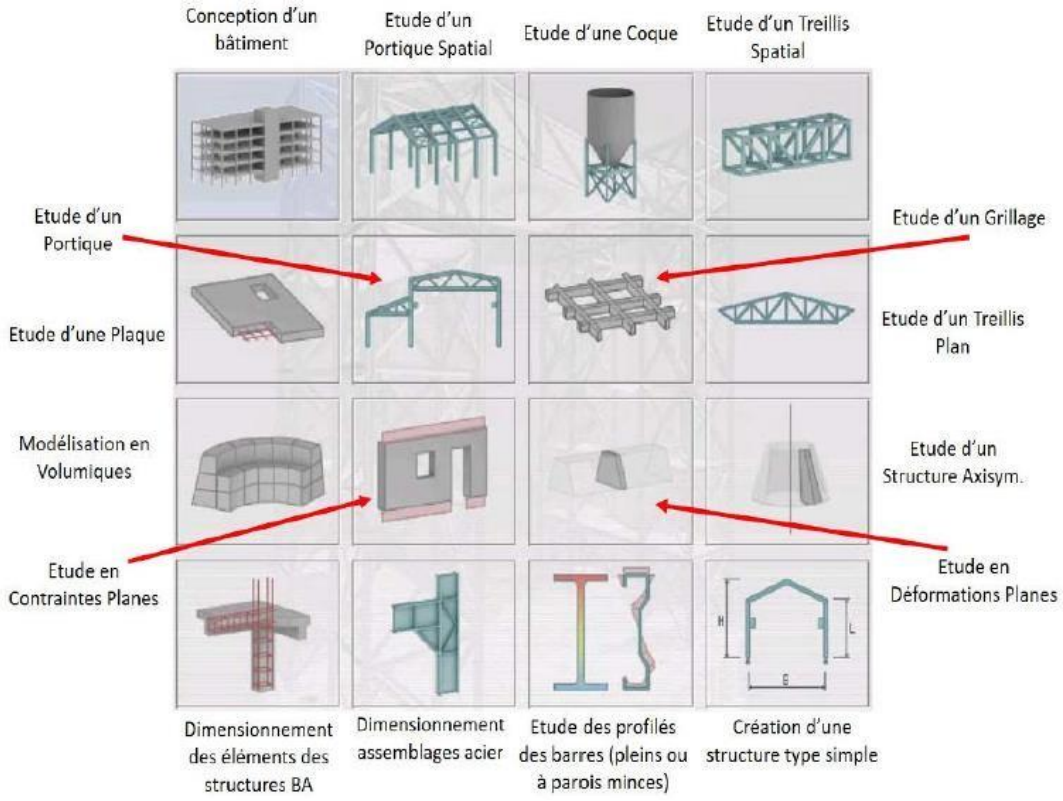


Figure Annexe.1 : Différents types de structures

B. Environnement de travail

Une fois un type de structure sélectionné, vous arrivez à l'écran ci-dessous avec un certain nombre de zones utiles à connaître pour le déroulement de votre modélisation et de l'exploitation des résultats.

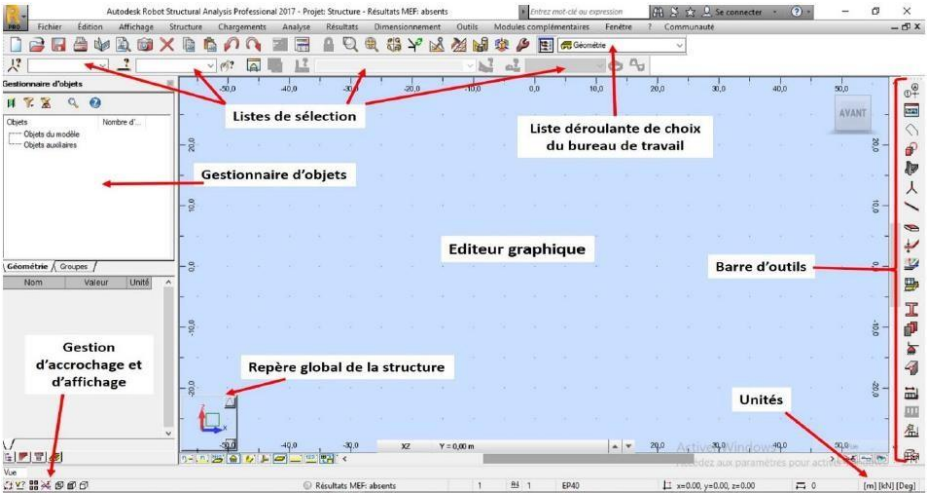


Figure Annexe.2 : plateforme et environnement du logiciel

C. Principe des bureaux

Il est fortement conseillé d'utiliser le plus possible le système de bureaux mis en place dans ROBOT. Il vous permettra d'acquérir une méthode de travail rapide et efficace.

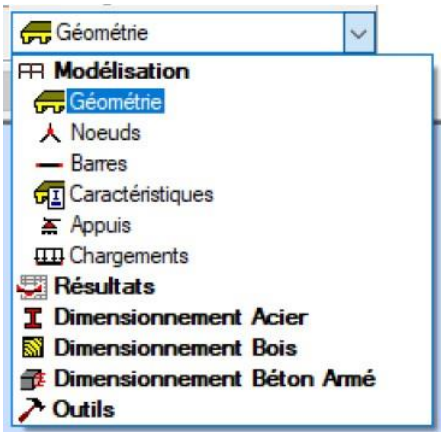
Vous remarquerez que les fenêtres constitutives d'un bureau sont protégées contre la fermeture.

En effet, il n'y a pas de raison de fermer une fenêtre: si vous voulez la fermer cela signifie que vous voulez faire autre chose, donc changez de bureau.

Néanmoins, les fenêtres ne sont pas protégées contre le déplacement ou la réduction. Si vous êtes loin de la configuration initiale de votre bureau, vous pouvez donc réinitialiser la configuration par défaut du bureau en allant dans le menu déroulant **Outils/Personnaliser/Réinitialiser à partir du modèle**.

Dans le système ROBOT, le mécanisme de bureaux prédéfinis a été créé afin de rendre la définition de la structure plus facile et plus intuitive. Evidemment, vous n'êtes pas obligés d'utiliser ce mécanisme. Toutes les opérations effectuées dans le système ROBOT peuvent être réalisées sans recourir aux bureaux définis.

Le choix des bureaux se fait en ouvrant la liste déroulante des bureaux et en cliquant sur le bureau choisi afin d'effectuer la tâche précise correspondante :



D. Réglage des préférences

Afin de définir les paramètres de travail du système ROBOT, vous pouvez utiliser deux options :

- Préférences ;
- Préférences de l'affaire.

1) Préférences

Les **Préférences** à contrario des **Préférences de l'affaire** vous permettrons de changer les paramètres gérant la forme du logiciel : couleur, polices, tailles des icônes, etc.

Dans la boîte de dialogue **Préférences** représentée sur la figure ci-dessous, vous pouvez définir les paramètres de base du logiciel. Afin d'ouvrir la boîte de dialogue, vous pouvez sélectionner dans le menu déroulant **Outils** puis **Préférences**

.

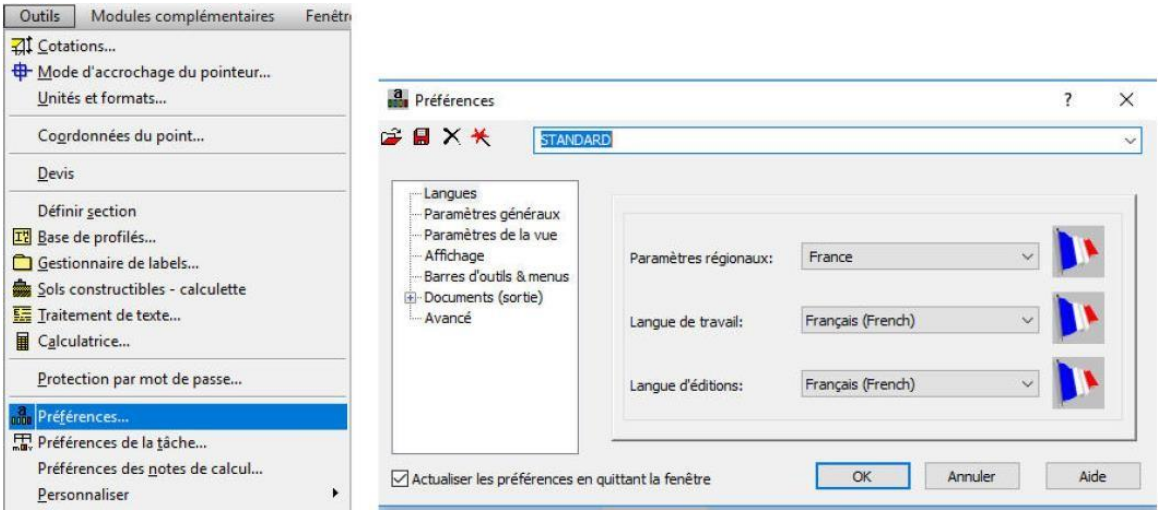


Figure Annexe.3 : Boîte de dialogue Préférences

La boîte de dialogue représentée ci-dessus se divise en plusieurs parties, notamment:

- La partie supérieure de la boîte de dialogue regroupe quatre icônes et le champ de sélection de fichiers de préférences. Par défaut, le nom des préférences actuelles est affiché ;
- Dans ce champ, vous pouvez sélectionner un fichier de préférences existant; pour cela, cliquez sur la flèche à droite du champ et sélectionnez les préférences appropriées à vos besoins dans la liste déroulante.
- La partie gauche de la boîte de dialogue **Préférences** contient une arborescence qui affiche la liste des options que vous pouvez personnaliser. Pour cela, cliquez sur le bouton gauche de la souris sur la position que vous voulez modifier.
- Dans la partie droite de la boîte de dialogue **Préférences** se trouve la zone dans laquelle vous pouvez définir les paramètres spécifiques du logiciel, l'aspect de cette zone varie en fonction de la sélection effectuée dans l'arborescence de gauche.

2) Préférences de l'affaire

Les **préférences de l'affaire** vous permettent de changer le fond de votre étude à savoir les unités,les matériaux, les normes, etc.

Tout comme les Préférences, vous y accéder dans le menu déroulant Outils.

Vous naviguez dans l'arborescence de **ROBOT** afin de régler les différentes unités de forces,dimensions, matériaux et normes.

