REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA
Département Génie de la Matière
Filière : Génie Civil
Option : Structure



Projet de fin d'étude Pour

L'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Thème

Etude D'un Centre Multifonctionnel à Blida

Bâtiment Bloc "D" en (R+7+Sous-Sol)

Proposé par le bureau d'étude :

BENREKIA Nadjib

Encadré par :

SAIDI *Med Mouloud*

Réalisée par :

- CHERGUI *Selma*
- MENACER *Imene*

Promotion
Juin 2012

بسم الله الرحمن الرحيم

"رب أوزعني أن أشكر نعمتك

التي أنعمت علي وعلى والدي

وأن أعمل صالحا ترضاه"



Remerciement



Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin du savoir et pour nous avoir donné le courage, la volonté, la force et la patience afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer nos vifs Remerciements et notre profonde Gratitude à notre promoteur Monsieur SAIDI Mohamed Mouloud pour sa disponibilité et son aide durant tout le déroulement de tout ce projet. Grâce à son dévouement, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury qui font l'honneur de présider et d'examiner notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université Dr YAHIA FARES. Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Encore des remerciements au directeur et aux ingénieures de CTC Centre sans exception surtout monsieur KARRALI Rafik, RAGGAD Ayoub pour de multiples raisons : leurs accueil au CTC Centre et leurs sympathie, puis leurs disponibilité malgré l'importance de leurs responsabilités .Ce fut un réel plaisir de travailler à ses côtés.

Et un grand merci pour le bureau d'étude et d'architecture « BOUHADA »et aussi les ingénieurs BOUGHAFTANE, OULD TURKI Ben aissa et spécialement l'architecte CHERGUI Med Amine.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

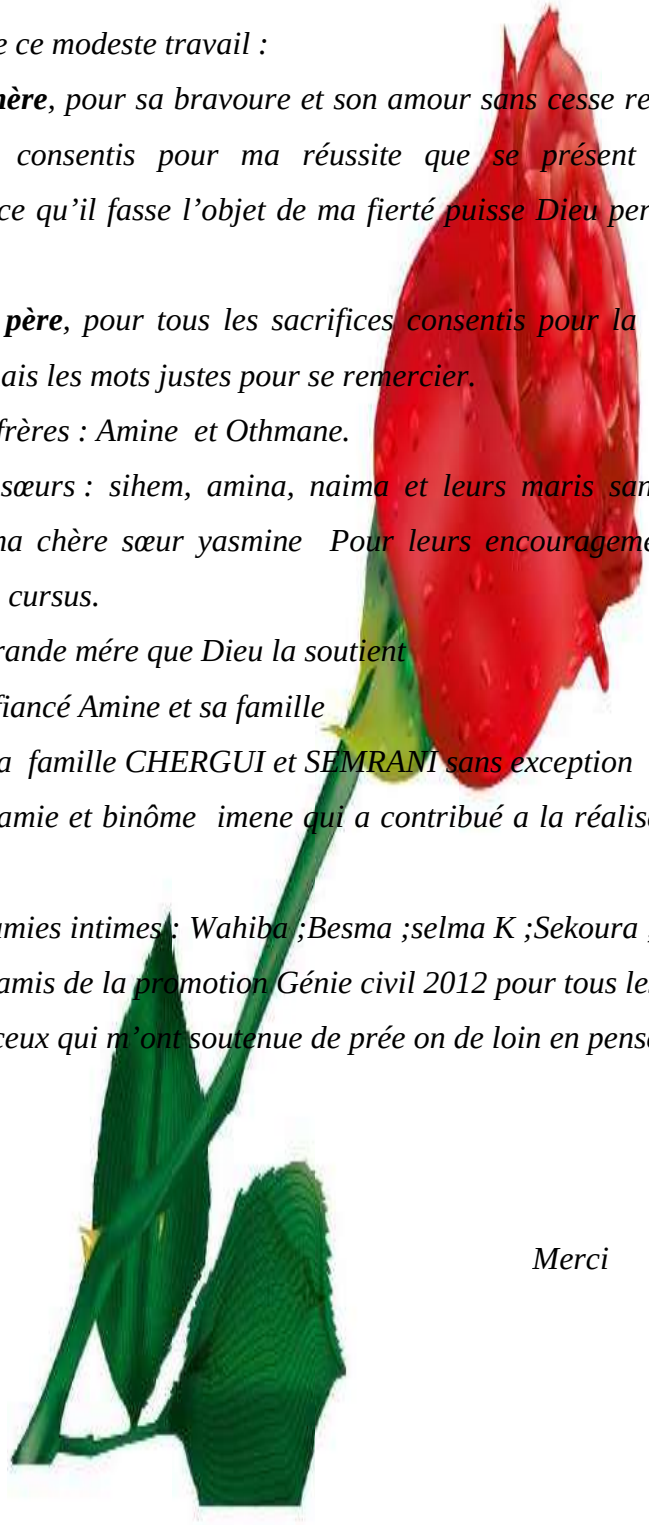
Merci.



MENACER/CHERGUI

juin 2012

Dédicace



Je dédie ce modeste travail :

*A **ma mère**, pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé ; pour tout les efforts et sacrifices consentis pour ma réussite que se présent soit le témoignage de ma reconnaissance qu'il fasse l'objet de ma fierté puisse Dieu permettre de jouir du produit de ton effort.*

*A **mon père**, pour tous les sacrifices consentis pour la réussite de mes études, je ne trouverai jamais les mots justes pour se remercier.*

A mes frères : Amine et Othmane.

A mes sœurs : sihem, amina, naima et leurs maris sans oublier mes nieces et mes neveux ; et ma chère sœur yasmine Pour leurs encouragements dont ils m'ont fait signe durant tout le cursus.

A ma grande mére que Dieu la soutient

A mon fiancé Amine et sa famille

A tout la famille CHERGUI et SEMRANI sans exception

A mon amie et binôme imene qui a contribué a la réalisation de ce modeste travail et sa famille

A mes amies intimes : Wahiba ;Besma ;selma K ;Sekoura ;Ikram ;Latifa

A mes amis de la promotion Génie civil 2012 pour tous les moments vécues a leur cotés

A tous ceux qui m'ont soutenue de prée on de loin en pensée et prière.

Merci

SELMA

Dédicace



A vous dont le ventre chaleureux a toujours ètè le seul refuge et sanctuaire, pour votre indulgence, clémence et bienveillance, vous dont l'inquiétude exagéré ne décelait que l'amour, A vous les personnes les plus dévouées.

Que dieu me vous protège .A vous chers parents

Je dédie ce modeste travail

A ma mère, pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé ; pour tout les efforts et sacrifices consentis pour ma réussite que se présent soit le témoignage de ma reconnaissance qu'il fasse l'objet de ma fierté puisse Dieu permettre de jouir du produit de ton effort

A mon père, pour tous les sacrifices consentis pour la réussite de mes études, je ne trouverai jamais les mots justes pour te remercier.

A mes frères : Mohamed et Smail

A ma chére sœur : Khadidja et mes cousines : Latifa et Hassina pour leurs encouragements dont ils m'ont fait signe durant tout le cursus.

A ma grande mére que Dieu la soutient

A tout la famille MENACER et HABIRECHE sans exception

A mon amie et binôme selma qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail et sa famille

A mes amies intimes : Selma KH, Sekoura,, Besma, Wahiba, Safaa, imane, selma Z et Rajaa

A mes amis : Anis, Youssef, Mohamed et Amine.

A tout mes amis de la promotion Génie civil -2012- pour tous les moments vécues à leur cotés

A tous ceux qui m'ont soutenue de prée on de loin en pensée et prière.

Merci

Imene

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات(طابق أرضى+ سبعة طوابق+تحت أرضى) يعتزم إقامتها في ولاية البليدة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات + جدران) مسلحة. وقد تم التصميم وفقا للقوانين والمعايير البناء المطبقة في الجزائر(**RPA99 version 2003,CBA93**).الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (**2010 ROBOTBAT**) وفي الأخير تمت دراسة البنية التحتية وذلك باختيار قاعدة شاملة

Résumé

*Le but de ce travail est l'étude d'une tour en béton armé (R+7+sous sol) qui sera implantée à wilaya de Blida, classée comme une zone à forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur **(RPA99version2003 ,CBA93,)**. L'étude dynamique a été faite sur le logiciel **ROBOBAT 2010**. Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par l'adoption d'un radier nervuré*

Abstract

*This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with (underground+ground+7 floors), which will be implanted in Blida classed as a high seismic zone. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame+shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (**RPA99version2003, CBA93**,). The dynamic analysis has been done by the use of **ROBOBAT 2010**. Finlay, The substructure has been analysed by calculating the ribbed strike.*

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I) GENERALITE..……..1

I.1) Description de l'ouvrage ..……...1

I.2) Caractéristique géométriques de l'ouvrage..……1

I.2.1) Dimensions..……..1

I.2.2) Système de contreventement..……...1

I.2.3) Les Planchers...……..2

I.2.4) La cage d'escalier..……2

I.2.5) Maçonnerie..……..……2

I.2.6) L'acrotère……..2

I.2.7) Infrastructure…….....3

I.3) Caractéristique mécaniques des matériaux……..3

I.3.1) principe du Béton Armé……3

I.3.2) Béton…….....3

I.4) Principe de calcul du CBA 93……..…9

I.5) Conclusion…….…..9

CHAPITRE II : Prédimensionnement et descente de charge

II.1) Introduction……..…10

II.2) Prédimensionnement des planchers…….10

II.2.1) Plancher à corps creux……..10

II.2.2) Dalle pleine.....10

II.3) Évaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations……..12

II.3.1) Maçonnerie……...12

II.3.2) Planchers terrasse…..……13

II.3.3) Planchers terrasse…….14

II.3.4) Balcon……...15

II.4) Prédimensionnement des poutres…….15

II.5) Prédimensionnement des poteaux……....17

II.5.1) Étapes de prédimensionnement…….18

II.5.2) Calcul de l'effort $\overline{Nu}$…….18

II.5.3) Calcul de l'effort Nu…….19
II.5.4) Descente des charges…….22
II.5.5) Vérification selon le RPA 99 v 2003…….23
II.5.6) Vérification aux zones nodales…….24
II.6) Prédimensionnement des voiles……...…25

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaire

III.1) L'acrotère……..26
III.1.1) Évaluation des charges et surcharges……..26
III.1.2) détermination des efforts……..26
III.1.3) Calcul du ferraillage…….27
III.1.4) Vérification de l'effort tranchant……..30
III.2) Plancher corps creux…….……..32
III.2.1) La dalle de compression……32
III.2.2) Les poutrelles……33
III.3) Escalier……...52
III.3.1) Introduction……..52
III.3.2) Définition des éléments d'un escalier……...52
III.3.3) Escalier type « 01 »……...53
III.3.4) Escalier type « 02 »……..56
III.3.5) Récapitulations…….61
III.3.6) Ferraillage des escaliers……61
III.3.7) Calcul de la poutre palière……...66
III.4) Les dalles pleines……74
III.4.1) Définition…….74
III.4.2) Méthode de calcul……74
III.4.3) Hypothèses de calcul……74
III.4.4) Principe de calcul……..75
III.4.5) Calcul par la méthode des lignes de rupture…….75
III.4.6) Calcul du ferraillage……..82

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1) Introduction……...89
IV.2) Caractéristiques géométriques de la structure……89
IV.2.1) Centre de masse……...89
IV.2.2) Centre de torsion……..91

IV.2.3) Excentricité……..94
IV.3) Choix de la méthode de calcul……..97
IV.3.1) Introduction…….97
IV.3.2) Méthode dynamique modale spectrale……97
IV.4) Résultats de l'analyse dynamique……...100
IV.4.1) Vérification de comportement……..101
IV.4.2) Vérification de participation massique…….103
IV.4.3) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….103
IV.4.4) Vérification de la stabilité au renversement……..105
IV.4.5) Vérification des déplacemnts……110
IV.4.6) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ……..113

CHAPITRE V : Calcul du ferraillage des éléments résistant

V.1) Introduction……114
V.2) Combinaisons des charges…….114
V.3) Ferraillage des poutres……...114
V.3.1) Introduction……115
V.3.2) Recommandations du R.P.A 99 version 2003…….115
V.3.3) Vérification des contraintes à l'état limite de service…….117
V.3.4) Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA……119
V.3.5) Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants…….121
V.3.6) Calcul des armatures transversales…….122
V.3.7) Vérification de la flèche…….122
V.4) Ferraillage des poteaux…….....123
V.4.1) Détermination des armatures longitudinales……...123
V.4.2) Détermination des armatures transversales…….130
V.5) Ferraillage des voiles…….135
V.5.1) Les voiles pleins……..135
V.5.2) Voiles avec files d'ouvertures…….135
V.5.3) Méthode de calcul……..136
V.5.4) Armatures verticales des trumeaux……139
V.5.5) Armatures horizontales des trumeaux……147
V.5.6) Les linteaux……150

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI.1) Introduction……...155
VI.2) Généralité……..155
VI.3) Connaissance du lieu & du sol……..156
VI.4) Choix de type de fondation……156
VI.4.1) Calcul des surfaces revenant aux semelles…….156
VI.4.2) Le Radier……157
VI.4.3) Prédimensionnement du radier……...157
VI.4.4) Ferraillage du radier……...159
VI.5) Les longrines…….165
VI.5.1) Introduction……165
VI.5.2) Prédimensionnement……..165
VI.5.3) Sollicitations……..165
VI.5.4) Ferraillage……..165
VI.7) Etude de mur de soutènement……..167
VI.7.1) Introduction……167
VI.7.2) Prédimensionnement du Mur…….167
VI.7.3) Calcul du Mur à l'état limite ultime……..167

Liste des figures

Figure I.1 : diagramme contrainte déformation……..…5
Figure I.2 : diagramme contraint déformation du béton…….5
Figure I.3 : diagramme réel…….8
Figure I.4 : diagramme de calcul……8
Figure II.1: Dessin d'un plancher en corps creux…….11
Figure II.2: Dimensions du corps creux……11
Figure II.3: Simple et double cloisons……..12
Figure II.4: Composants d'un plancher terrasse……...13
Figure II.5: Composants d'un plancher courant……14
Figure II.6 : Dimensionnement de la poutre…….15
Figure II.7 : Charges supportées par la poutre principale (plancher terrasse)……..17
Figure II.8 : Charges supportées par la poutre principale (plancher RDC)……..17
Figure II.9 : Section réduite du poteau…….19
Figure. II.10: représentation du poteau le plus sollicité du sous-sol, RDC et le 1^{ier} étage…...20
Figure. II.11: représentation du poteau le plus sollicité du 2ème, le 3ème et le 4ème étage……..21
Figure. II.12: représentation du poteau le plus sollicité du 5ème, le 6ème et le 7ème étage……..21
Figure II.13 : les poutres principales et les poutres secondaires……...24
Figure II.14 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……...25
Figure III.1 : L'acrotère……26
Figure III.2 : Section de B.A a l'ELU……..27
Figure III.3: Ferraillage de l'acrotère……31
Figure III.4 : Disposition des armatures de la table de compression……33
Figure III.5 : Schématisation de la poutrelle avant coulage……..34
Figure III.6 : Choix de disposition des étaiements……..34
Figure III.7 : Poutrelle à neuf travées……...37
Figure III.8 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU……..38
Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU……38
Figure III.10 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS…….39
Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS……39
Figure III.12 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)…….40