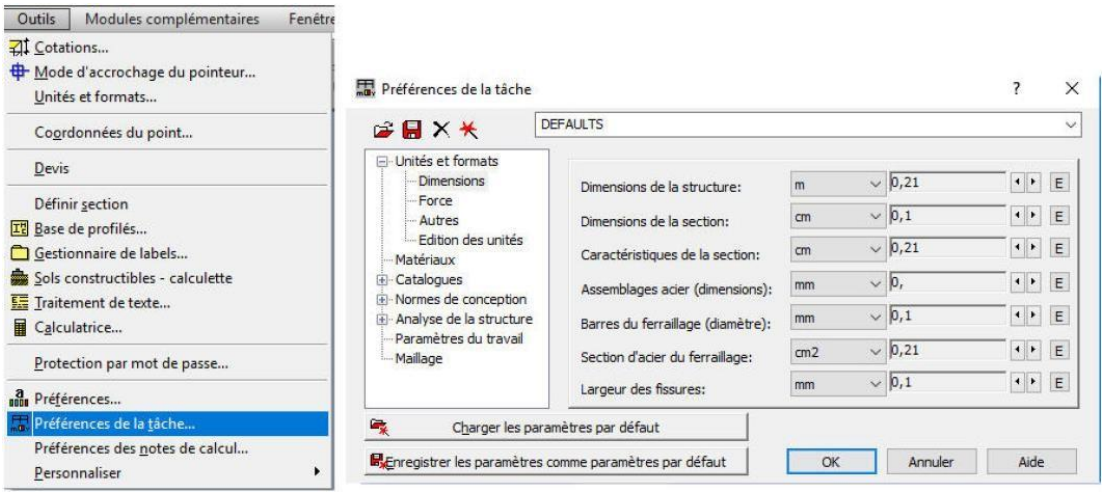


Figure Annexe.4 : Boîte de dialogue Préférences de l'affaire

E. Présentation des données et résultats

Les données et les résultats peuvent être présentés en mode graphique et en mode texte :

- vues sur le modèle de la structure avec les numéros des nœuds et des barres, symboles des appuis, diagrammes des charges avec les valeurs, descriptions des sections utilisées dans la structure, dessins de la structure respectant la forme et les dimensions des sections, diagrammes des efforts internes, déformées de la structure, cartographies des contraintes, déplacements et déformation pour les éléments surfaciques.

Résultat de calcul des poutres

Le calcul s'est réalisé par le **logiciel robot expert 2010**

Tableau 5.11 : Résultat de calcul des poutres

Poutre /section		Armature supérieur cm2	Armature inferieur cm2	choix des armatures
P1	**appuis**	20,4	19,8	3T25.Fil+3T20Renf(Sup) 3T25.Fil+3T20Renf (inf)
	travée	0	4,5	3T25.Fil
P2	**appuis**	7,9	21,5	3T25.Fil+3T20Renf(Sup) 3T14.Fil+3T14Renf (inf)
	travée	0	9,1	3T20Fil
P3	**appuis**	9,6	7,5	3T16.Fil+2T16Renf(Sup) 3T14.Fil+2T14Renf (inf)
	travée	0	2,6	3T14Fil
P4	**appuis**	24,1	13,2	3T25.Fil+3T20Renf (inf)+1T22 3T20.Fil+3T20Renf(Sup)
	travée	0	9,2	3T20Fil
P5	**appuis**	10,4	8,4	3T16.Fil+3T16Renf(Sup) 3T16.Fil+2T16Renf (inf
	travée	0	2,6	3T12Fil
P6	**appuis**	12,9	7,5	3T20.Fil+2T20Renf(Sup) 3T20.Fil
	travée	0	2,6	3T12Fil
P7	**appuis**	18,6	9,1	3T25.Fil+2T20Renf(Sup) 3T20.Fil
	travée	0	8,8	3T20Fil
P8	**appuis**	12,9	10,6	3T20.Fil+2T20Renf(Sup) 3T16.Fil+3T16Renf (inf
	travée	0	2,6	3T12Fil
P9	**appuis**	16	11,9	3T25.Fil+2T20Renf(Sup) 3T16.Fil+3T16Renf (inf
	travée		2,6	3T12Fil
P10	**appuis**	13,7	9,7	3T20.Fil+2T20Renf(Sup) 3T16.Fil+2T16Renf (inf
	travée		2,6	3T12Fil
P11	**appuis**	12,8	6,5	3T20.Fil+2T20Renf(Sup) 3T14.Fil+2T14Renf (inf
	travée		5,3	3T16Fil

Tableau 5.13 : Résultat de calcul des chainages

Chainage	Section	Armature supérieur cm2	Armature inferieur cm2	Choix des armatures
CH1	**appui**	13,9	10	3T20.Fil+2T20Renf(Sup) 3T16.Fil+2T16Renf (inf)
	travée	0	5,3	3T16Fil
CH2	**appui**	16	13,3	3T20.Fil+3T20Renf(Sup) 3T20.Fil+2T20Renf (inf)
	travée	0	4,4	3T20Fil
CH3	**appui**	7,9	5,7	3T14.Fil+3T14Renf(Sup) 3T12.Fil+3T12Renf (inf)
	travée	0	1,9	3T12Fil
CH4	**appui**	16,7	11,4	3T20.Fil+3T20Renf(Sup) 3T16.Fil+3T16Renf (inf)
	travée	0	3	3T12Fil
CH5	**appui**	14,8	8,1	3T20.Fil+2T20Renf(Sup) 3T16.Fil+2T16Renf (inf)
	travée	0	4,5	3T16Fil
CH6	**appui**	19,6	16,2	3T25.Fil+3T20Renf(Sup) 3T20.Fil+3T20Renf (inf)
	travée	1,9	0	3T12Fil
CH7	**appui**	19,8	13	3T25.Fil+3T20Renf(Sup) 3T20.Fil+2T20Renf (inf)
	travée	0	1,9	3T12Fil
CH8	**appui**	14,4	9,4	3T20.Fil+2T20Renf(Sup) 3T16.Fil+2T16Renf (inf)
	travée	0	2,6	3T12Fil
CH9	**appui**	6,6	4,6	3T14.Fil+2T14Renf(Sup) 3T14.Fil (inf)
	travée		2,5	3T12Fil

**

- **Sens longitudinal**

- **Tableau 5.19:** Vérification des contraintes poutre sens longitudinal

Poutre /section		Armature supérieur cm2	Armature inferieur cm2	Mser	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$
P1	appuis	24,15	24,15	-137,91	4,7	15
	travée		14,73	54,86	4,1	15
P2	appuis	24,15	9,2	-256,80	10,4	15
	travée		9,42	135,14	8	15
P3	appuis	10,1	7,7	-51,36	2,8	15
	travée		3,4	31,40	1,3	15
P4	appuis	24,15	18,85	-289,36	9,8	15
	travée		9,42	129,29	7,6	15
P5	appuis	12,1	10,1	-55,46	2,7	15
	travée		3,4	19,01	0,8	15
P6	appuis	15,7	9,4	-93,33	4,2	15
	travée		3,4	31,12	1,3	15
P7	appuis	21,01	9,42	-226,13	9,4	15
	travée		11,4	114,08	6,7	15
P8	appuis	15,7	12,1	-71,77	3,1	15
	travée		3,4	28,29	1,2	15
P9	appuis	21,01	12,1	-86,71	3,6	15
	travée		3,4	33	1,3	15
P10	appuis	15,7	10,1	-90,91	4,1	15
	travée		3,4	34,19	1,4	15
P11	appuis	15,7	7,7	-163,42	7,6	15
	travée		6	69,88	5,2	15

- **Sens transversal**

Tableau 5.20 : Vérification des contraintes poutre sens transversal

Chainage	Section	Armature supérieur cm2	Armature inferieur cm2	Mser	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$
CH1	appui	15 ,7	10,1	-138,92	7,2	15
	travée	0	6	69,49	6,2	15
CH2	appui	18,9	15,7	-87,68	3,9	15
	travée	0	9,4	81,68	6,2	15
CH3	appui	9,2	6,8	-25,72	1,1	15
	travée	0	3,4	7,54	0,4	15
CH4	appui	18,9	12,1	-107,73	5,1	15
	travée	0	3,4	40,53	4,5	15
CH5	appui	15,7	10,1	-154,96	8,1	15
	travée	0	6	59,66	5,3	15
CH6	appui	24,15	18,9	-88,04	3,6	15
	travée	3,4	0	-5,57	0,3	15
CH7	appui	24,15	15,7	-104,05	4,4	15
	travée	0	3,4	12,19	0,7	15
CH8	appui	15,7	10,1	-92,81	4,8	15
	travée	0	3,4	34,41	1,9	15
CH9	appui	7,7	4,6	-64,67	4,8	15
	travée	0	3,4	33,17	1,8	15

Résultat de calcul du ferraillage des voiles

Tableau 5.23 : Ferraillage du voile V1

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		1487,05	488,83	286,10
Effort normal N(KN)		-840,87	-811,12	-95,64
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		3	3	3
Section du voile B (m2)		0,6	0,6	0,6
Inertie du voile I (m4)		0,45	0,45	0,45
Bras de levier V(m)		1,5	1,5	1,5
σ_1 (KN/m2) +		6,3582833	2,9813	1,1130666
σ_2(KN/m2) -		-3,55553833	-0,277566	-0,7942666
Longueur de la zone tendu Lt (m)		1,0766	0,26	1,25
Effort de traction Nt (KN)		381,98	77,48	138,75
Section d'armature (cm2/ml)		9,54	1,93	3,47
Section min RPA (cm2/ml)		4,30	1,04	5
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		9,54	1,93	5
Zone d'about	Choix des barrespar Nappe	8T14	6T14	6T14
	A adoptée (cm2/ml)	12,32	9,24	9,24
	Espacement (cm)	10	10	10
Zone courante	Choix des barrespar Nappe	13T12	14T12	14T12
	A adoptée (cm²/ml)	14,70	15,83	15,83
	Espacement (cm)	20	20	20
Armature horizontale				
Section min RPA(cm2/ml)		3	3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7,85	7,85	7,85
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T10
L'espacement		20	20	20

Tableau 5.25 : Ferraillage du voile V3

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		-1195,65	367,71	-368,39
Effort normal N(KN)		-1894,32	-1552,97	-1300,83
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		2,9	2,9	2,9
Section du voile B (m2)		0,58	0,58	0,58
Inertie du voile I (m4)		0,40648	0,40648	0,40648
Bras de levier V(m)		1,45	1,45	1,45
σ_1 (KN/m2) +		-0,9990670	3,989233	0,928685
σ_2(KN/m2) -		7,5312050	1,365835	3,556935
Longueur de la zone tendu Lt (m)		0,34	0,74	0,60
Effort de traction Nt (KN)		34	101,38	55,8
Section d'armature (cm2/ml)		0,85	2,53	1,40
Section min RPA (cm2/ml)		1,36	2,96	2,4
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		**1,36**	2,96	2,4
Zone d'about	Choix des barrespar Nappe	**/**	/	/
	A adoptée (cm2/ml)	**/**	/	/
	Espacement (cm)	**10**	10	10
Zone courante	Choix des barrespar Nappe	**13T14**	14T12	14T12
	A adoptée (cm²/ml)	**20,01**	15,83	15,83
	Espacement (cm)	**20**	20	20
Armature horizontale				
Section min RPA(cm2/ml)		3	3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7,85	7,85	7,85
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T10
L'espacement		20	20	20

Tableau 5.26 : Ferraillage du voile V4

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		448,81	126,34	112,93
Effort normal N(KN)		-952,48	-528,50	-228,59
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		2	2	2
Section du voile B (m2)		0,4	0,4	0,4
Inertie du voile I (m4)		0,13	0,13	0,13
Bras de levier V(m)		1	1	1
σ_1 (KN/m2) +		5,8335846	2,293096	1,440167
σ_2(KN/m2) -		-1,0711846	0,2494038	-0,2972173
Longueur de la zone tendu Lt (m)		0,310	0,20	0,34
Effort de traction Nt (KN)		180,73	45,8	48,96
Section d'armature (cm2/ml)		4,52	1,14	1,22
Section min RPA (cm2/ml)		1,24	0,8	1,36
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		4,52	1,14	1,36
Zone d'about	Choix des barrespar Nappe	8T14	6T14	4T14
	A adoptée (cm2/ml)	12,32	9,24	6,16
	Espacement (cm)	10	10	10
Zone courante	Choix des barrespar Nappe	8T14	9T12	9T12
	A adoptée (cm²/ml)	12,32	10,18	10,18
	Espacement (cm)	20	20	20
Armature horizontale				
Section min RPA (cm2/ml)		3	3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7,85	7,85	7,85
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T10
L'espacement		20	20	20

Tableau 5.27 : Ferraillage du voile V4'

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		-533,76	145,44	148,70
Effort normal N(KN)		-946,90	-523,17	-189,57
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		2	2	2
Section du voile B (m2)		0,4	0,4	0,4
Inertie du voile I (m4)		0,13	0,13	0,13
Bras de levier V(m)		1	1	1
σ_1 (KN/m2) +		-1,7385961	2,426694	1,617771
σ_2(KN/m2) -		6,4730961	0,1891557	-0,669921
Longueur de la zone tendu Lt (m)		0,424	0,15	0,59
Effort de traction Nt (KN)		274,32	36,45	95,58
Section d'armature (cm2/ml)		6,86	0,91	2,39
Section min RPA (cm2/ml)		1,69	0,6	2,36
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		6,86	0,91	2,39
Zone d'about	Choix des barrespar Nappe	8T14	6T14	4T14
	A adoptée (cm2/ml)	12,32	9,24	6,16
	Espacement (cm)	10	10	10
Zone courante	Choix des barrespar Nappe	6T14	7T12	8T12
	A adoptée (cm²/ml)	9,24	7,92	9,05
	Espacement (cm)	20	20	20
Armature horizontale				
Section min RPA(cm2/ml)		3	3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7,85	7,85	7,85
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T10
L'espacement		20	20	20

Tableau 5.28 : Ferraillage du voile V5

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		401,96	89,28	88,90
Effort normal N(KN)		-818,88	-576,55	-244,86
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		1,45	1,45	1,45
Section du voile B (m2)		0,29	0,29	0,29
Inertie du voile I (m4)		0,05081	0,05081	0,05081
Bras de levier V(m)		0,725	0,725	0,725
σ_1 (KN/m2) +		8,559228	3,2620259	2,1128451
σ_2(KN/m2) -		-2,9117806	0,7141809	-0,4241554
Longueur de la zone tendu Lt (m)		0,37	0,26	0,24
Effort de traction Nt (KN)		316,72	84,76	50,64
Section d'armature (cm2/ml)		7,91	2,12	1,26
Section min RPA (cm2/ml)		1,48	1,04	0,96
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		7,91	2,12	1,26
Zone d'about	Choix des barrespar Nappe	8T14	6T14	4T14
	A adoptée (cm2/ml)	12,32	9,24	6,16
	Espacement (cm)	10	10	10
Zone courante	Choix des barrespar Nappe	5T14	6T12	6T12
	A adoptée (cm²/ml)	7,70	6,79	6,79
	Espacement (cm)	20	20	20
Armature horizontale				
Section min RPA(cm2/ml)		3	3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7,85	7,85	7,85
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T10
L'espacement		20	20	20

Tableau 5.29 : Ferraillage du voile V6

ZONE		I	II
Moment de flexion M(KN.m)		-248,90	**-219,67**
Effort normal N(KN)		-1708,07	**-723,69**
Epaisseur du voile e(m)		0,2	**0,2**
Longueur du voile L(m)		1,05	**1,05**
Section du voile B (m2)		0,21	**0,21**
Inertie du voile I (m4)		0,01929	**0,01929**
Bras de levier V(m)		0,525	**0,525**
σ_1 (KN/m2) +		1,3595609	**-2,5324341**
σ_2(KN/m2) -		14,907772	**9,424719**
Longueur de la zone tendu Lt (m)		0,10	**0,22**
Effort de traction Nt (KN)		134,19	**55,66**
Section d'armature (cm2/ml)		3,35	**1,39**
Section min RPA (cm2/ml)		0,36	**0,88**
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		3,35	**1,39**
Zone d'about	Choix des barrespar Nappe	6T14	**4T14**
	A adoptée (cm2/ml)	9,24	**6,16**
	Espacement (cm)	10	**10**
Zone courante	Choix des barrespar Nappe	3T12	**4T12**
	A adoptée (cm²/ml)	3,39	**4,52**
	Espacement (cm)	20	**20**
Armature horizontale			
Section min RPA(cm2/ml)		3	**3**
AH adoptée (cm2/ml)		7,85	**7,85**
Choix des barres / ml		10T10	**10T10**
L'espacement		20	20

Tableau 5.30 : Ferraillage du voile V7

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		455,52	89,58	131,17
Effort normal N(KN)		-529,14	-392,78	-123,25
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		1,9	1,9	1,9
Section du voile B (m2)		0,38	0,38	0,38
Inertie du voile I (m4)		0,11432	0,11432	0,11432
Bras de levier V(m)		0,95	0,95	0,95
σ_1 (KN/m2) +		5,1778480	1,778042	1,4143657
σ_2(KN/m2) -		-2,3929007	0,289221	-0,7656815
Longueur de la zone tendu Lt (m)		0,60	0,27	0,67
Effort de traction Nt (KN)		310,8	48,06	94,47
Section d'armature (cm2/ml)		7,77	1,20	2,36
Section min RPA (cm2/ml)		2,4	1,08	2,68
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		7,77	1,20	2,68
Zone d'about	Choix des barrespar Nappe	8T14	6T14	4T14
	A adoptée (cm2/ml)	12,32	9,24	6,16
	Espacement (cm)	10	10	10
Zone courante	Choix des barrespar Nappe	8T14	9T12	9T12
	A adoptée (cm²/ml)	12,32	10,18	10,18
	Espacement (cm)	20	20	20
Armature horizontale				
Section min RPA(cm2/ml)		3	3	3
AH adoptée (cm2/ml)		7,85	7,85	7,85
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T10
L'espacement		20	20	20

Tableau 5.32 : Ferraillage du voile V9

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		-262,26	89,41	56,98
Effort normal N(KN)		-966,11	-329,26	-246,41
Epaisseur du voile e(m)		0,2	0,2	0,2
Longueur du voile L(m)		1,6	1,6	1,6
Section du voile B (m2)		0,32	0,32	0,32
Inertie du voile I (m4)		0,06827	0,06827	0,06827
Bras de levier V(m)		0,8	0,8	0,8
σ_1 (KN/m2) +		-0,0541155	2,0766597	1,4377330
σ_2(KN/m2) -		6,0923030	-0,0187847	0,1023294
Longueur de la zone tendu Lt (m)		0,01	0,01	0,10
Effort de traction Nt (KN)		6,09	2,08	14,4
Section d'armature (cm2/ml)		0,15	0,05	0,36
Section min RPA (cm2/ml)		0,04	0,04	0,4
Max {As ; Amin $_{RPA}$}		0,15	0,05	0,4
Zone d'about	Choix des barrespar Nappe	/	/	/
	A adoptée (cm2/ml)	/	/	/
	Espacement (cm)	10	10	10
Zone courante	Choix des barrespar Nappe	3T14	3T12	3T12
	A adoptée (cm²/ml)	4,62	3,39	3,39
	Espacement (cm)	20	20	20
Armature horizontale				
Section min RPA(cm2/ml)		3	3	**3**
AH adoptée (cm2/ml)		7,85	7,85	7,85
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T10
L'espacement		20	20	20

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. **CBA93** ; règles de conception des structures en BA, centre de recherche appliquée en génie parasismique, CGS.

2. **RPA99/Version 2003**, règlement parasismique algérien RPA99/version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique, Algérie

3. **DTU13.12** : Règles pour le calcul des fondations superficielles, mars 1988

4. **RTR.B.C.22** : document technique règlementaire Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique, Algérie

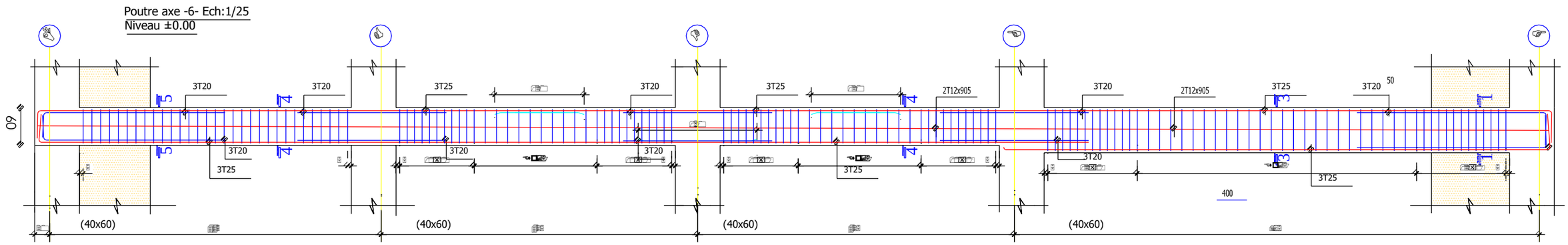
5. **BAEL 91, 1992**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites, édition Eyrolles.

6. Anciens mémoires de fin d'étude

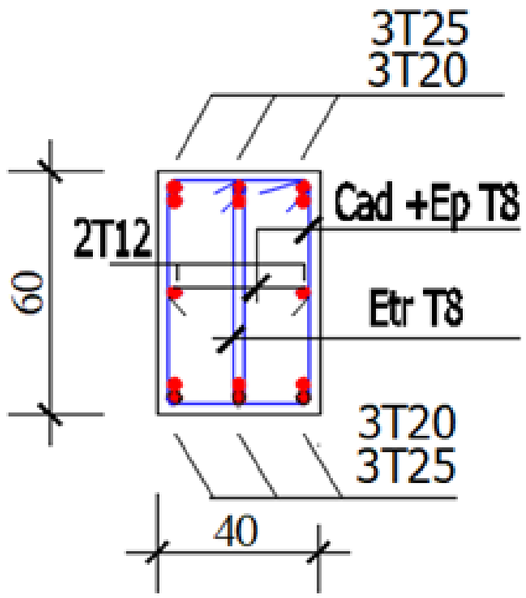
7. Logiciels utilisés

- AUTOCAD **2020**
- ROBOT **2019.0.0.6490**
- ROBOT Expert **2010**
- Office 2010 ; Word, Excel, Power Poin

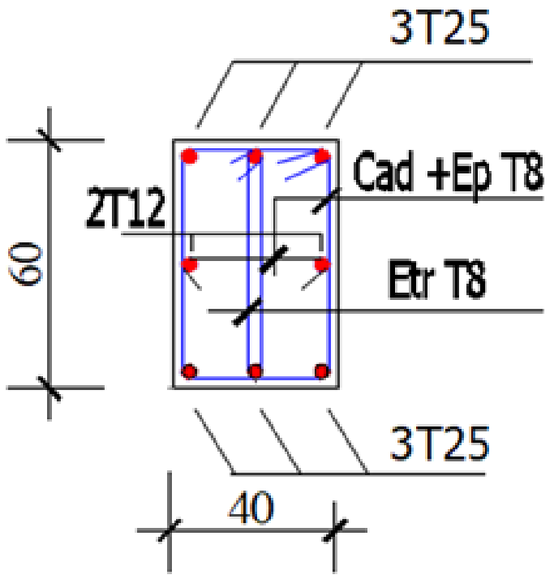
Ferraillage poutre principale (60*40) liée au voile (p1)