Figure III.13: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)……44
Figure III.14 : Poutrelle à neuf travées…….44
Figure III.15: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU…….45
Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU……...45
Figure III.17 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS……46
Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS……46
Figure III.19 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)…….47
Figure III.20 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)…...51
Figure III.21 : Dimensions de l'escalier……52
Figure III.22 : Dimensions de l'escalier – sous-sol –……...53
Figure III.23: Dimensions de l'escalier - étage courant –…….53
Figure III.24 : Schéma statique des efforts du l'escalier de l'étage courant à l'E.L.U……..55
Figure III.25 : Schéma statique des efforts du l'escalier de l'étage courant à l'E.L.S……..56
Figure III.26 : Dimensions de l'escalier incliné……57
Figure III.27 : Schéma statique des efforts de l'escalier incliné à l'E.L.U……..59
Figure III.28 : Schéma statique des efforts de l'escalier incliné à l'E.L.S……60
Figure III.29 : Schéma statique équivalent de la poutre palière……...67
Figure III.30 : Différents efforts dans la poutre palière (ELU)……68
Figure III.31 : Différents efforts dans la poutre palière (ELS)…….68
Figure III.32: Ferraillage de la poutre palière d'escalier type 1……72
Figure III.33: Ferraillage de la poutre palière d'escalier type 2……73
Figure III.34 : Dalle pleine trapézoïdale encastrée sur 3 cotés…….76
Figure III.35 : schéma de calcul du travail externe……...76
Figure III.36 : schéma de calcul du travail interne……...77
Figure III.37 : Dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés……..78
Figure III.38 : schéma de calcul du travail externe……...79
Figure III.39 : schéma de calcul du travail interne……...81
Figure III.40 : Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés……80
Figure III.41: schéma de calcul du travail externe……80
Figure III.42 : schéma de calcul du travail interne……...81
Figure IV.1 : disposition des voiles……..90
Figure IV.2 : Inerties des voiles et des poteaux……...93
Figure VI.3 : Position des centres de masse……..96
Figure IV.4: Spectre de réponse……..100

Figure IV.5: Le comportement des trois premiers modes au niveau "+ 6.40"……101
Figure IV.7: Le comportement des trois premiers modes au niveau "+ 3.20"……102
Figure IV.8: Les forces agissent sur la stabilité au renversement……...106
Figure IV.9: Distribution des forces sismiques……...107
Figure IV.10: Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X-X)……...108
Figure IV.11: Concentration des forces sismiques aux étages suivant (Y-Y)……...109
Figure V.1 : définition de la zone nodale dans les poteaux……123
Figure V.2 : Disposition des armatures dans les poteaux……...134
Figure V.3: Diagramme des contraintes (SPC)……...136
Figure V.4 : Diagramme des contraintes (SET)……..136
Figure V.5 : Diagramme des contraintes (SEC)…….137
Figure V.6 : disposition des armatures verticales dans les voiles……...139
Figure V.7 : Moment et effort tranchant dans les linteaux…….151
Figure VI.1 Schémas d'un radier nervuré…….157
Figure VI.2 : Schéma statique du débord de radier……162
Figure VI.3 : Ferraillage des longrines……..166
Figure VI.4 : Ferraillage de mur de soutènement……..169

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……7
Tableau I.2 : Les valeurs standard à utiliser……9
Tableau II.1 : prédimensionnement des poutres……...16
Tableau II.2 : Calcul de Nu……...20
Tableau II.3 : Tableau des charges permanent……..22
Tableau II.4 : Tableau des surcharges d'exploitation……...23
Tableau II.5 : Tableau de vérification…… ……..23
Tableau II.6 : vérifications de coffrage des poteaux……24
Tableau II.7 : vérification aux zones nodales……...24
Tableau III.1 : les données……27
Tableau III.2 : Vérification des contraintes……..30
Tableau III.3 : les charges de la poutrelle avant collage……..…….34
Tableau III.4 : Calcul des moments……..34
Tableau III.5 : Détermination le nombre des étaiements…….…….35
Tableau III.6 :.méthode CAQUOT……...36
Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage…….36
Tableau III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELU)…….37
Tableau III.9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELS)……..38
Tableau III.10 : Récapitulations des efforts……..39
Tableau III.11: calcul des armatures…….40
Tableau III.12 : ferraillages longitudinaux des poutrelles……41
TableauIII.13 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……41
Tableau III.14 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……..43
Tableau III.15: Vérification de la flèche des poutrelles……44
Tableau III.16 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELU)……...45
Tableau III.17: Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELS)…….46
Tableau III.18 : Récapitulations des efforts……..46
Tableau III.19 : calcul des armatures……48
Tableau III.20 : ferraillages longitudinaux des poutrelles……48
Tableau III.21 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……49
Tableau III.22 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……...51
Tableau III.23 : Vérification de la flèche des poutrelles……...51

Tableau III.24 : Combinaison des charges de l'escalier……..54
Tableau III.25 : Combinaison des charges de l'escalier……..58
Tableau III.26 : Récapitulations des efforts…….61
Tableau III.27 : les données……..61
Tableau III.28 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……...61
Tableau III.29 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……...61
Tableau III.30 : Calcul des armatures de répartition……62
Tableau III.31 : vérification de l'espacement……...62
Tableau III.32 : Vérification de l'effort tranchant……62
Tableau III.33 : Vérification à l'ELS……63
Tableau III.34 : Vérification de la flèche……..65
Tableau III.35 : Pré dimensionnement de la poutre palière……...66
Tableau III.36 : Les efforts agissants sur une poutre palière……67
Tableau III.37 : les données…….68
Tableau III.38 : Calcul des sections d'acier de la poutre……..69
Tableau III.39 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……...69
Tableau III.40 : Vérification de l'effort tranchant…….69
Tableau III.41 : Vérification de compression dans la bielle de béton……..70
Tableau III.42 : Vérification au voisinage de l'appui……70
Tableau III.43 : Vérification à l'ELS……71
Tableau III.44 : Détermination des chargements de la dalle trapézoïdale……...76
Tableau III.45 : détermination des moments dans les 2 sens à l'ElU, ELS……..77
Tableau III.46 : Détermination des chargements de la dalle « triangulaire »……...78
Tableau III.47: détermination des moments dans les 2 sens à l'ElU, ELS……...79
Tableau III.48 : Détermination des chargements de la dalle rectangulaire……...80
Tableau III.49: détermination des moments dans les 2 sens à l'ElU, ELS……...81
Tableau III.51 : Calcul des sections d'acier de la poutre sens (x-x)……..82
Tableau III.52 **:** Calcul des sections d'acier de la poutre sens (y-y)…….82
Tableau III.53 : vérification de section d'acier des dalles pleines sens (x-x)……83
Tableau III.54 : vérification de section d'acier des dalles pleines sens (y-y)……83
Tableau III.55 : vérification de l'espacement……...83
Tableau III.56 : Vérification de l'effort tranchant sens (x-x)……84
Tableau III.57 : Vérification de l'effort tranchant sens (y-y)……84
Tableau III.58 : Vérification à l'ELS sens (x-x)……...85
Tableau III.59 : Vérification à l'ELS sens (y-y)……..85

Tableau III.60 : Calcul de la flèche de la dalle pleine (Triangle) suivant L_x……87
Tableau III.61 : Calcul de la flèche des dalles pleines suivant L_y……88
Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse……91
Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion……...94
Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité théorique……95
Tableau IV.4 : Calcul de l'excentricité accidentelle……95
Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité totale……..…..96
Tableau IV.6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc……98
Tableau IV.7 : Le comportement des trois premiers modes……...103
Tableau IV.8 : Coefficient de participation massique……103
Tableau IV.9 : Calcul de la force sismique……105
Tableau IV.10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..105
Tableau IV.11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant (X-X)……107
Tableau IV.12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant (Y-Y)……..…108
Tableau IV.13 : calcul du moment de renversement……..….109
Tableau IV.14 : calcul du moment stabilisant……110
Tableau IV.15 : Vérification de stabilisation……..110
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étages sens (X-X)……111
Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étages sens (Y-Y)……112
Tableau IV.18 : Vérification l'effet P-Δ sens (X-X)…….……113
Tableau IV-19 : Vérification l'effet P-Δ sens (Y-Y)……....113
Tableau V.1 : Les données de calcul……..……115
Tableau V.2 : Ferraillage longitudinale des poutres principales……116
Tableau V.3 : Ferraillage longitudinale des poutres principales de l'escalier type 2 (PP I)...117
Tableau V.4 : Ferraillage longitudinale des poutres secondaires……117
Tableau V.5 : vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……...118
Tableau V.6 : vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire……118
Tableau V.7 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA……...119
Tableau V.8 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions de RPA……..120
Tableau V.9 : Vérification des poutres principales et
secondaires selon les conditions de CBA……..……120
Tableau V.10 : Calcul de τ_u……...….121
Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……....121
Tableau V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires……...121
Tableau V.13 : Section d'armatures transversales des poutres et leurs espacements…….122

Tableau V.14 : Vérification de la flèche des poutres……..123
Tableau V.15 : Ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU……...…126
Tableau V.16 : Choix finale de section des poteaux……..129
Tableau V.17 : Vérification des armatures à l'ELS des poteaux……130
Tableau V.18 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux…….131
Tableau V.19 : les armatures transversales et leurs espacements……...133
Tableau V.20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales……134
Tableau V.21 : Les données de calcul…….139
Tableau V.22 : Armatures longitudinales du voile (V4)……140
Tableau V.23 : Armatures longitudinales du voile (V3)……141
Tableau V.24 : Armatures longitudinales du voile (V4)……142
Tableau V.25 : Armatures longitudinales du voile (V1)……143
Tableau V.26 : Armatures longitudinales du voile (V2)…….144
Tableau V.27 : Armatures longitudinales du voile (V3)…….145
Tableau V.28 : Armatures longitudinales du voile (V4)…….146
Tableau V.29 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les trumeaux sens (X-X)..148
Tableau V.30 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les trumeaux sens (Y-Y)..148
Tableau V.31 : Calcul des armatures horizontales des trumeaux……...149
Tableau V.32 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux……152
Tableau V.33 : Calcul des armatures longitudinales, transversales
et diagonales dans les linteaux……153
Tableau VI.1 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier……...160
Tableau VI.2 : Vérification des armatures du radier à l'ELS…….161
Tableau VI.3 : Calcul à l'ELU du débord du radier……162
Tableau VI.4 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure…….165
Tableau VI.5 : Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS……..…165
Tableau VI.6 : Les données de calcul…….169

Notations

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min}: Section d'acier maximale et minimale

A_t : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_{ij}: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo : Moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

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

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

T_{ser} : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

St : Espacement d'armature transversale.

S_{rep} : Espacement de répartition.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

D : débord de radier

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c_1, c_2, c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a : épaisseur du voile.

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

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

*f*e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

l_f : Longueur de flambement,

hr : hauteur total de radier

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

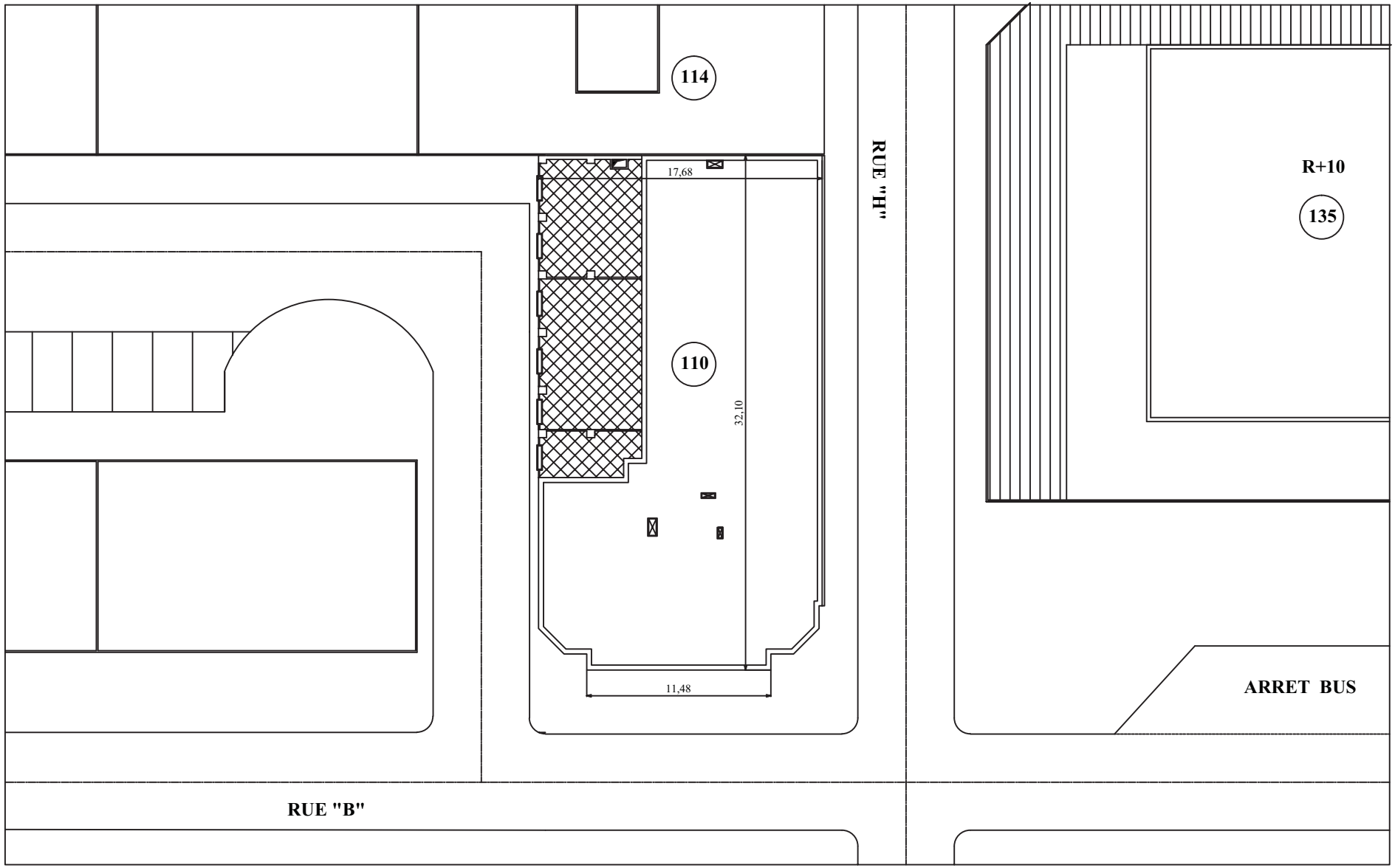
Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