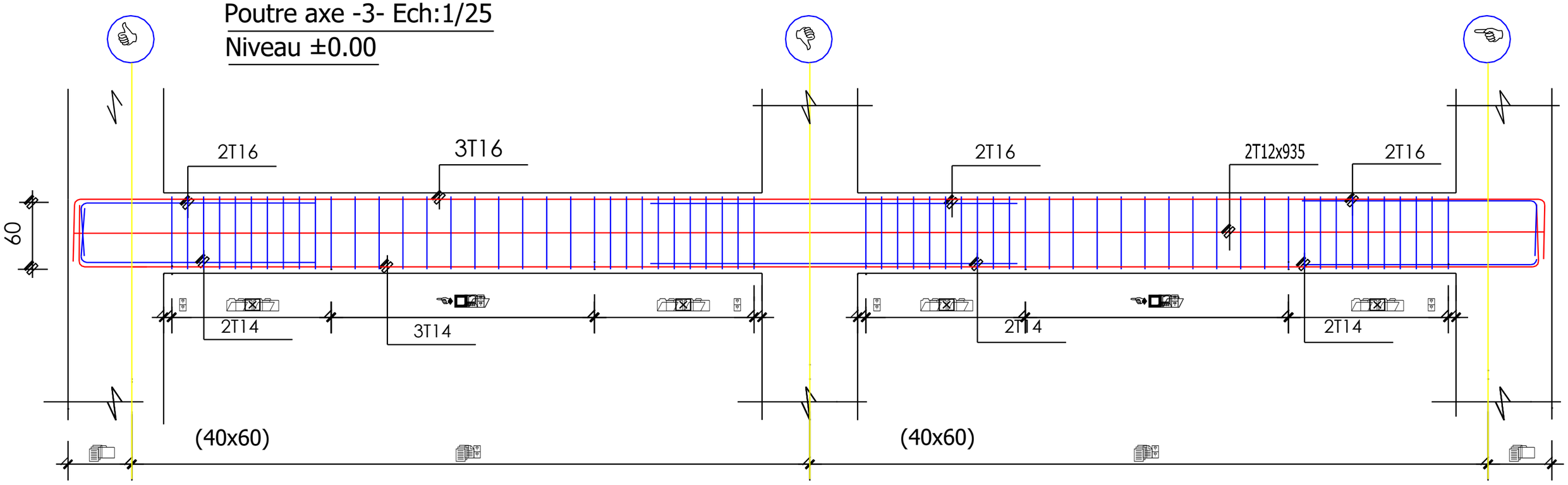
Appuis



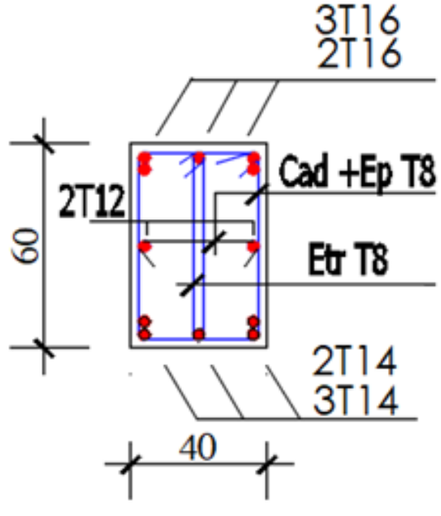
Travée



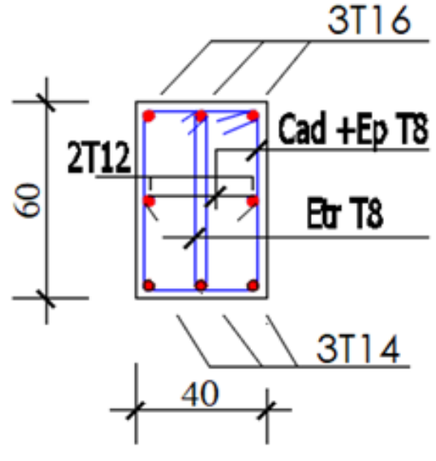
Ferraillage poutre principale (60*40) non liée au voile (P3)