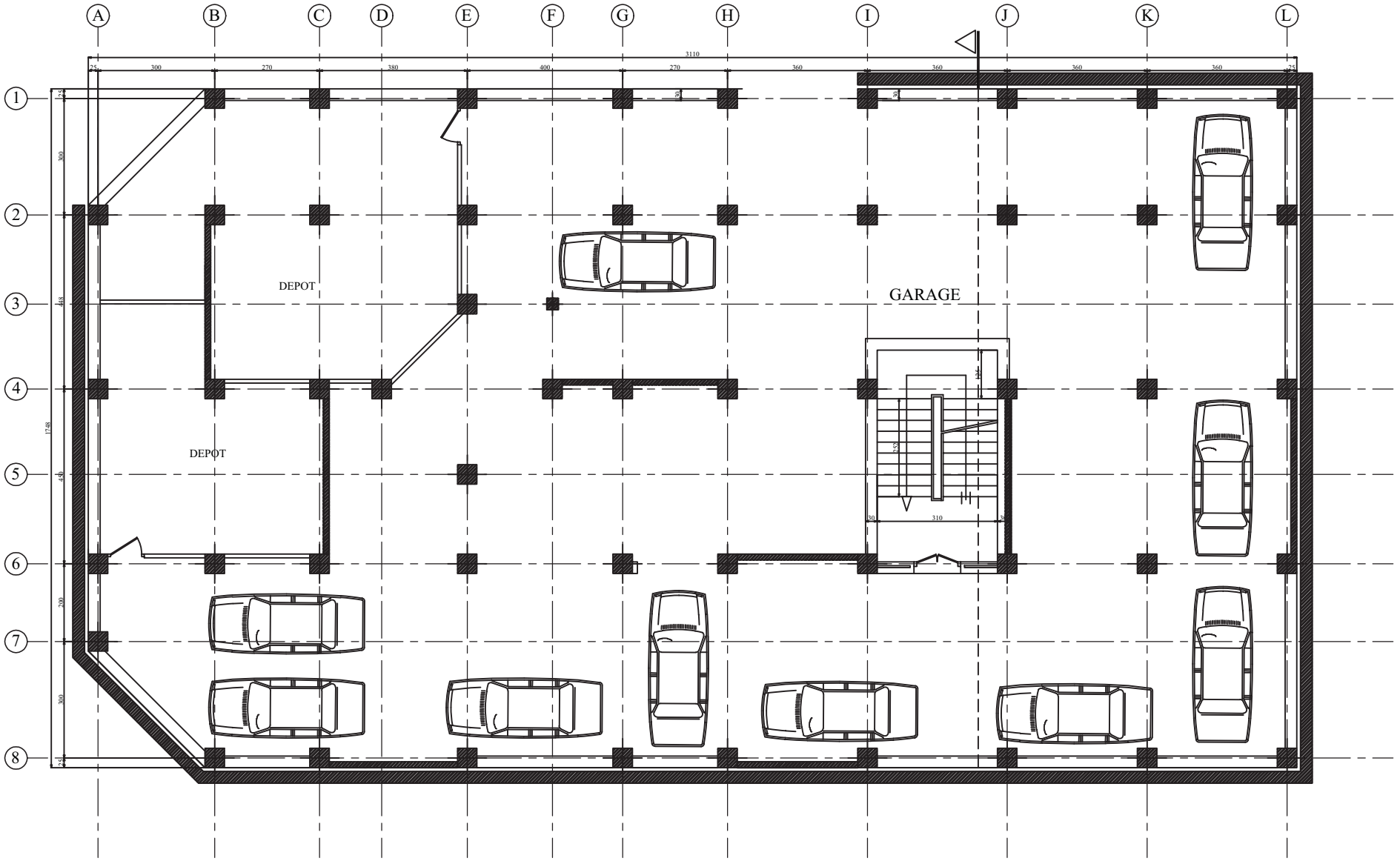
C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

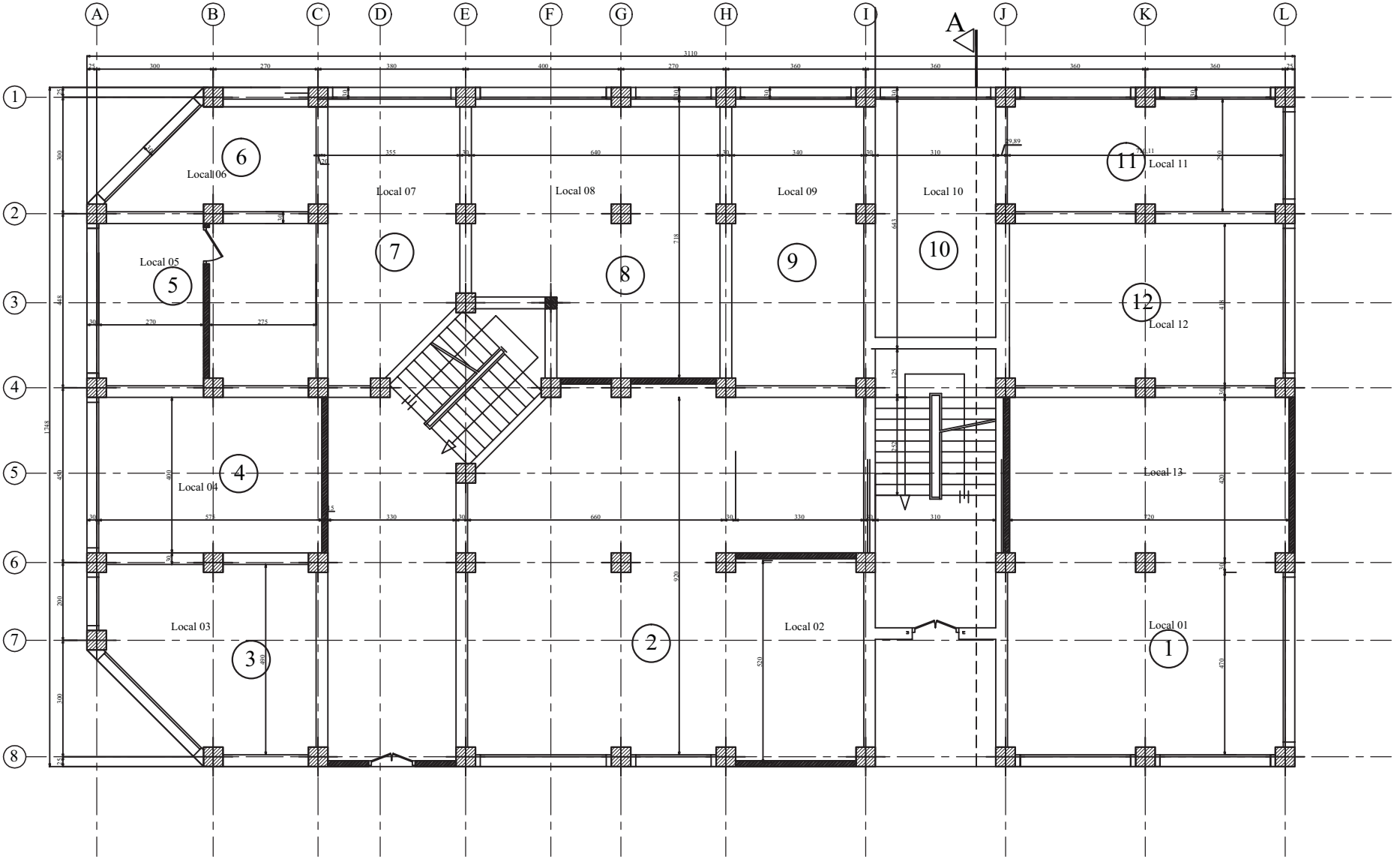
PLAN DE MASSE & IMPLANTATION



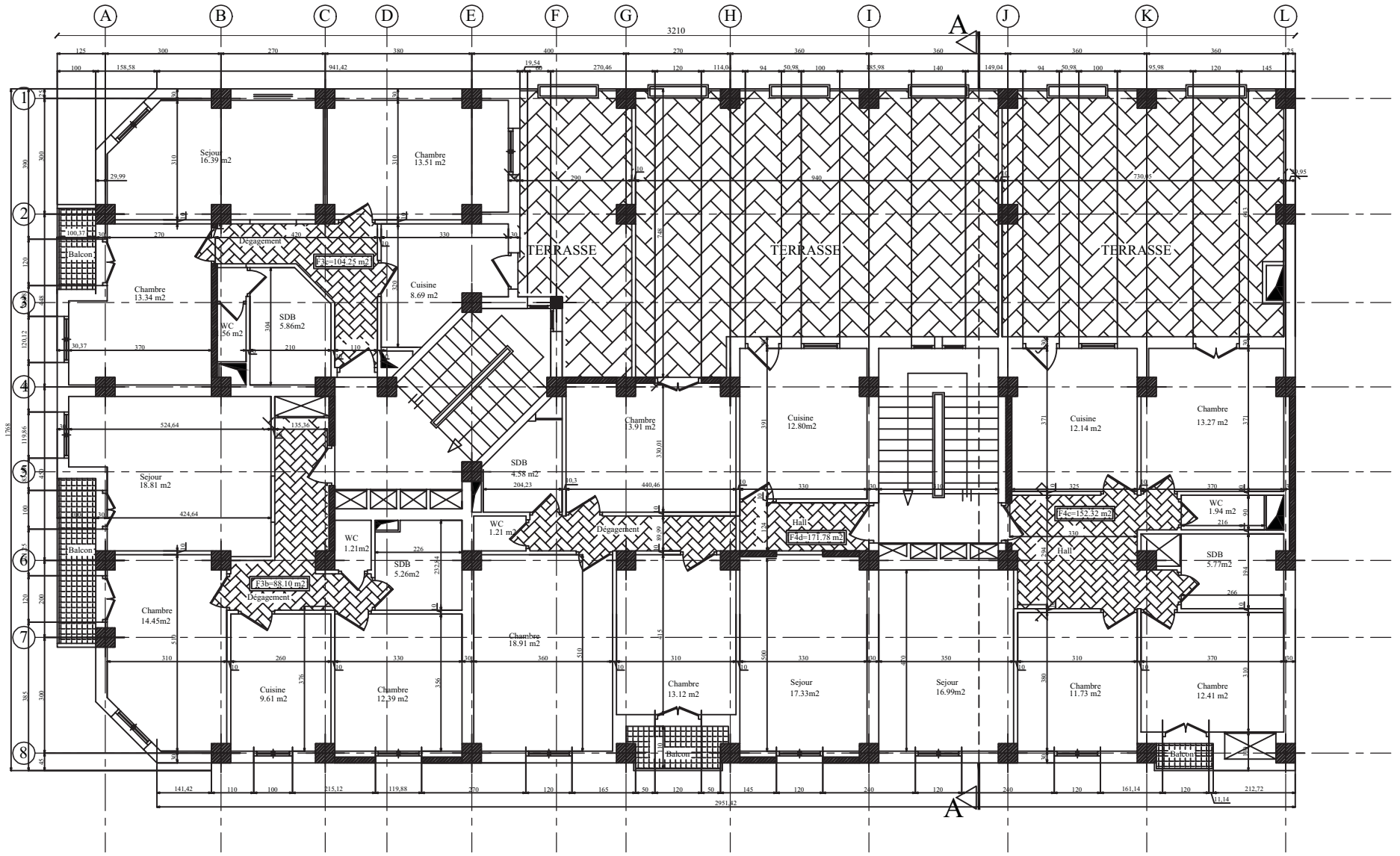
PLAN DE SOUS-SOL



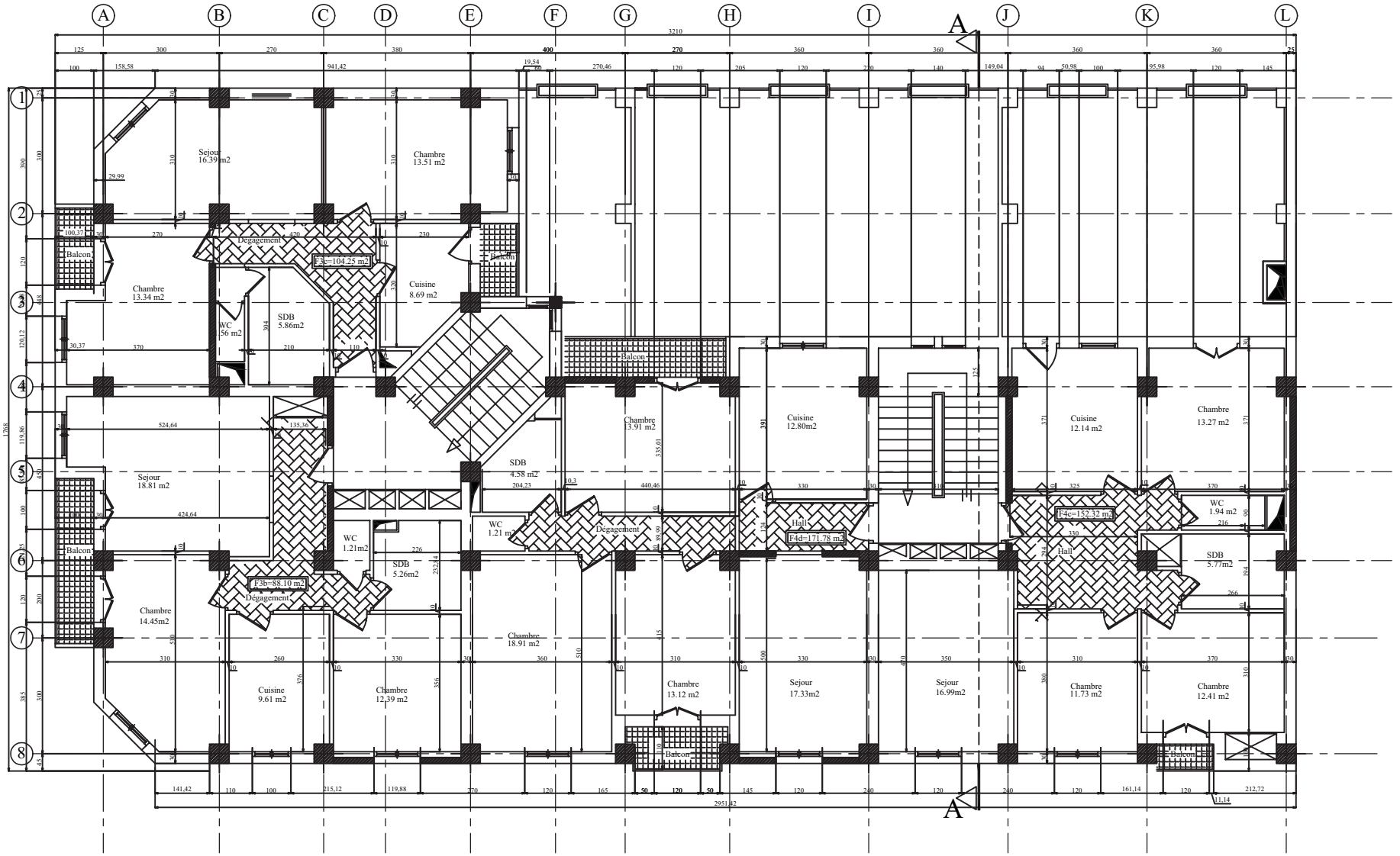
PLAN DU RDC


A
B
C
D
E
F
G
H
I
J
K
L
1
2
3
4
5
6
7
8
Local 06
Local 07
Local 08
Local 09
Local 10
Local 11
Local 05
Local 04
Local 03
Local 02
Local 01
Local 12
Local 13
3110
1788

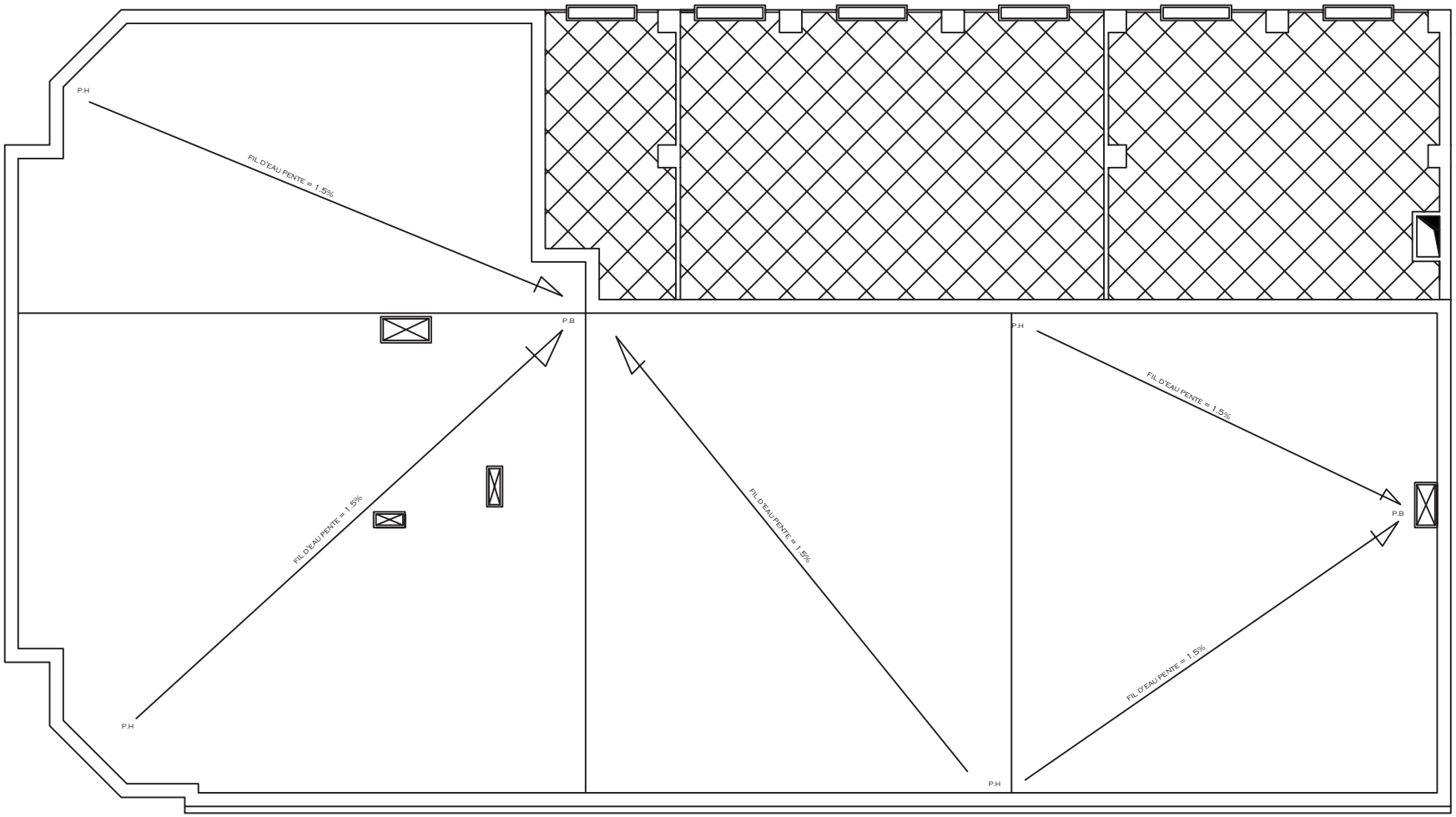
PLAN ETAGE 01



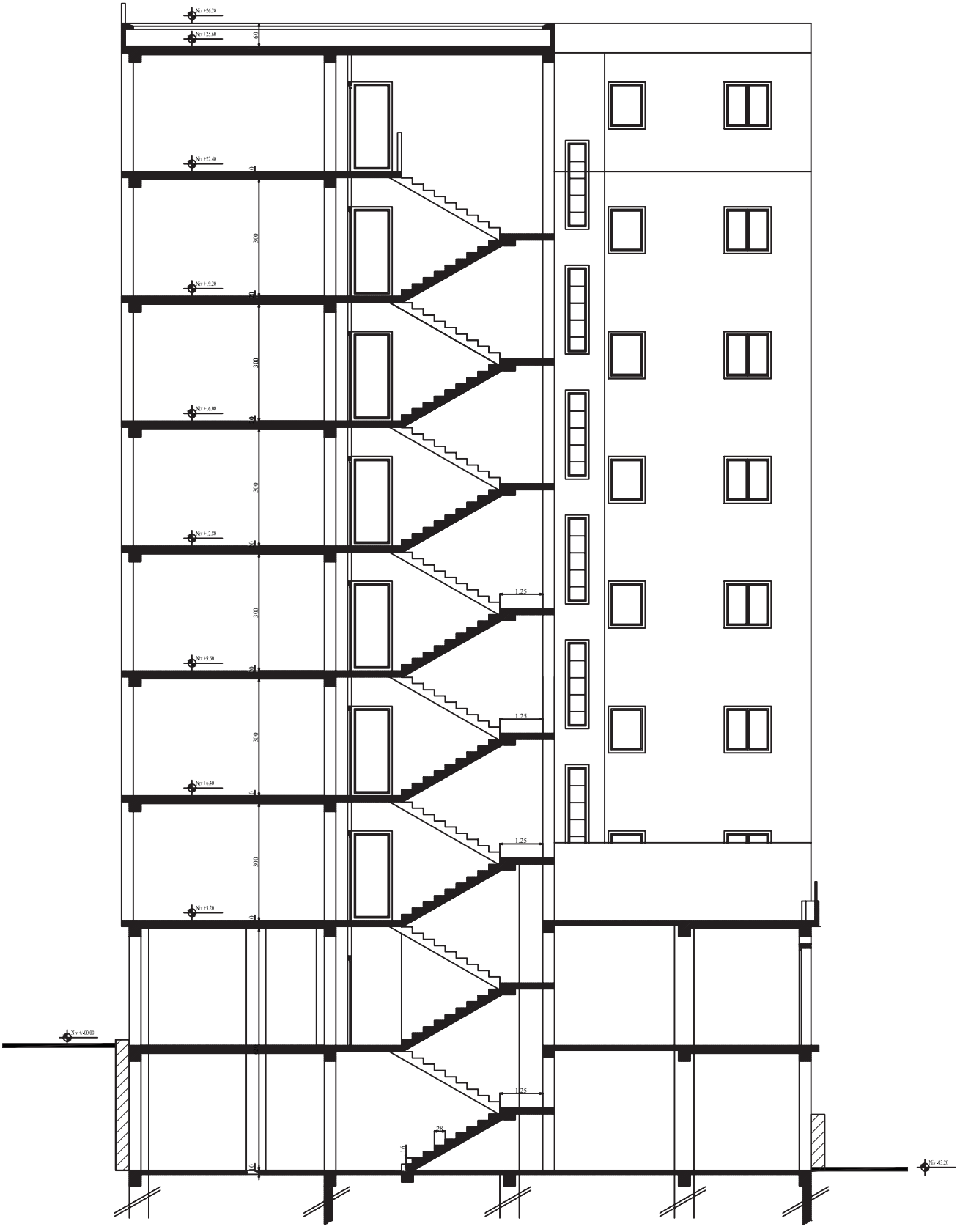
PLAN ETAGE COURANT



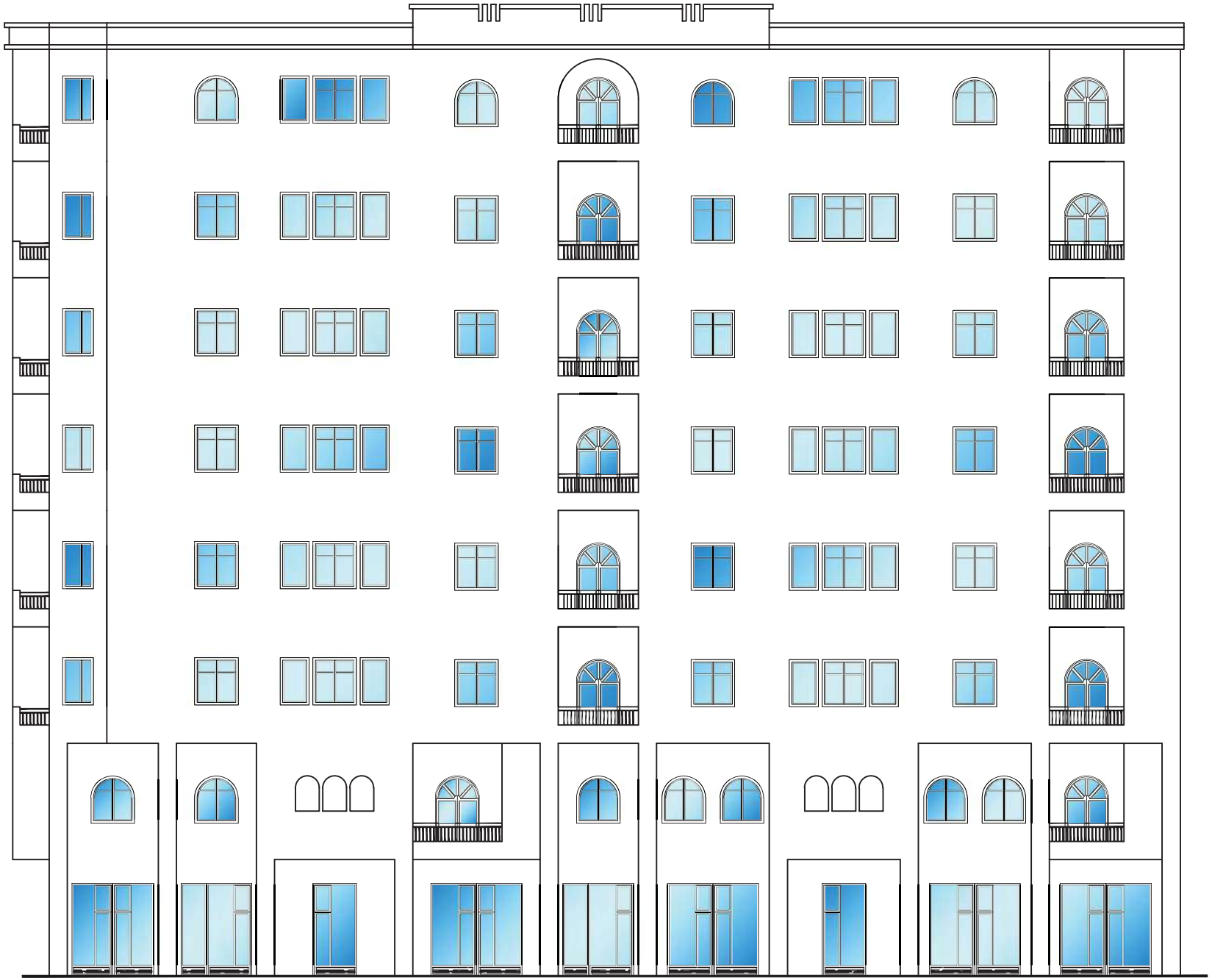
PLAN TOITURE



COUPE A-A


Niv +26.20
Niv +25.60
60
Niv +22.40
300
Niv +19.20
300
Niv +16.00
300
Niv +12.80
300
1.25
Niv +9.60
300
1.25
Niv +6.40
300
1.25
Niv +3.20
Niv +-00.00
1.25
28
16
Niv -03.20

FACADE PRINCIPALE



INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape nécessaire et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de licence et Master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment multifonctionnel comportant un sous sol, un RDC commercial et 07 étages à destination d'habitation (R+7+sous-sol), dont le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques aves justification d'interaction portiques-voiles à Blida.

Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions ; Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles ; Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatifs nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

Le 4^{éme} chapitre est axé sur l'analyse dynamique de la structure de notre bloc moyennant le logiciel de calcul des structures « Robot.2010 », on présente d'abord les différents caractéristiques géométriques de la structure qui interviennent dans la réponse dynamique, les résultats ainsi obtenus (efforts max) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portique et voiles), ce dernier fait l'objectif du 5^{éme} chapitre. le dernier chapitre traite les fondations.

A la fin; on terminera notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage

I) GENERALITE :

I.1) Description de l'ouvrage :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment multifonctionnel comportant un sous sol, un RDC commercial et 07 étages à destination d'habitation (R+7+sous-sol), dont le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques aves justification d'interaction portiques-voiles.

L'ouvrage étudié sera implanté dans la Wilaya de BLIDA, classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de haute sismicité (zone III) et l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOBAT (Version2010) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Ce logiciel nous a permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et les Règles de C.B.A 93.