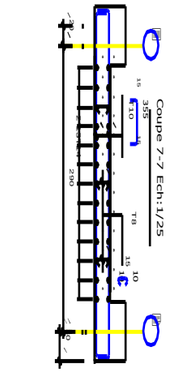
Appuis

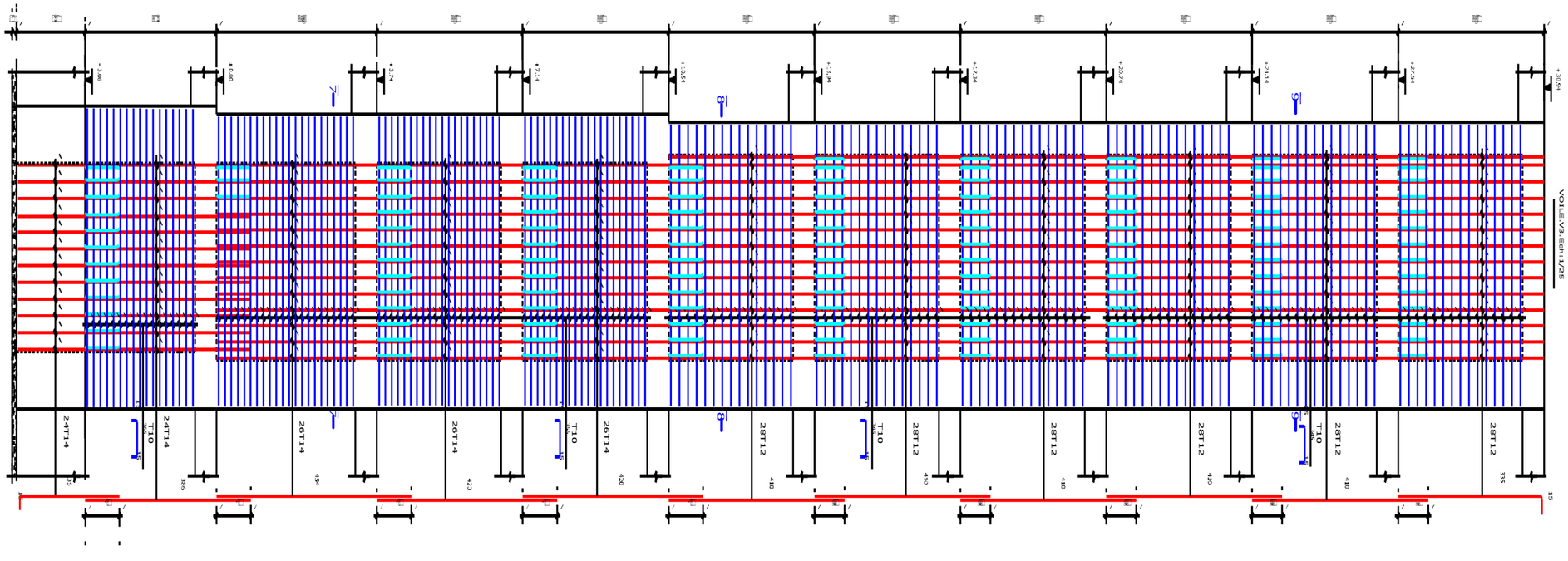


Travée

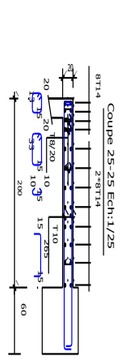


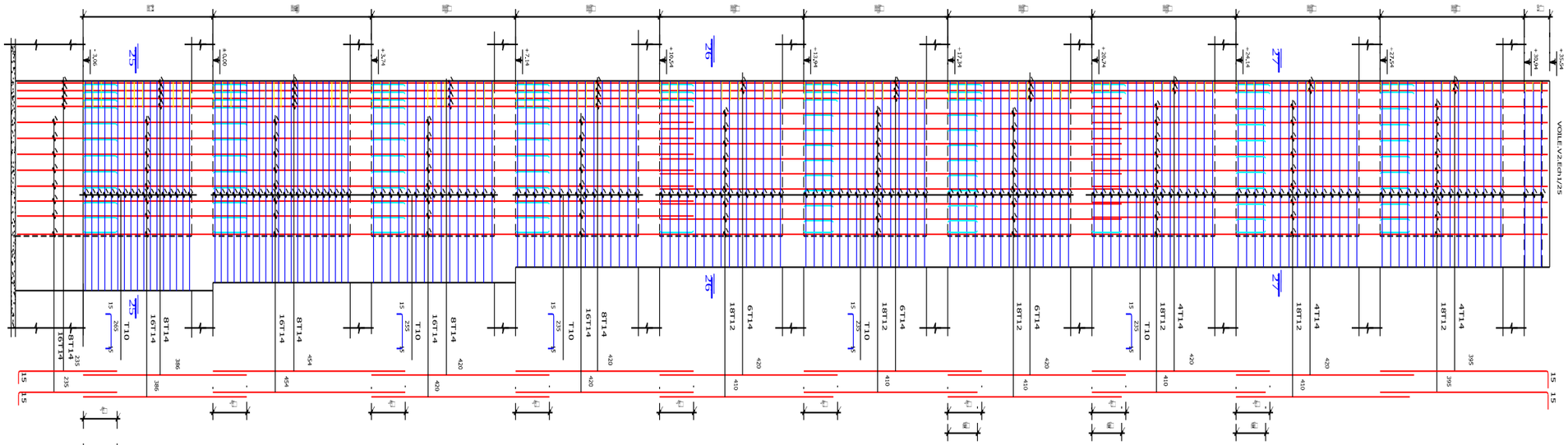
Ferraillage voile V3



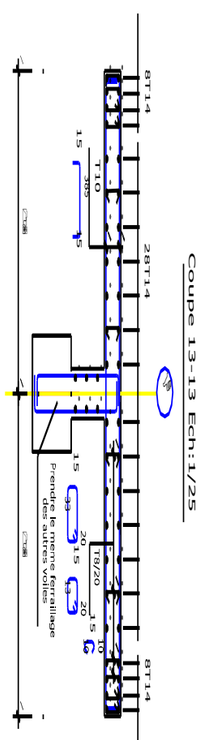


Ferraillage voile V2

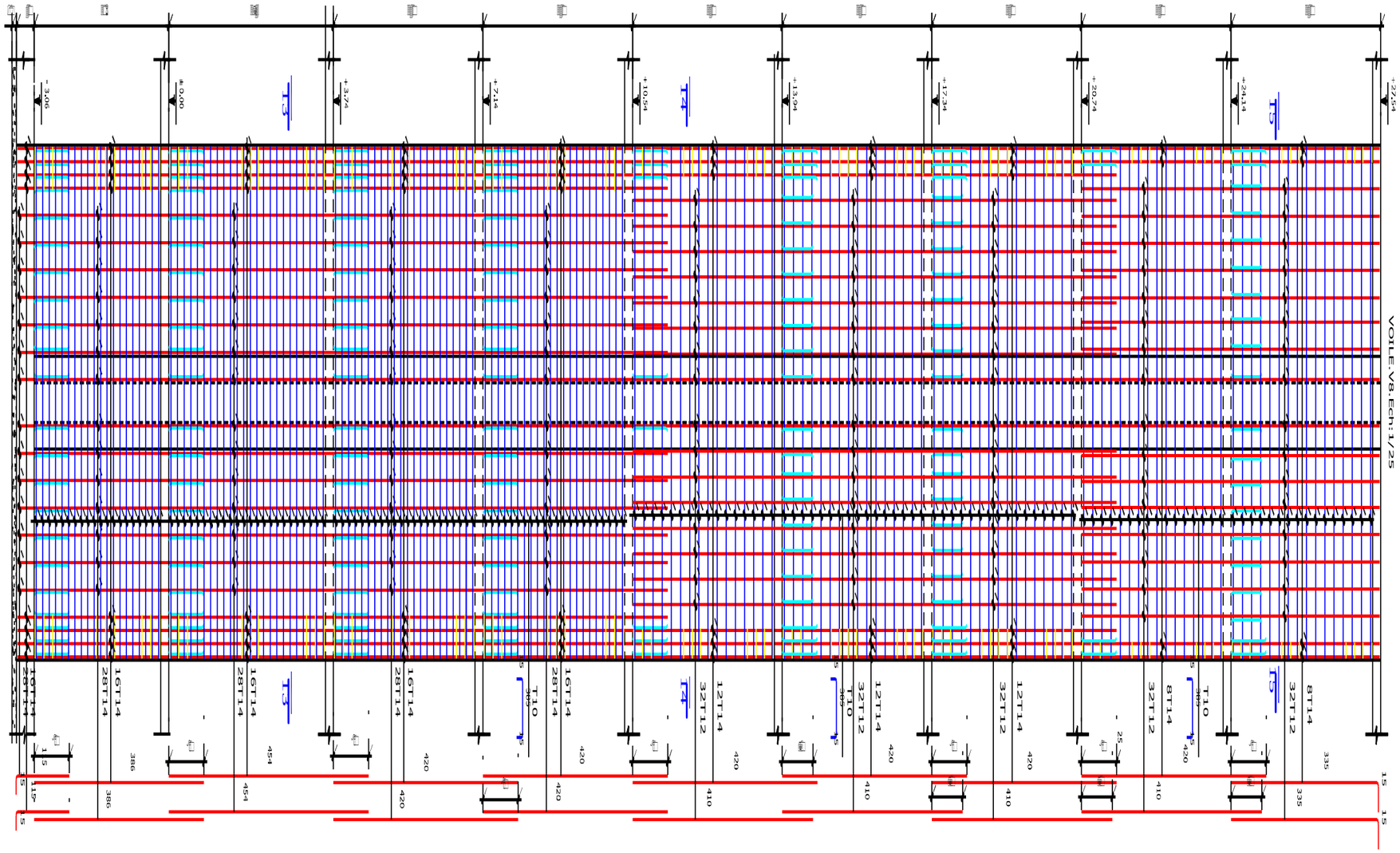




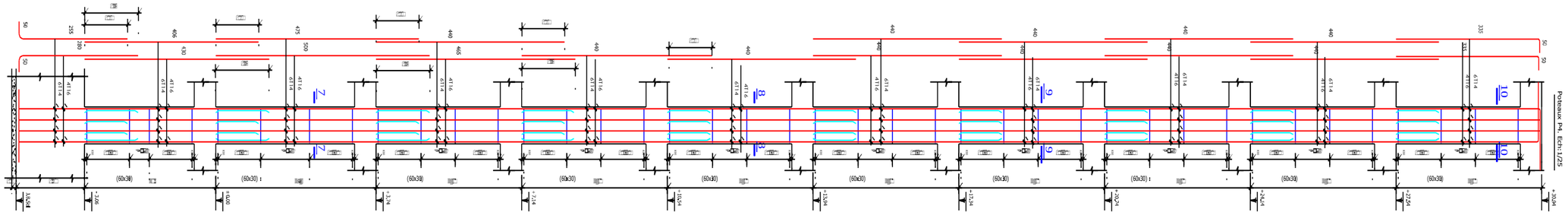
Ferraillage voile V8

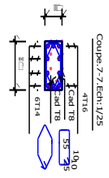


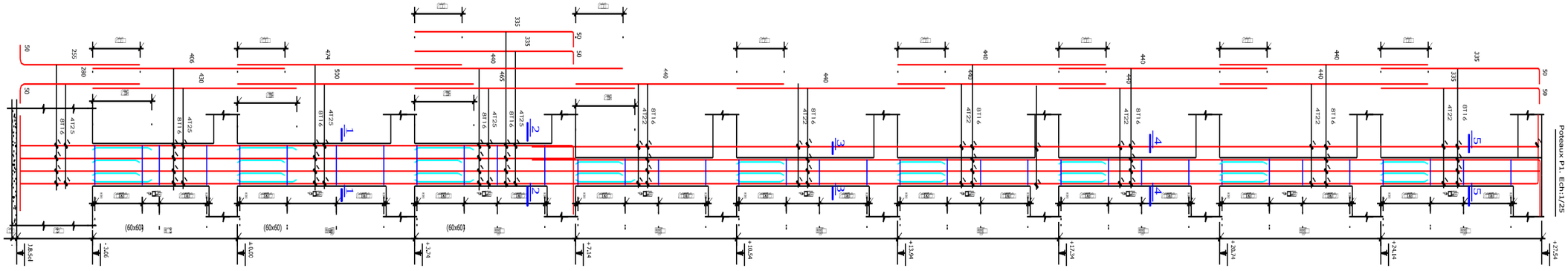