I.2) Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2.1) Dimensions :

I.2.1.1) Dimensions en plan :

Longueur : L_0= 32.10m

Largeur : L1= 17.68m

I.2.1.2) Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment: H= 28.8m

Hauteur de l'étage courant: he = 3.20m

Hauteur de sous-sol : $h_{s\text{-}sol}$ =3.20

I.2.2) Système de contreventement :

D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 11.00m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques en béton armé avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ☞ 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 qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ☞ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.3) Les Planchers :

On a opté pour deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- ➢ Un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :
  - Facilité de réalisation
  - Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique
  - Bonne isolation acoustique et thermique
  - Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).
- ➢ Un plancher à dalle pleine.

I.2.4) La cage d'escalier :

La cage d'escalier permet l'accès du niveau du sous sol aux sept étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées.

I.2.5) Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses, on a :

- Murs extérieurs (double cloison) : Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm
- Murs intérieurs (simple cloison) :

I.2.6) L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur

Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.2.7) Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la superstructure au bon sol.

I.3) Caractéristique mécaniques des matériaux :

I.3.1) principe du Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton.
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (11.10^{-6} pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.2) Béton :

Le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau, dont les caractéristiques sont :

- Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

I.3.2.a) ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :
Résistance mécanique.

- Imperméabilité à l'eau.
- Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé (CPJ 42.5).

I.3.2.b) Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats :

- Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- gravier de dimension inférieur à 25mm (8/15 et 15/25)

I.3.2.c) Eau de gâchage : l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.d) Dosage du béton :

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

I.3.1.d.1) Résistance mécanique de béton : [2]

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée fc28 et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m³ La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de 16cm de diamètre,

- **Compression :** ►► [Art A.2.1.1.1] ◄◄

Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, on prend en compte pour les calculs de résistance f_{cj}, une valeur caractéristique à « j » jours, obtenue suivant les cas par les formules suivantes:

Pour $j \geq 28$ jours $f_{cj} = fc28$

$$\begin{cases} f_{cj} = j^* f_{c28} / (4{,}76 + 0{,}83\, j) & \text{si } f_{c28} < 40 \text{ MPa Pour } j < 28 \text{ jours } \textbf{[2]} \\ f_{cj} = j^* f_{c28} / (1{,}4 + 0{,}95\, j) & \text{si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Traction :** ►► [Art A.2.1.1.2] ◄◄

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction ftj à j jours qui est conventionnellement introduite par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06^* f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{car} \quad f_{cj} < 60 \text{ MPa } \textbf{[2]}$$

Elle est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

I.3.2.e) Diagrammes contraints – déformations : [2]

1) A l états limites ultimes :

Le diagramme contraint (σ_{bc}) déformations (ε_{bc}) du béton aux L'ELU réglementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE- RECTANGLE".

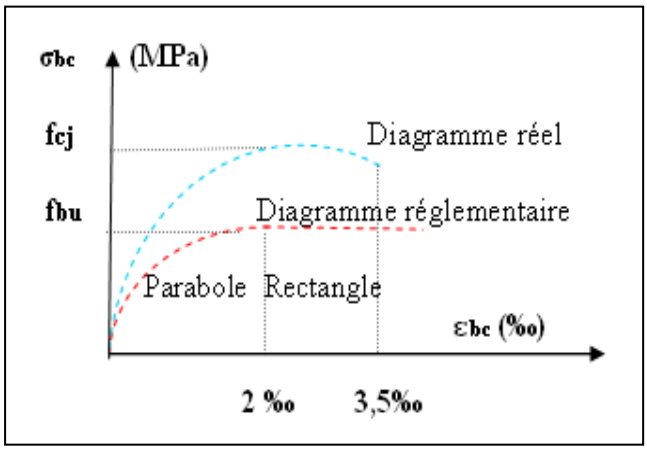


Figure I.1 : diagramme contrainte déformation

σ_{bc} : contrainte de compression dans le béton.

ε_{bc} (‰) : déformation unitaire de béton.

f_{cj} : contrainte caractéristique de compression à 'j' jours.

f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression donnée par

$$f_{bu} = 0{,}85 * f_{c28} / \gamma b * \theta \quad \textbf{[2]}$$

Avec :

- $\gamma_b = 1{,}5$ dans le cas général pour les combinaisons fondamentales
- $\gamma_b = 1{,}15$ pour les combinaisons accidentelles
- $\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est > à 24 heures,
- $\theta = 0{,}9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,
- $\theta = 0{,}85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

2) A l états limites de service :

La contrainte de compression du béton sera limitée dans les calculs, à 0,6 fcj. Jusqu'à cette Valeur, le diagramme des contraintes peut-être assimilé à une droite.

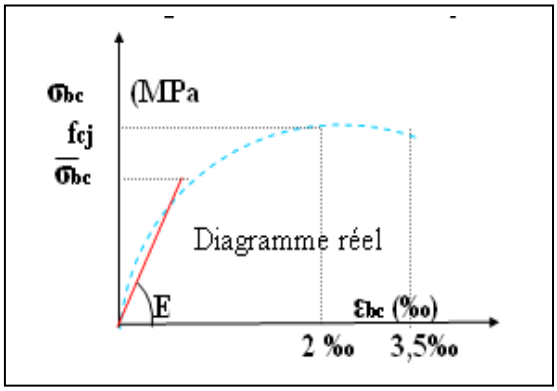


Figure I.2 : diagramme contraint déformation du béton

$\overline{\sigma_{bc}}$ = contrainte admissible du béton en compression

ε_{bc} = déformation unitaire de béton

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

I.3.2.f) Déformations du béton : [2]

- **Déformation longitudinale :** ►► [Art A.2.1.2.1] ◄◄

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée (longitudinale) E_{ij} du béton est pris égal à :

$$Eij = \begin{cases} \text{Pour 'j'} \leq 60 \text{ jours} & 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \\ \text{Pour 'j'} > 60 \text{ jours} & 11000\sqrt[3]{f_{cj} * 1{,}1} \end{cases} \quad \textbf{[2]}$$

Où f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à :

$Evj = Eij / 3$ soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}$ MPa **[2]** ►► [Art A.2.1.2.2] ◄◄

- **Coefficient de Poisson (υ) :**

Le coefficient de poisson **(υ)** est comme suit : **(υ) = -Δt/t Δl/l**

Δt/t = coefficient de déformation relative transversale

Δl/l = coefficient de déformation longitudinale

$$\begin{cases} (\upsilon) = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations.} \\ (\upsilon) = 0{,}2 & \text{pour le calcul des déformations.} \end{cases}$$ **[2]** ►► [Art A.2.1.3] ◄◄

I.3.3) Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Les aciers sont classés suivant leur nuance et leur état de surface :

- Les ronds lisses : Symbole ø ou R.L Fe E 215 et Fe E 235.
- Les armatures à haute adhérence : Symbole HA FeE400 et FeE 500
- Les treillis soudés : Symbole T.S

Dans notre cas on utilise :

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

I.3.3.1) Caractéristique mécaniques :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, Désignée par fe, Cette valeur varie en fonction du type d'acier. Le règlement (CBA93) prévoit que Le module d'élasticité longitudinale Es est Pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé est égal à: Es = 200.000 MPa

a.) Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{cJ}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$ **[2]**
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{cJ}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$ **[2]**

b.) Contraintes limites dans l'acier :

☞ **ELU :**

La contrainte limite de traction et de compression notée $\sigma s10$, est donnée par :

- $\overline{\sigma s} = fe / \gamma s$
- $\gamma s = 1,15$ en situation durable ou transitoire.
- $\gamma s = 1$ en situation accidentelle.

Diagrammes contraintes - déformations : [2] ►► [Art A.2.2.2] ◄◄

Le diagramme contraintes (σ_s) déformations (ε_s) est conventionnellement définit ci – dessous :

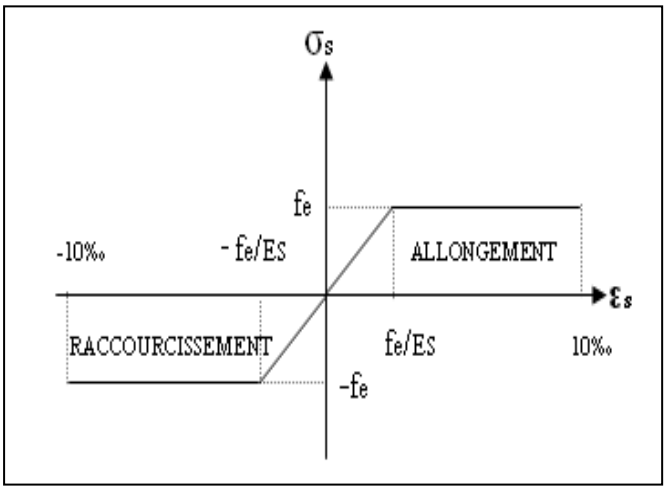


Figure I.3 : diagramme de calcul

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_S : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = \text{Fe}/\gamma_s . E_s$ D'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

☞ **E.L.S de contrainte limite de l'acier:**

- ❖ Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer **[2]**
- ❖ Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **[2]**
- ❖ Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] **[2]**

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

I.4) Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:

- ♦ Equilibre statique
- ♦ La résistance de l'un des matériaux
- ♦ La stabilité de forme

Etat limite de service (E.L.S) basé sur:

- ♦ La compression du béton
- ♦ L'ouverture des fissures
- ♦ La déformation.

I.5) Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & : \text{situation durable} \\ 18.48\text{MPa} & : \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33\,MPa & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5\,MPa & \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_s}$ = 202MPa : Fissuration préjudiciable pour les H.A.

Tableau I.2 : Les valeurs standard à utiliser

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	E_{i28} (MPa)	E_{v28} (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	FeE400 (MPA) Armatures longitudinales	FeE (MPa) Armatures transversales
25	**2.1**	**32164.2**	**10819**	**15**	***fe*=400**	***fe*=235**

Chapitre II :
Pré dimensionnement et Déscente de Charge

II.1) Introduction :

Le prédimensionnement des éléments d'une structure, nous permet d'avoir les dimensions minimales que doivent avoir les éléments de la structure, puis évaluer le chargement dans ses éléments. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93, ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment des études dynamiques.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- ✓ les planchers ;
- ✓ les poutres ;
- ✓ les poteaux et les voiles.

II.2) Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II.2.1) Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

$$ht \geq L/22.5 \quad \textbf{[4]}$$ Avec :

- ➢ **L** : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, nous avons : L =3.50m

$$h_t \geq \frac{350}{22.5} \rightarrow h_t \geq 15.55\,\text{cm} \quad \text{on choisit } h_t = 20\,\text{cm}\,(16+4)$$

- ❖ **Condition d'isolation acoustique :**

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

h min ≥ 16 cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

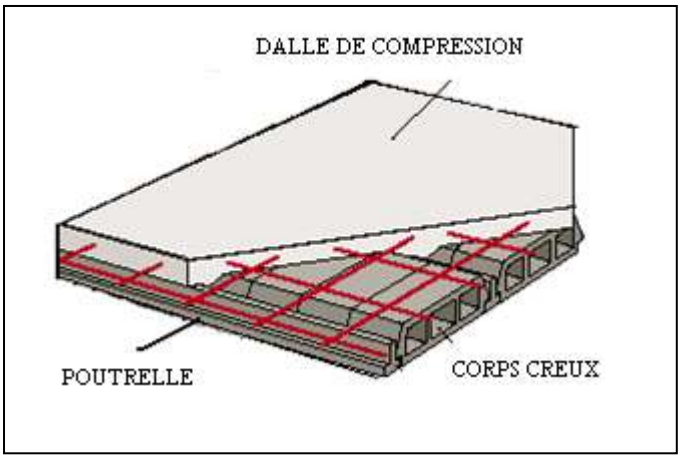


Figure II.1: Dessin d'un plancher en corps creux

Donc on utilisera le corps creux de dimensions suivantes :

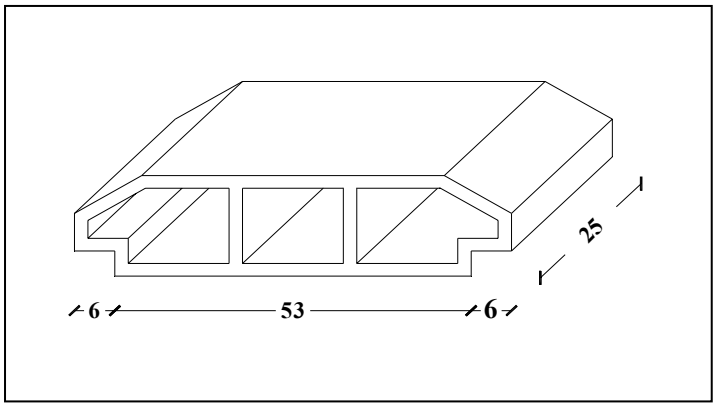


Figure II.2: Dimensions du corps creux

II.2.2) Dalle pleine :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

i) *Critère de résistance* :

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :…. **[2]**

$(Lx/50) \leq ep \leq (L \times /40)$; L = 4 m → 8.88 cm ≤ ep ≤ 10 cm

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

ii) *Sécurité contre l'incendie :*

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux

iii) *Condition d'isolation acoustique :* ep ≥ 15 cm.