Coupe 13-13 Ech:1/25

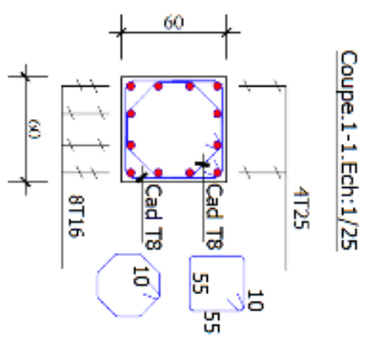


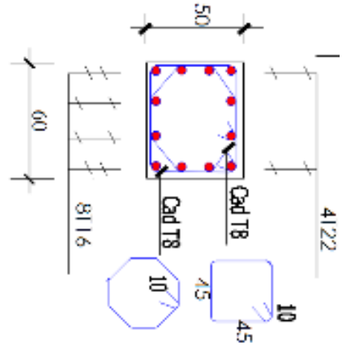
Ferraillage des poteaux



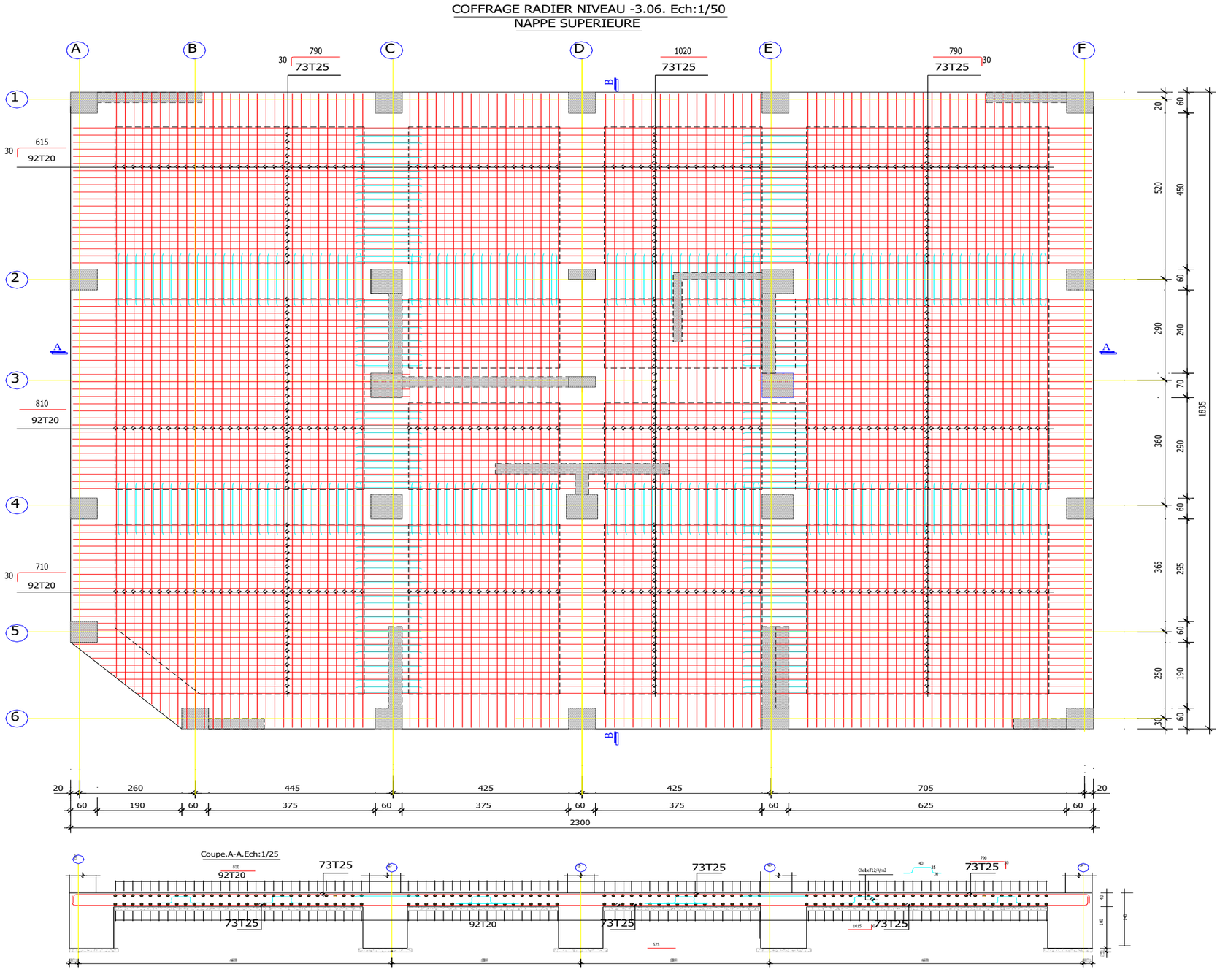






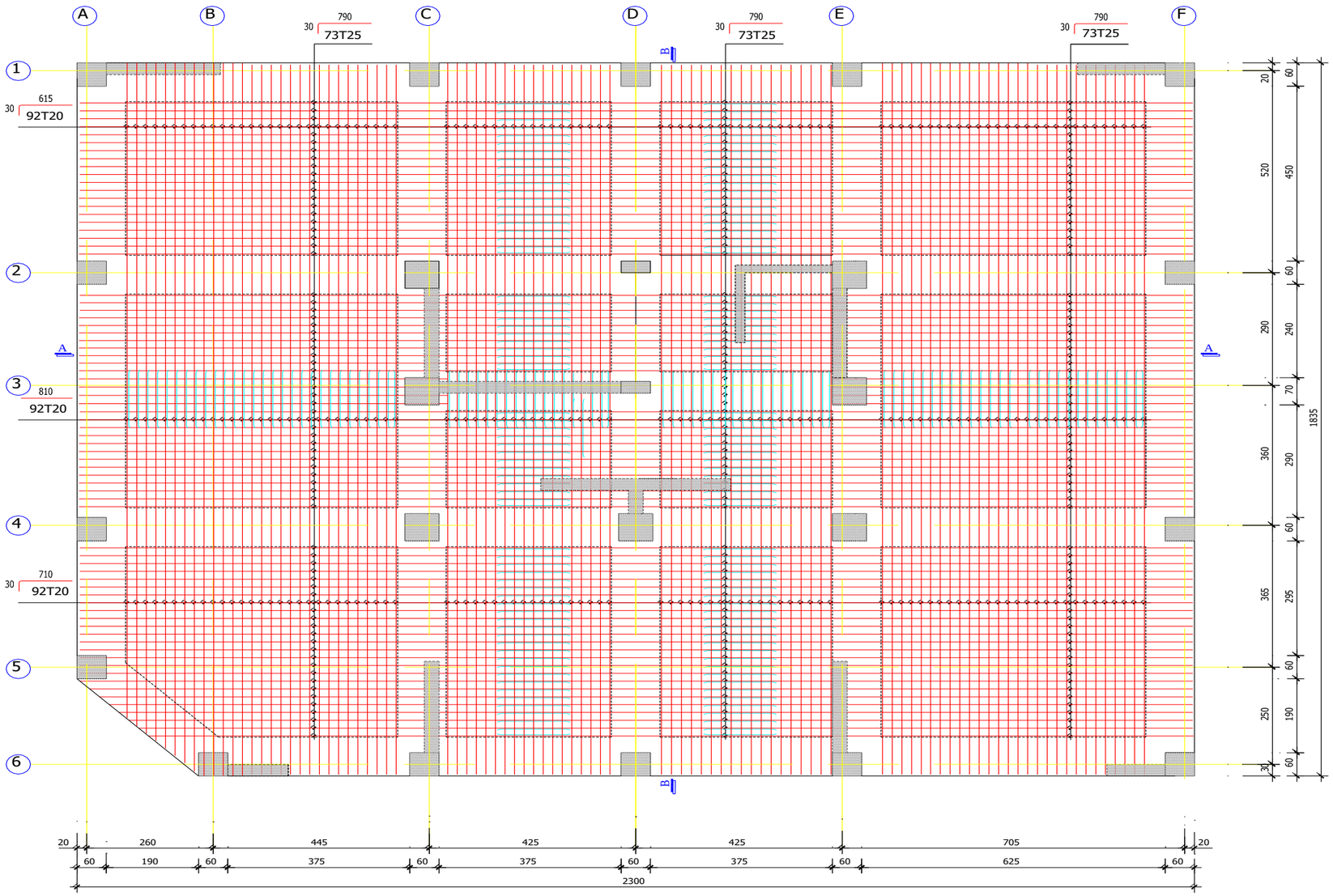


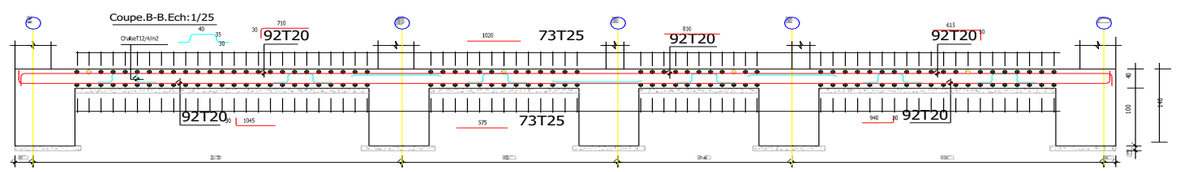
Ferraillage Radier (nappe supérieur)



Ferraillage Radier (nappe inferieur)

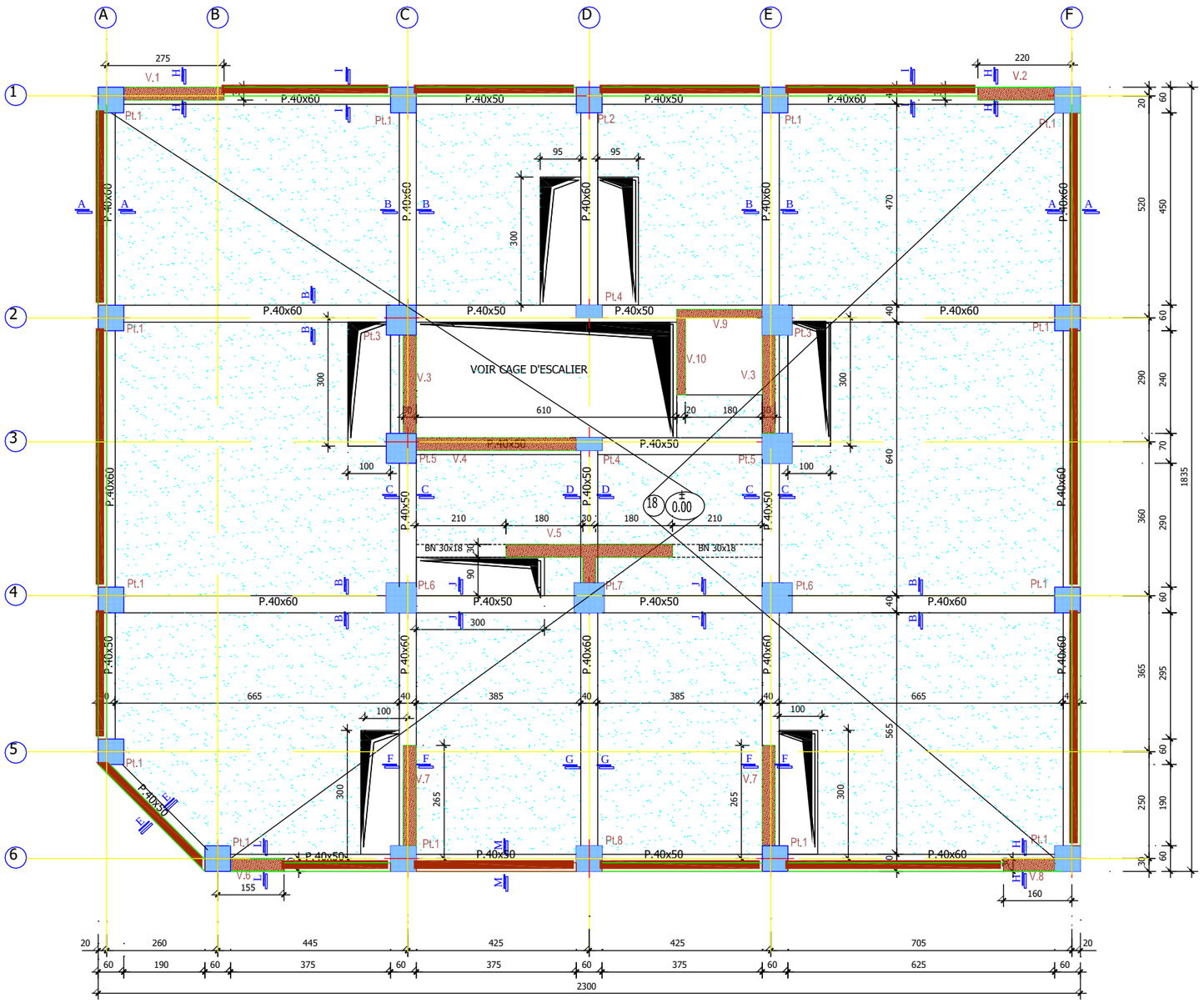
COFFRAGE RADIER NIVEAU -3.06. Ech:1/50
NAPPE INFERIEURE





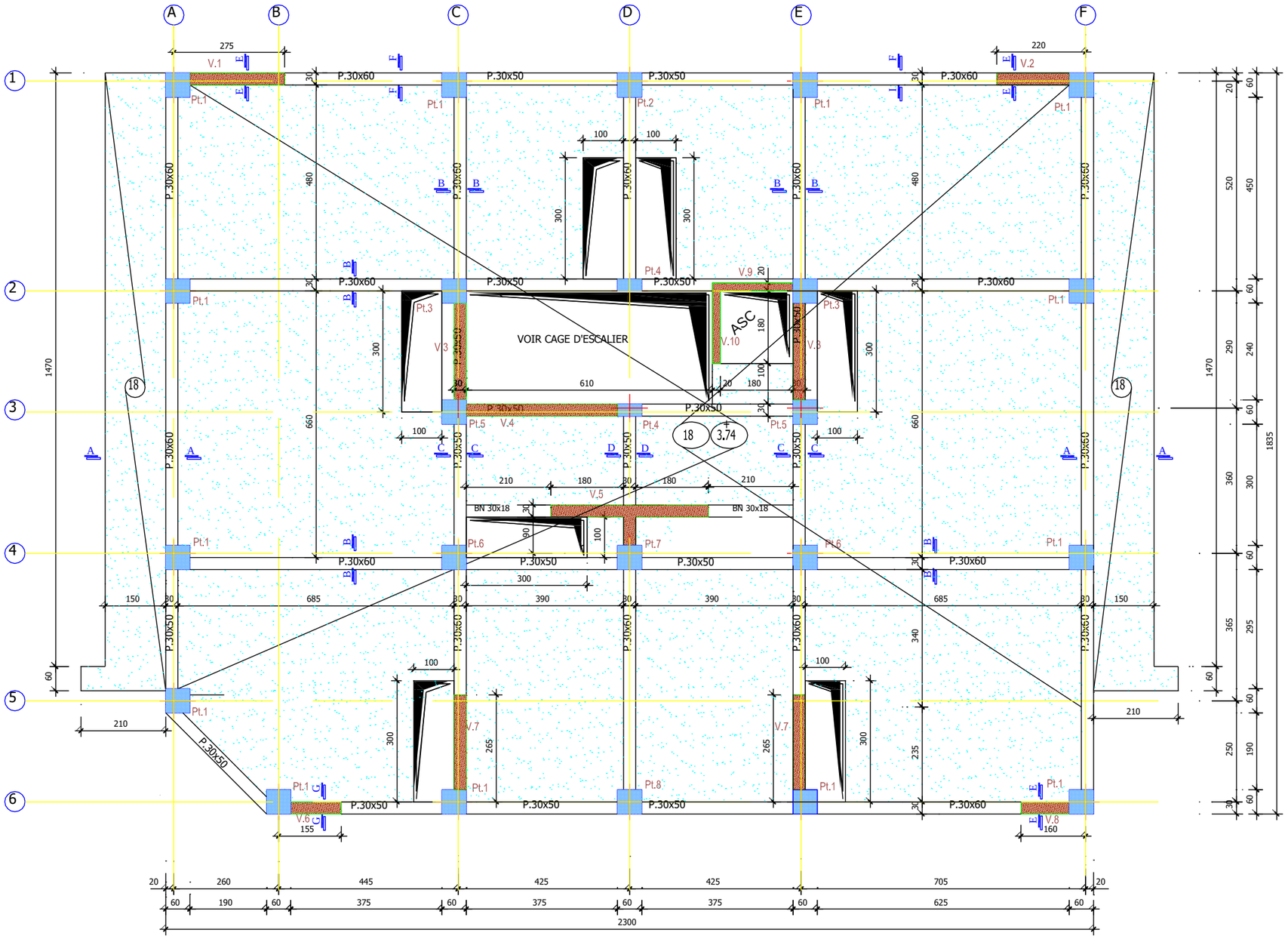
Coffrage rez de chaussée

REZ DE CHAUSSEE.NIVEAU ±0.00. Ech:1/50



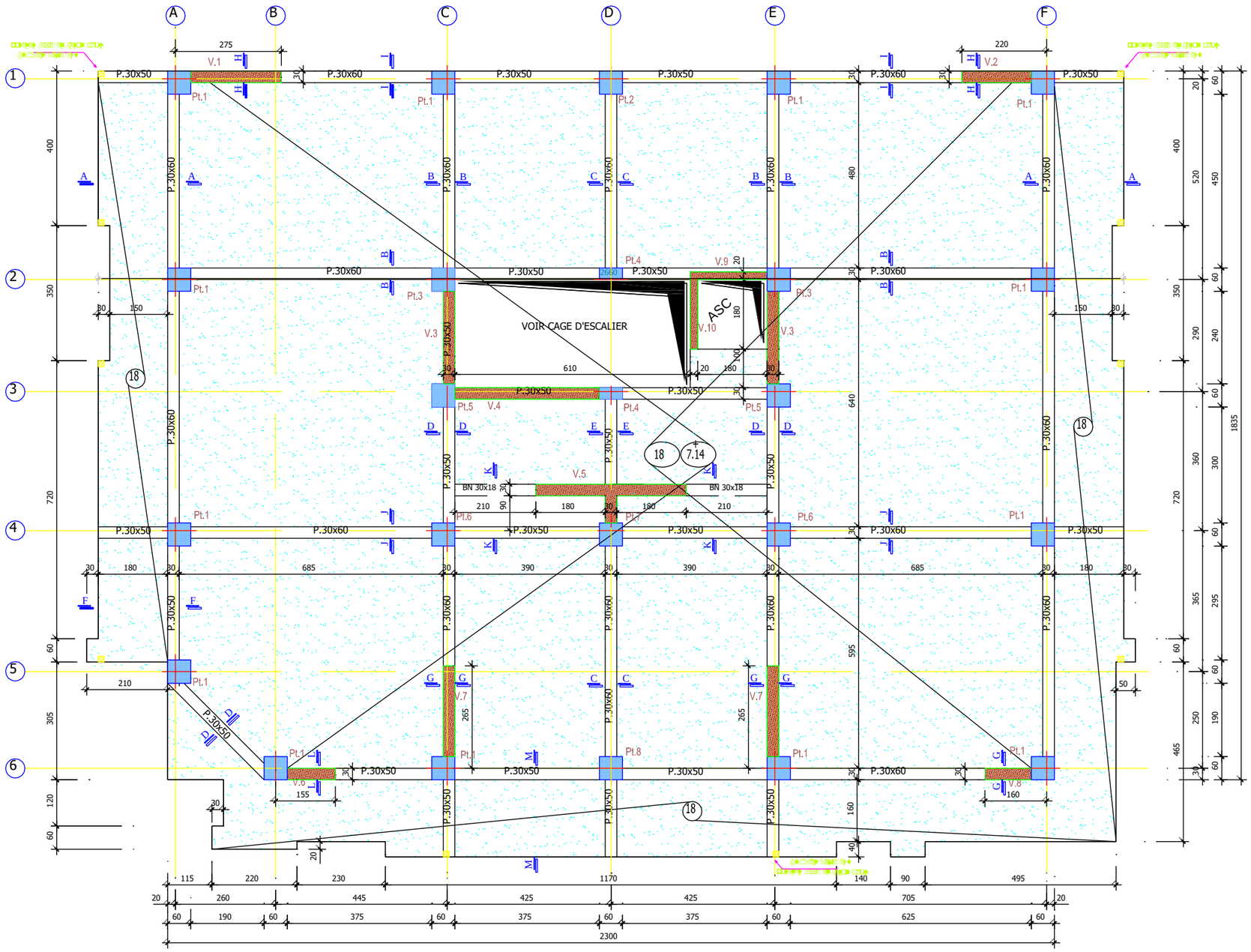
Coffrage 1er étage

ETAGE.NIVEAU +3.74. Ech:1/50



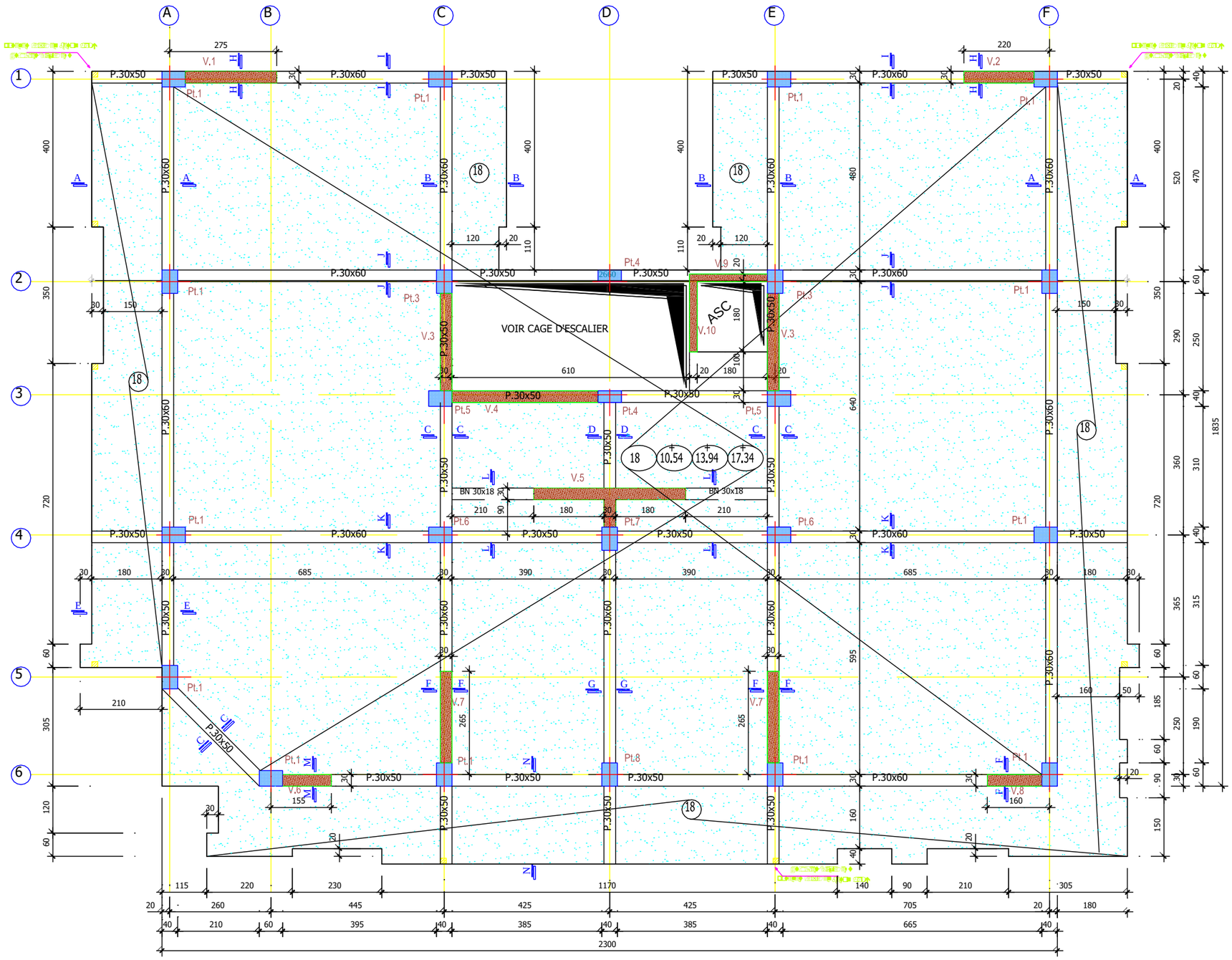
Coffrage 2eme étage

PLANCHER ETAGE.NIVEAU +7.14. Ech:1/50



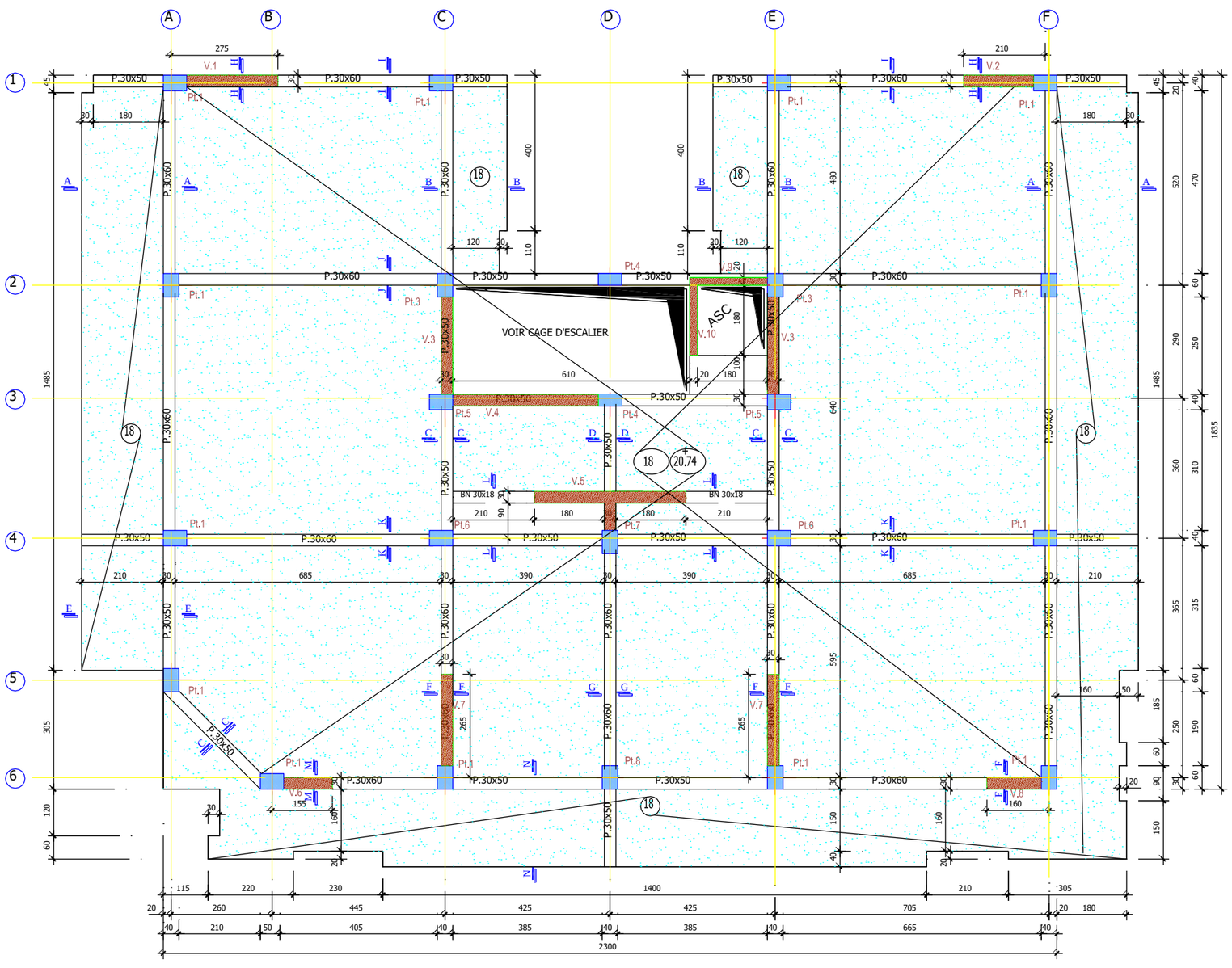