- Critère de résistance : ep = 10cm
- La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
- Condition d'isolation acoustique : ep = 15 cm

Conclusion :

Pour la dalle plaine on adoptera : e_p**=15cm**

II.3) Évaluation des charges permanents et surcharges d'exploitations : [3]

II.3.1) Maçonnerie :

a) Murs intérieurs (simple) :

On a :

Épaisseur (m)* poids volumiques (kN/m^3)= poids surfaciques (kN/m^2)

Enduit en ciment (e=2cm)……..……...…….....0,02 x 18 = 0.36 kN/m² ;

Briques creuses (e=10cm)…….....0,10 x90 = 0.9 kN/m² ;

Enduit en ciment (e=3cm)……..…..0,03 x 18 = 0.36 kN/m² ;

G=1.62kN/m²

b) Murs extérieurs :

Enduit en ciment (e=2cm)…….....0,02 x 18 = 0.36 kN/m² ;

Briques creuses (e=10cm)……..….0.10 x 0.9= 0.9 kN/m² ;

Briques creuses (e=10cm)…….0.1 x 0.9= 0.9 kN/m² ;

Enduit en ciment (e=2cm)……..…..0,02 x 18 = 0.36 kN/m² ;

G=2.52kN/m²

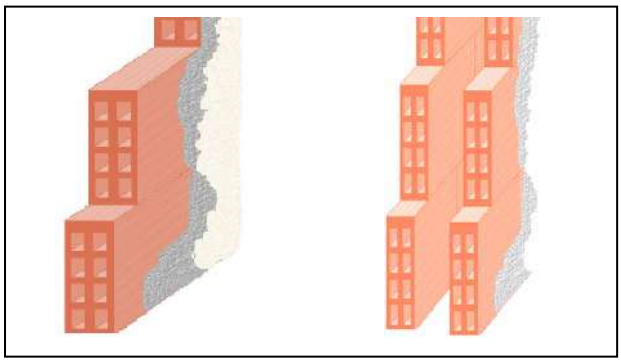


Figure II.3: Simple et double cloisons

II.3.2) Plancher terrasse :

a) Plancher corps creux :

Protection en gravillon roulés (e=4cm) ……..…....0,04x18 = 0.72 kN/m² ;
Etanchéité multicouches (e=2cm)……..0.02x20 = 0.12 kN/m² ;
Papier kraft ……..…….=0.05 kN/m² ;
Forme de pente (e=15cm)……..……...0,15 x 22 = 3.30 kN/m² ;
Isolation thermique liège (e=4cm)……..…….....0,04 x 4 = 0.16 kN/m² ;
Pare vapeur……...…0.01 x 6=0.06 kN/m² ;
Film polyane……..……=0.01 kN/m² ;
Planchers en corps creux (e=20cm)……..…...…0,20 x 13.60 = 2.80 kN/m² ;
Enduit en plâtre (e=2cm)…….....0,02 x 10= 0.20 kN/m² ;

G==7.42 kN/m²; Q =1kN/m²

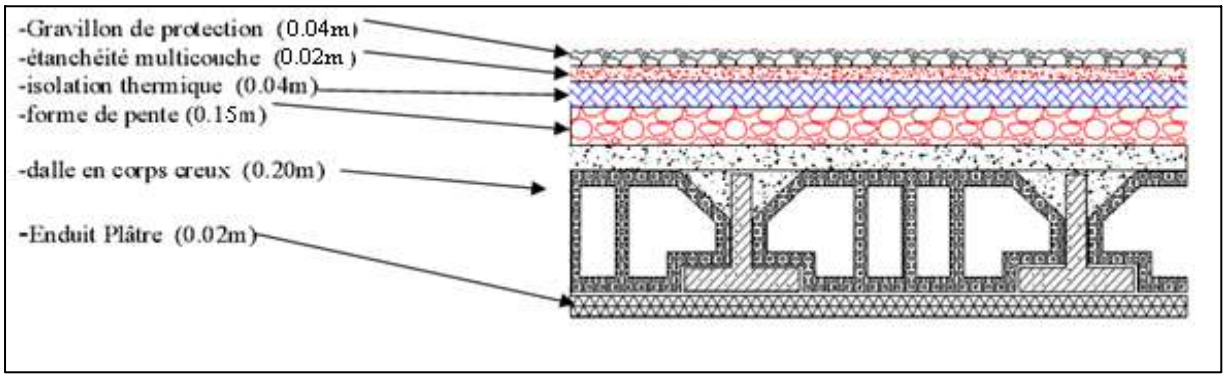


Figure II.4: Composants d'un plancher terrasse

b) Dalle pleine :

Protection en gravillon roulés (e=4cm) ……..…....0,04x18 = 0.72 kN/m² ;
Etanchéité multicouches (e=2cm)……..0.02x20 = 0.12 kN/m² ;
Papier kraft ……..…….=0.05 kN/m² ;
Forme de pente (e=15cm)……..……...0,15 x 22 = 3.30 kN/m² ;
Isolation thermique liège (e=4cm)……..…….....0,04 x 4 = 0.16 kN/m² ;
Pare vapeur……...…0.01 x 6=0.16 kN/m² ;
Film polyane……..……=0.01 kN/m² ;
Dalle pleine (e=15cm)……..……..……0,15 x 25 = 3.75 kN/m² ;
Enduit en plâtre (e=2cm)…….....0,02 x 10= 0.20 kN/m² ;

G==8.47 kN/m²; Q =1kN/m²

II.3.3) Plancher courant :

a) Plancher corps creux :

Carrelage (e=0.02)…….0.02 x 22 = 0.44 kN/m²;
Lit de sable (e=0.03)……...0.03x 18 = 0.54 kN/m²;
Mortier de pose (e=0.02)……...0,02 x 20= 0.40 kN/m² ;
Planche corps creux (e=0.2)…… = 2.80 kN/m² ;
Enduit de plâtre (e=0.02)……...0,02 x 10= 0.20 kN/m² ;
Mur simple cloison (e=0.14)…….....=1.62 kN/m² ;

G==6.00 kN/m²; Q =1.5kN/m²

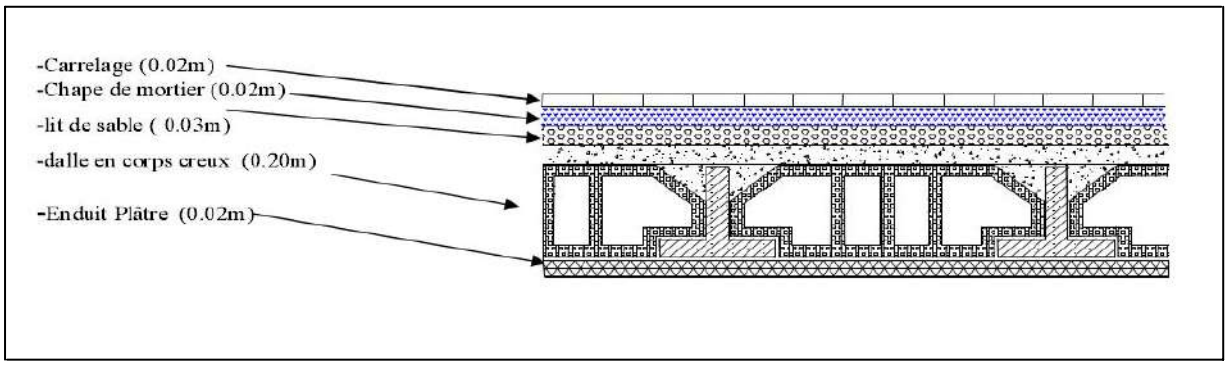


Figure II.5: Composants d'un plancher courant

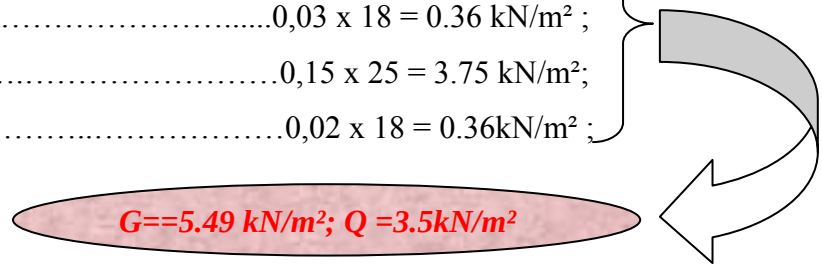
b) Dalle pleine :

Carrelage (e=0.02)…….0.02 x 22 = 0.44 kN/m²;
Lit de sable (e=0.03)……...0.03x 18 = 0.54 kN/m²;
Mortier de pose (e=0.02)……...0,02 x 20= 0.40 kN/m² ;
Dalle pleine (e=0.15)……0.15 x 25= 3.75 kN/m² ;
Enduit de plâtre (e=0.02)……...0,02 x 10= 0.20 kN/m² ;
Mur simple cloison (e=0.14)…….....=1.62 kN/m² ;

G==6.95kN/m²; Q =1.5kN/m²

II.3.4) balcon :

Carrelage (e=0.02)…….....0,02 x 22= 0.44 kN/m² ;
Mortier de pose (e=0.02)…….....0,02 x 20 = 0.40 kN/m² ;
Lit de sable (e=0.03)…….....0,03 x 18 = 0.36 kN/m² ;
Dalle pleine (BA) (e=0.15)…….……0,15 x 25 = 3.75 kN/m²;
Enduit de ciment (e=0.02) ……..……0,02 x 18 = 0.36kN/m² ;



II.4) Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

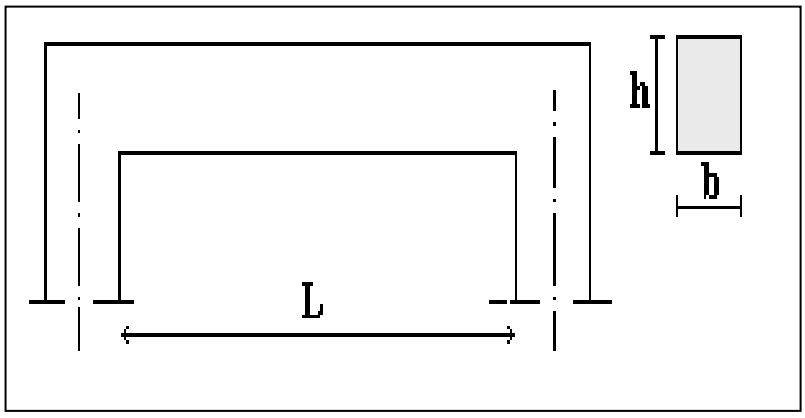


Figure II.6 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- (Portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.6h ≤ b ≤ h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 sont: **[1]** ►► Art [7.5.1] ◄◄

- h= 30cm
- b= 20 cm
- h/b ≤ 4

- $b_{max} \leq 1.5h+b_1$

On choisit le sens porteur parallèle à l'axe (y-y), le sens non porteur parallèle à l'axe (x-x)

Tableau II.1 : prédimensionnement des poutres

	Poutres principales	**Poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max}= 4.50 m ⇒ 30cm ≤ h ≤ 45cm on adopte h = **45** cm ⇒ 27 cm ≤ b ≤ 45cm on adopte b = **30** cm	L_{max} = 3.50m ⇒ 23.33cm ≤ h ≤ 35cm on adopte h = **35** cm ⇒ 21 cm ≤ b ≤ 35 cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=45cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1.8 ≤ 4	h=35cm ≥ 30cm b=30cm ≥ 20cm h/b=1.4 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.088) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.088) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **45**cm ; b = **30** cm	h = **35** cm ; b = **30** cm

- ***Vérification de la flèche*** **[2] :** ►► [Art B.6.5.2] ◄◄

- Si L ≤ 5m ⇒ f ≤ L/500
- Si L ≥ 5m ⇒ f ≥ L/1000 + 0.5 cm

Pour notre cas on L ≤ 5m donc pour :

- **Plancher terrasse :**

- Poids propre de la poutre : G_p = 0.3 x 0.45 x 25 = 3.375 kN/ml.

- Poids propre du plancher terrasse : $G_{plancher}$ = 7.42 x (3.9 - 0.3) = 26.712 kN/ml.

- $Q_{plancher}$ = 1.00 x (3.9) = 3.9 kN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 33.987 kN/ml

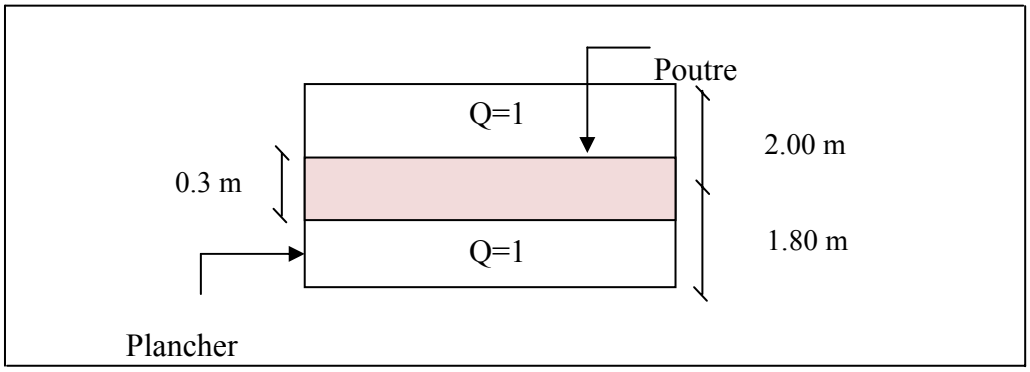


Figure II.7 : Charges supportées par la poutre principale (plancher terrasse)

- **Plancher RDC :**

-Poids propre du plancher courant : $G_{plancher}$ = 6 x (3.9 - 0.3) = 21.6 kN/ml.

-$Q_{plancher}$ = 5 x (3.9)= 19.5 kN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 44.475 kN/ml.

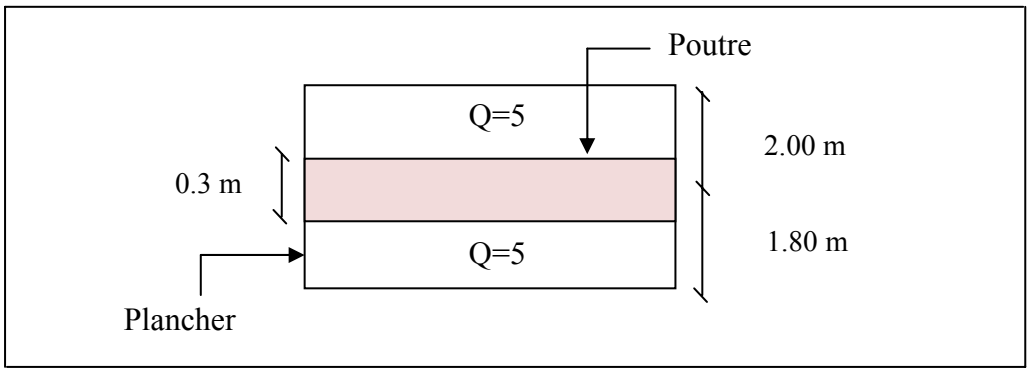


Figure II.8 : Charges supportées par la poutre principale (plancher RDC)

Alors on prend : $P_{tot, max}$= 44.475 kN/ml

On a:

$$F = P L^4 / 384 E I \quad ; \quad F_{limite} = 0.9cm$$

$$F = (44.475 \times (4500)^4) / (384 \times 32164 \times 22.78 \times 10^8)$$

F = 0.064 cm $< F_{limite}$= 0.9cm donc :

On adopte pour les poutres principales la section suivante :

(b x h) = (30 x 45) cm²

II.5) Prédimensionnement des poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Les poteaux sont dimensionnés à partir d'un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q).(RPA) et selon le [2] ►► [Art B.8.1.1] ◄◄ 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 donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1.1Nu).