Coffrage 3,4et 5eme étage

PLANCHERS ETAGES.NIVEAUX +10.54 ,+13.94 ,+17.34 Ech:1/50



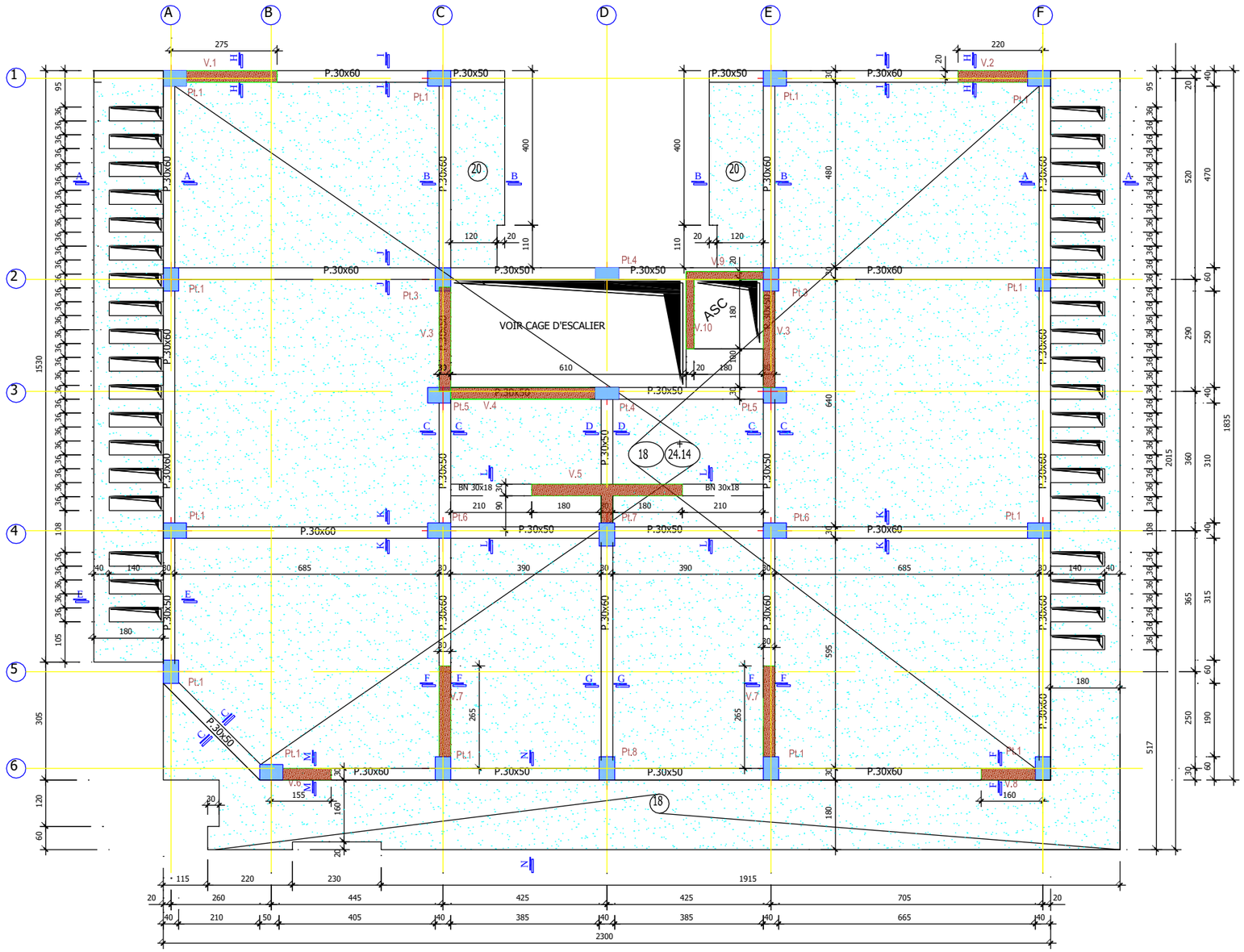
Coffrage 6eme étage

PLANCHER ETAGE.NIVEAU +20.74. Ech:1/50

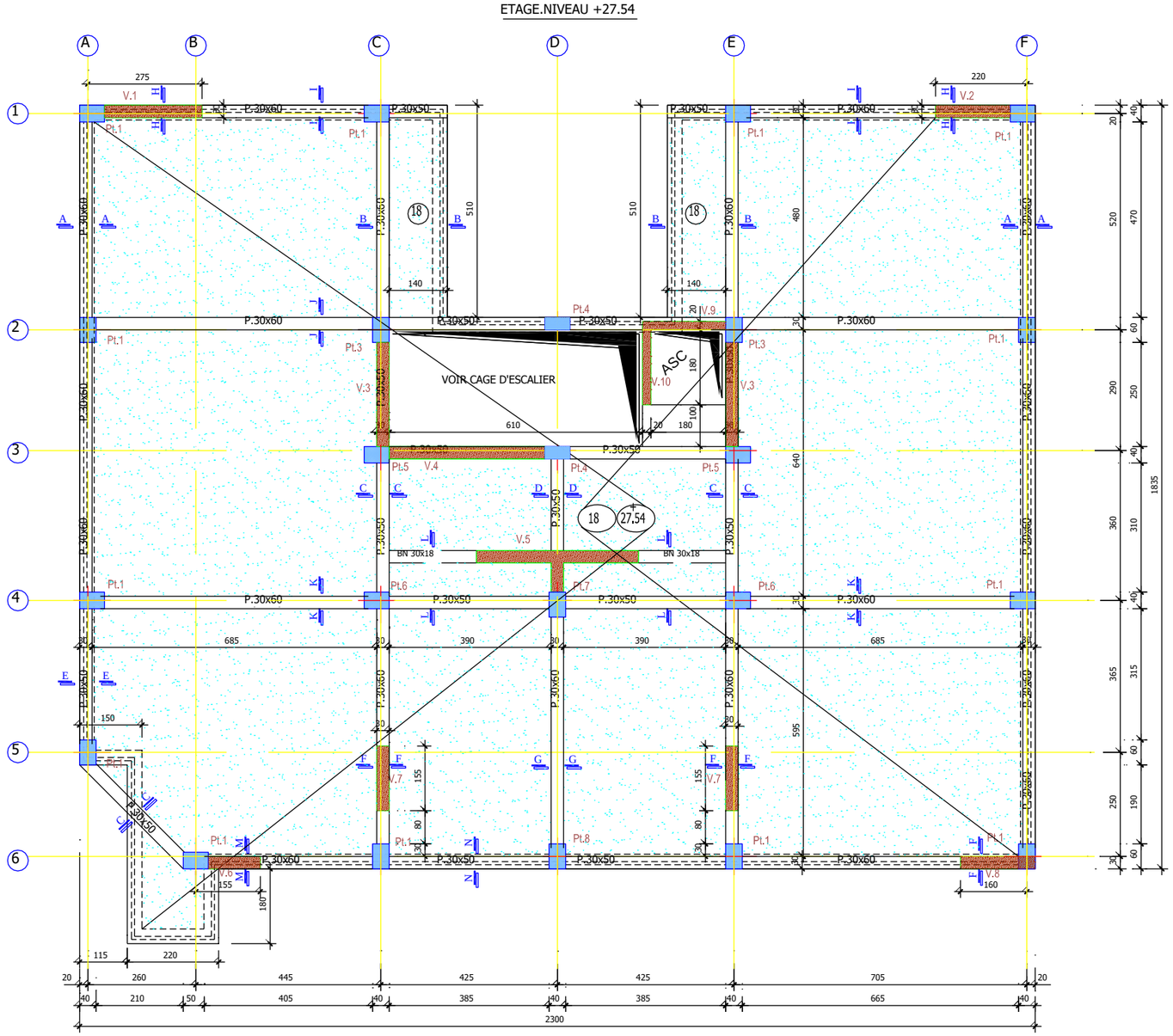
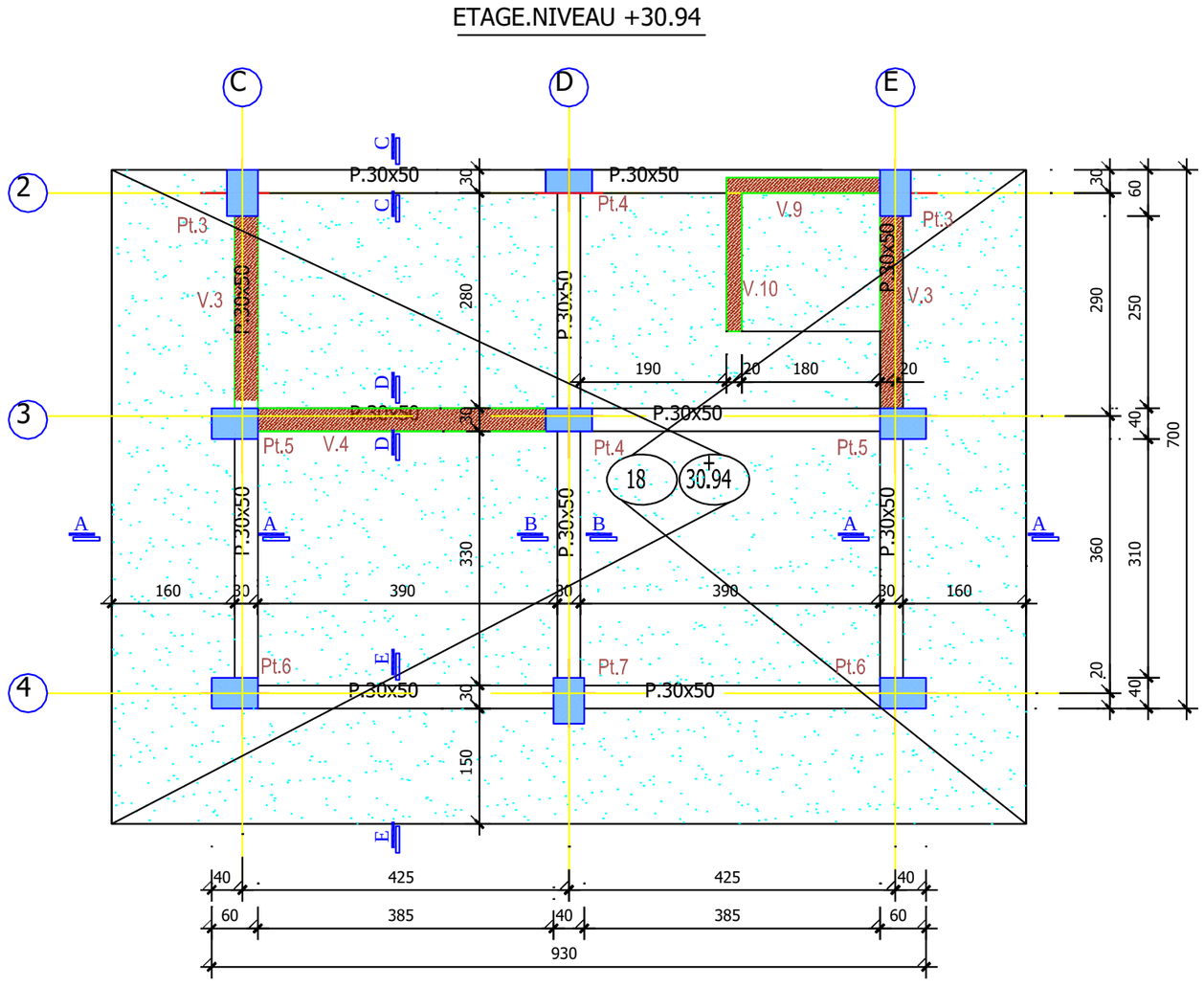


Coffrage 7eme étage

PLANCHER ETAGE.NIVEAU +24.14. Ech:1/50



Coffrage terrasse



Coffrage toiture