II.5.1) Étapes de prédimensionnement :

- ❖ choix du poteau le plus sollicité ;
- ❖ calcul de la surface reprise par le poteau ;
- ❖ détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau ;
- ❖ les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour les poteaux rectangulaires (carré) :

- ♦ Min $(b_1, h_1) \geq 30cm$; zone III
- ♦ Min $(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- ♦ $1/4 < b_1/h_1) < 4$

II.5.2) Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

L'effort normal admissible est :

$$N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha \qquad \textbf{[2]} \text{ ►► [Art B.8.4.1] ◄◄}$$

- ➢ **Nu** : Effort normal à l'ELU.
- ➢ **B_r** : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».
- ➢ γ_b = 1,50 et γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- ➢ **f_{c28} et f_e** : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ➢ **A_s** : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau ($\mathbf{A = \frac{B}{1000}}$)
- ➢ **α** : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \textbf{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \textbf{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \qquad \textbf{[2]}$$

Avec :

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **:**L'élancement mécanique.
- **L_f:** La longueur de flambement.
- **i**=$\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où: $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré) donc

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

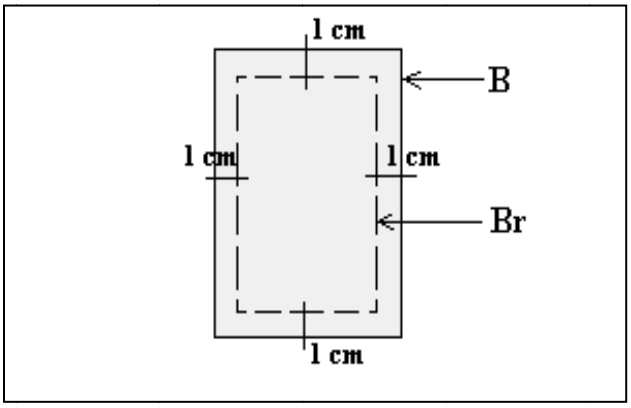


Figure II.9 : Section réduite du poteau

Calcul de la longueur de flambement L_f: [2] ►► [Art B.8.3.2] ◄◄

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit :

- **0.7*L_0** : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation
  - traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- L_0 : dans les autres cas.

II.5.3) Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

- Une section de **(50x50)** cm² pour le sous-sol, RDC et le 1er étage.
- Une section de **(45x45)** cm² pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage.
- Une section de **(40x40)** cm² pour, 5ème, 6ème et le 7ème étage.

Avec : $L_f = 0.7xL_0$

Tableau II.2 : Calcul de $\overline{Nu}$

Niveau	Dimension	B_r (mm²)	λ	α	A_s (mm²)	$\overline{N}_u$ (kN)
Le 7ème étage	40 x40	144400	19.398	0.800	160	2183.780
Le 6ème étage	40 x40	144400	19.398	0.800	160	2183.780
Le 5ème étage	40 x40	144400	19.398	0.800	160	2183.780
Le 4ème étage	45 x45	184900	17.243	0.810	202.5	2830.552
Le 3ème étage	45 x45	184900	17.243	0.810	202.5	2830.552
Le 2ème étage	45 x45	184900	17.243	0.810	202.5	2830.552
Le 1ème étage	50 x50	230400	15.519	0.817	250	3556.910
RDC	50 x50	230400	15.519	0.817	250	3556.910
Sous-sol	50 x50	230400	15.519	0.817	250	3559.910

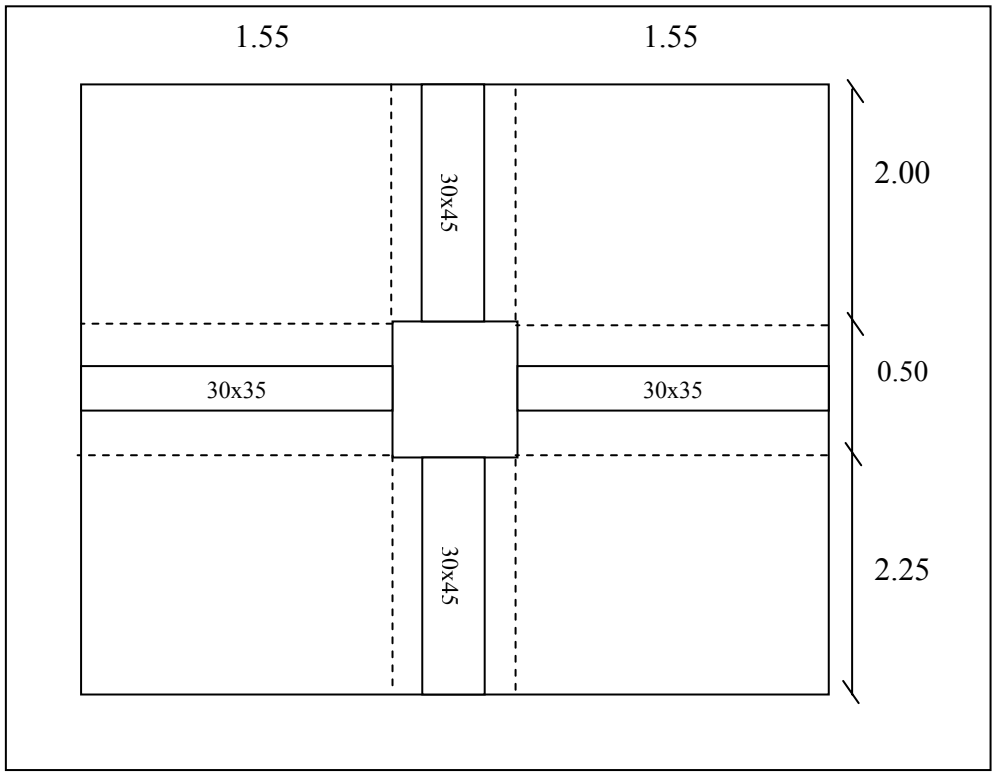


Figure. II.10: représentation du poteau le plus sollicité du sous-sol, RDC et le 1ier étage.

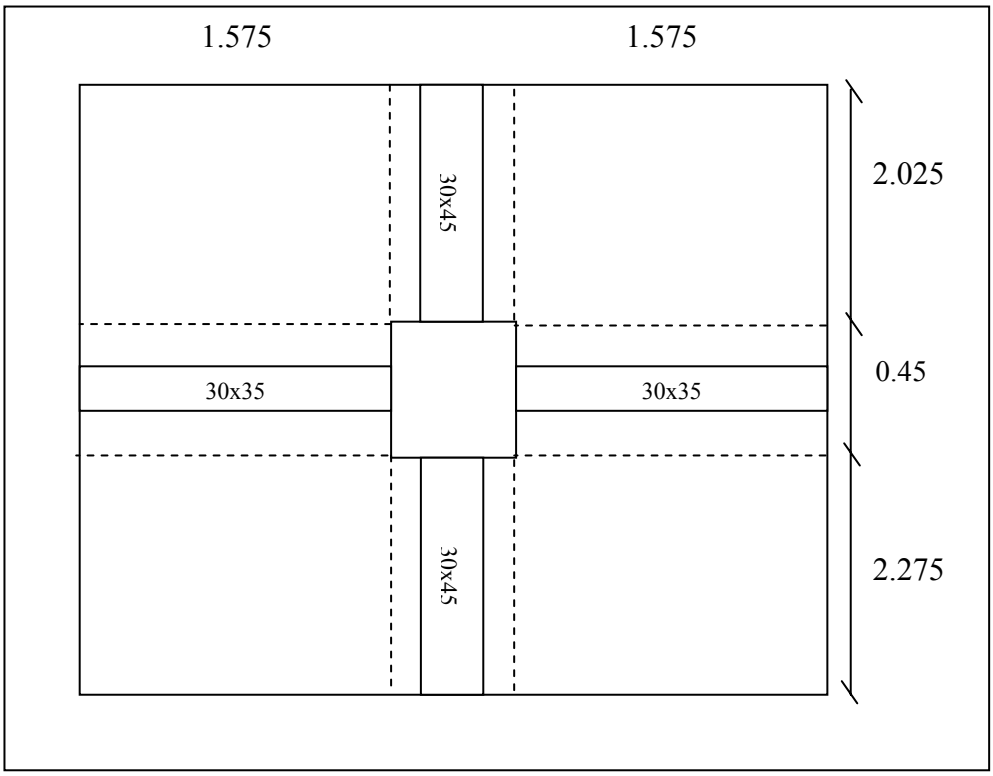


Figure. II.11: représentation du poteau le plus sollicité du 2ème, le 3ème et le 4ème étage.

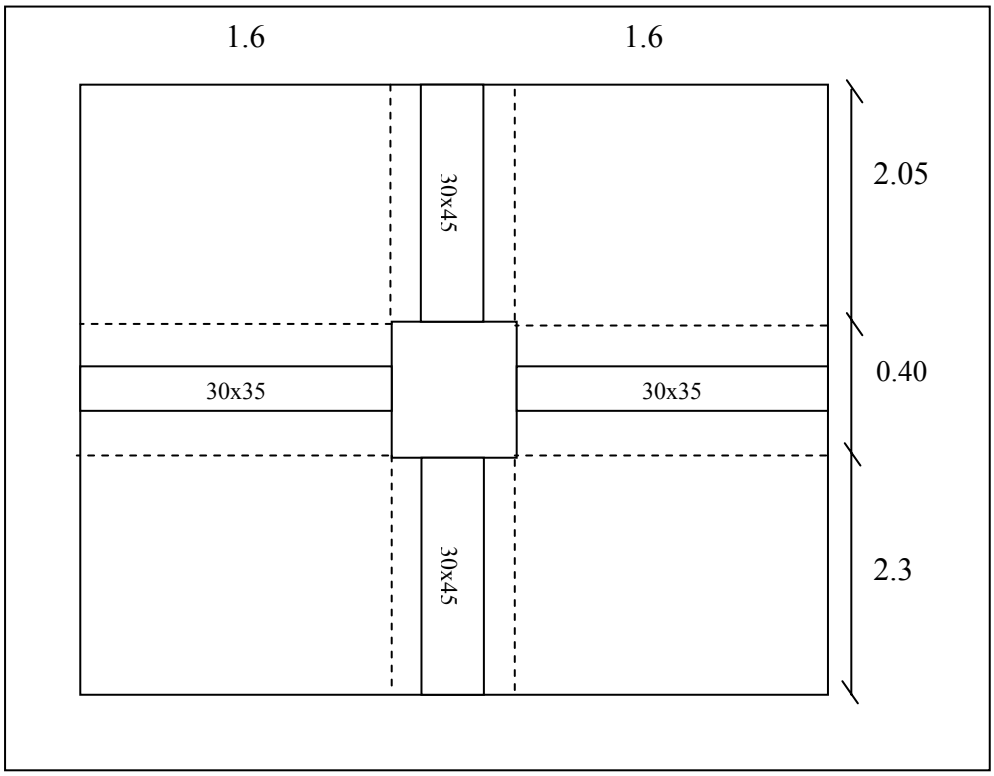


Figure. II.12: représentation du poteau le plus sollicité du 5ème, le 6ème et le 7ème étage.

II.5.4) Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.4.a) Charges Permanente

Tableau II.3 : Tableau des charges permanentes

Niveau	$G_{plancher}$ (kN)	G_{poteau} (kN)	G_{poutre} (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)
7ème étage	106.51	12.8	23.08	142.39	142.39
6ème étage	86.13	12.8	23.08	122.01	264.4
5ème étage	86.13	12.8	23.08	122.01	386.41
4ème étage	85.14	16.2	22.77	124.11	510.52
3ème étage	85.14	16.2	22.77	124.11	634.63
2ème étage	85.14	16.2	22.77	124.11	758.74
1ème étage	84.15	20	22.47	126.62	885.36
RDC	84.15	20	22.47	126.62	1011.98
Sous-sol	84.15	20	22.47	126.62	1138.6

II.5.4.b) Charges d'exploitation :

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}\left(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n\right) \qquad \textbf{[3]}$$

Avec :

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

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau II.4 : Tableau des surcharges d'exploitation

Niveau	Q (kN)	Q x S_T	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
7ème étage	1	Q_0= 17.1	/	17.1
6ème étage	1.5	Q_1= 25.65	1	42.75
5ème étage	1.5	Q_2= 25.65	0.95	65.83
4ème étage	1.5	Q_3= 25.65	0.9	86.35
3ème étage	1.5	Q_4= 25.65	0.85	104.31
2ème étage	1.5	Q_5=25.65	0.8	119.7
1ème étage	1.5	Q_6= 25.65	0.75	132.52
RDC	1.5	Q_7= 25.65	0.71	144.58
Sous-sol	5	Q_8= 85.5	0.68	197.33

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$$ **[2]**

Tableau II.5 : Tableau de vérification

Niveau	$G_{cumulé}$(kN)	$Q_{cumulé}$(kN)	N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)	$\overline{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
7ème étage	142.39	17.1	217.87	239.65	2183.780	✓
6ème étage	264.4	42.75	421.06	463.16	2183.780	✓
5ème étage	386.41	65.83	620.39	682.29	2183.780	✓
4ème étage	510.52	86.35	818.72	900.59	2830.552	✓
3ème étage	634.63	104.31	1013.21	1114.53	2830.552	✓
2ème étage	758.74	119.7	1203.84	1324.22	2830.552	✓
1ème étage	885.36	132.52	1394.01	1533.41	3556.910	✓
RDC	1011.98	144.58	1583.04	1741.34	3556.910	✓
Sous-sol	1138..6	197.33	1833.10	2016.41	3559.910	✓

II.5.5) Vérification selon le RPA 99 v 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄:

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.6 : vérifications de coffrage des poteaux

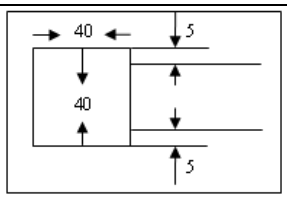
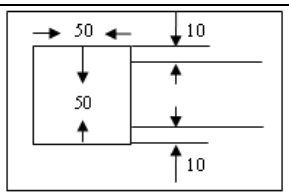
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30cm ≥ 30 cm	✓
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.4-0.45)/20=14.75cm	✓
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	✓

II.5.6) Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II.7 : vérification aux zones nodales

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	$d \leq$ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	40	40	Oui	5	20	Oui
	30	50	50	Oui	10	25	Oui

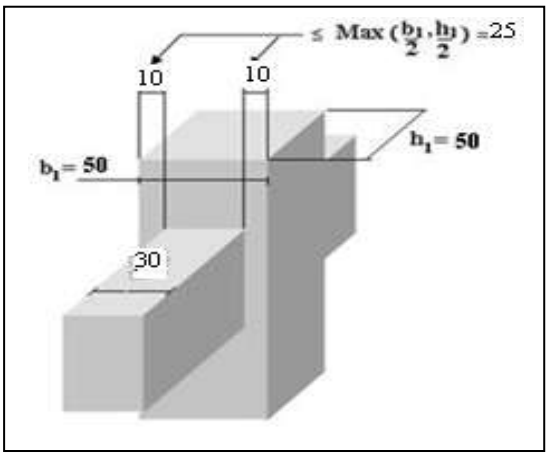


Figure II.13 : les poutres principales et les poutres secondaires

II.6) Prédimensionnement des voiles:

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

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, ►► [Art A7.7.1] ◄◄exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

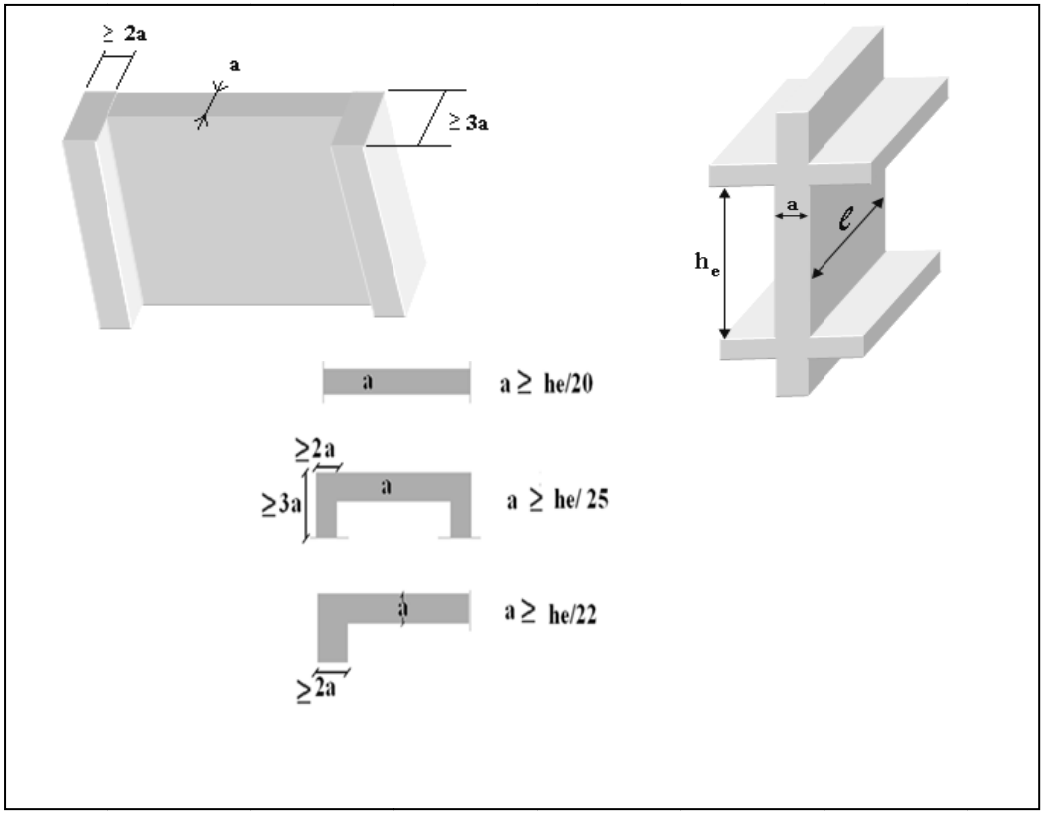


Figure II.14 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Dans notre cas on a :

- **Pour RDC et l'étage courant et S-SOL :**

he = 3.20-0.45=2.75m.

a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22)

a ≥MAX(15 cm ; 11cm; 12.5m)

a ≥15 cm on adopte a=15cm

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

Chapitre III :
Calcul Des Eléments Secondaires

III.1) L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il est calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse**.** Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

Le calcul se fait pour une bande de *1m* de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Hauteur *H=60cm*
- Epaisseur *e=10cm*

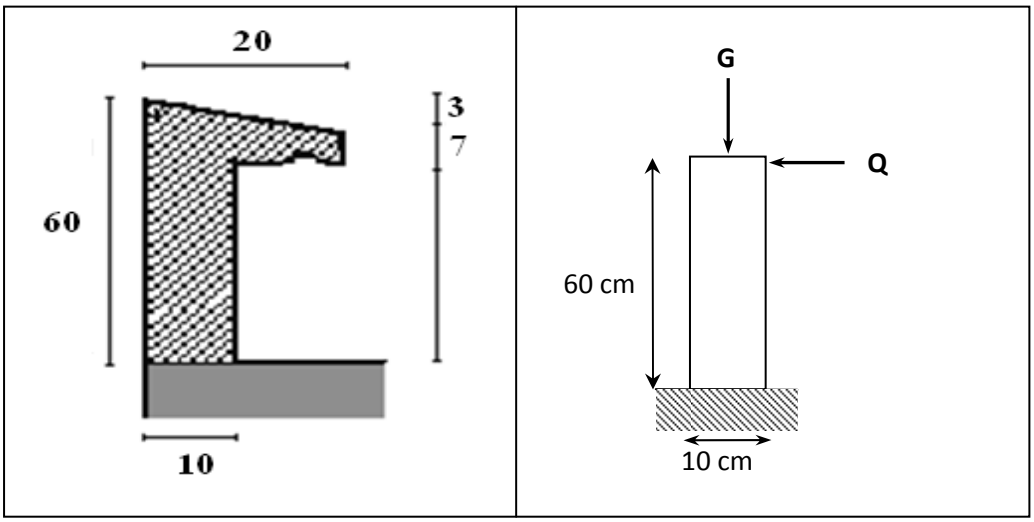


Figure III.1 : L'acrotère.

III.1.1) Évaluation des charges et surcharges :

III.1.1.1) Charges permanentes :

- *Poids propre de l'acrotère*

$$G = \rho_b x S = \left[(0{,}1x0{,}6) + (0{,}1x0{,}07) + \frac{(0{,}1x0{,}03)}{2} \right] x25 = 1.712$$

G = 1.712 kN/ml

III.1.1.2) Charges d'exploitation :

Q = 1,00kN/ml

III.1.2) détermination des efforts

➢ ***ELU :***

- **Effort normal :** Nu = 1,35 x G= 2.311 kN
- **Effort tranchant :** Tu = 1,5 * Q = 1.5 kN
- **Moment d'encastrement :** Mu = 1,5 x Q x h =0.9 kN.m

➢ ***ELS :***

- **Effort normal :** N_{ser} = G= 1.712 kN
- **Effort tranchant :** T_{ser} = Q = 1kN
- **Moment d'encastrement :** M_{ser} = Q x h =0.6 kN.m

III.1.3) Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau III.1 : les données

b (cm)	h (cm)	d (cm)	c=c' (cm)	f_{c28}(MPa)	f_{t28}(MPa)	f_e(MPa)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{s\ adm}$ (MPa)
100	10	7.5	2.5	25	2.1	400	14.2	348

III.1.3.1) A l'ELU :

(Mu = 0.9 kN.m ; Nu = 2.311 kN)

- **Calcul de l'excentricité :**

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{0.900}{2.311} = 38.94cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm \end{array}\right\} e_0 \succ \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{ Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment de flexion M_f.

- **Calcul du moment de flexion :**

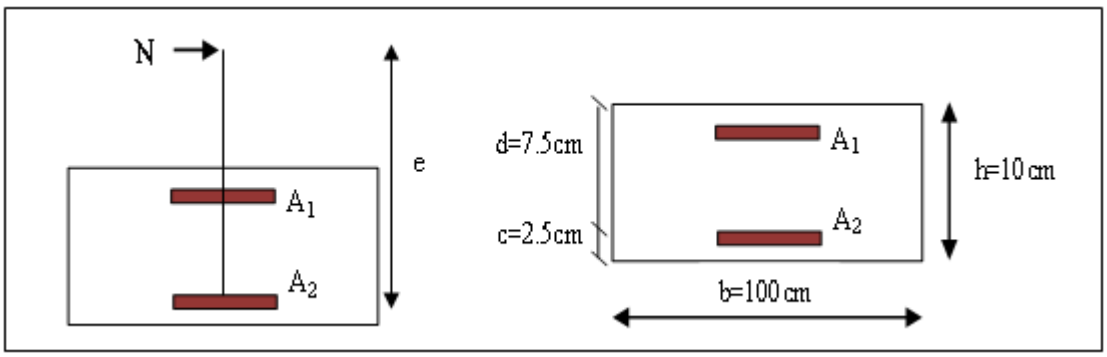


Figure III.2 : Section de B.A a l'ELU

$e = e_0 + (h/2 - C) \Rightarrow e = 0.414$ m

$M_1 = N \times e \Rightarrow M_1 = 0.958$ kN.m

- **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_f}{bxd^2 x\sigma_{bc}} = 0{,}012$$

$\mu=0.012 < \mu_l=0.392 \Rightarrow (A_1' = 0 ; \beta = 0.994)$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = 0.370 cm^2$$

N effort de compression, alors :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.370 cm^2$$

$\begin{cases} A'=A_1'= 0 cm^2 \\ A= 0.370 cm^2 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité : [2] ►► [Art B.6.4] ◄◄**

$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10x100}{1000} = 1 cm^2$, on a : $A_{min} > A \Rightarrow A = A_{min} = 1 cm^2$

Donc on adoptera : A= 6HA8 = 3.01cm²

- **Armatures de répartition : [4]**

On a : $Ar \geq \frac{A}{4} \Rightarrow Ar \geq 0.5025$

Donc, on prendra : Ar = 6HA 8 = 3.01 cm²

- **Espacement : [4]**

$St = \frac{100}{6} = 16.66$ cm; on prend $St = 20cm \leq S_{min} = Min [3h=30 cm; 33 cm] = 30$ cm

$S_{rep} = \frac{60}{6} = 10$ cm $\leq S_{min} = Min [4h=40 cm; 45 cm] = 40$cm

III.1.3.2) Vérification a l'E.L.S : [2]

(M_{ser} = 0.6 kN.m; Nser = 1.712 kN)

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0{,}6.10^2}{1.712} = 35{,}05 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2}$ -c = 5- 2.5= 2.5 cm < e = 35.05cm

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M_{ser/G'}}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_0.\gamma_2}$ tq :

Bo = bxh+ 15 (A1 + A2) $\Rightarrow$ Bo = 1030, 15 cm².

$$\gamma_1 = \frac{1}{B_0}.\left[\frac{b.h^2}{2} + 15.(A_1.c_1 + A_2.d)\right] = 5.073\text{cm}$$

$$\gamma_2 = h - \gamma_1 = 10 - 5.073 = 4.927\text{ cm}$$

$$I'_G = \frac{b}{3}.(\gamma_1^3 + \gamma_2^3) + 15.\left[A_1.(\gamma_1 - c_1)^2 + A_2.(\gamma_2 - c_2)^2\right] = 8516.25\text{ cm}^4$$

$$\frac{I'_G}{B_0.\gamma_2} = 1.677\text{ cm}$$

$M'_G = N_{ser}.CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2 - c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 32{,}143\text{cm}$

$$\frac{M_{ser/G'}}{N_{ser}} = CG' = 32.143 > \frac{I'_G}{B_0.\gamma_2} = 1.677$$

Alors : *on a une section partiellement comprimée.*

Il faut vérifier:

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}} \\ \boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}} \quad \text{(fissuration préjudiciable)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \boldsymbol{\sigma_b = k.y_1} \\ \boldsymbol{\sigma_s = 15.k.(d - y_1)} \end{cases} \quad \textbf{, avec} \quad \begin{cases} k = \frac{Nser}{S'_G} \\ \boldsymbol{y_1 = y_2 + c} \end{cases} \quad \textbf{et}$$

- **y_1 :** distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Pour calculer «y_2»on a l'équation suivante :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0 \ldots\ldots (I)$$

- **y_2 :** distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3.C^2 + \frac{90}{b}.\left[A_1.(c_2 - C) + A_2.(d - C)\right] = -2641.08\text{ cm²}$$

$$q = -2.C^3 - \frac{90}{b}.\left[A_1.(c_2 - C)^2 + A_2.(d - C)^2\right] = 51719.75\text{ cm²}$$

- **C**: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -30.05cm < 0".

Donc (I) $\Longleftrightarrow y_2^3 - 2641.08y_2 + 51719.75 = 0$

$\Delta = q^2 + 4\left[\frac{p}{3}\right]^3 = -5.43\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow$ trois solutions réelles.

On calcule $\cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0{,}99 \Rightarrow \varphi = 171{,}89°$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.34$$

Donc : $$y_2 = \begin{cases} a\cos\left(\frac{\varphi}{3}+120\right) = -59.27cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 32.06cm \\ a\cos\left(\frac{\varphi}{3}+240\right) = 27.21cm \end{cases}$$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

Donc : $\begin{cases} \mathbf{y_2} = 32.06\text{cm} \\ \mathbf{y_1} = 2.01\text{cm} \end{cases}$

$$S'_{xx} = \frac{b.y_1^2}{2} + 15.\left[A'.(y_1 - c_1) - A\ .(d - y_1)\right] = 36.48\ \text{cm}^3$$

k= 0.0469 N/mm^3

$\overline{\sigma_b}$ = 0.6x fc_{28}= 15 MPa

$\overline{\sigma_s}$ = $\text{Min}\left(\frac{2}{3}\text{fe}; \text{Max}(0{,}5\text{fe}; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 202\text{MPa}.....(\eta = 1{,}6\text{pourHA})$

Tableau III.2 : Vérification des contraintes

σ_b = 0.942 MPa	$\overline{\sigma_b}$ =15 MPa	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ (C.V)
σ_s = 38.62 MPA	$\overline{\sigma_s}$ = 202MPa	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ (C.V)

Conclusion :

On adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.4) Vérification de l'effort tranchant : [2]

III.1.4.1) Vérification des contraintes de cisaillement de béton :

On doit vérifier les contraintes de cisaillement de béton égalant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1{,}5.10^3}{1000.75} = 0{,}02\ \text{MPa} \qquad (V_u = T_u)$$

la contrainte admissible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15.f_{c28}, 4\ \text{MPa}\right] = 3{,}75\ \text{MPa}$$

$\overline{\tau_u} < \tau_u \Rightarrow$ Le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.4.2) Vérification de l'acrotère au séisme : [1] ►► [Art 6.2.3] ◄◄

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$F_p = 4.A.C_p.W_p$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage, zone sismique).

C_p = facteur de force horizontale. **[1] ►► [Tab 6.1] ◄◄**

W_p = poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0,25

C_p = 0,8

W_p = 1.712 kN

$F_p = 4.A.C_p.W_p = 4x0.25x0.8x1.712 = 1{,}369\ KN < 1{,}5.Q = 1{,}5\ KN$

L'acrotère résiste à la force sismique.

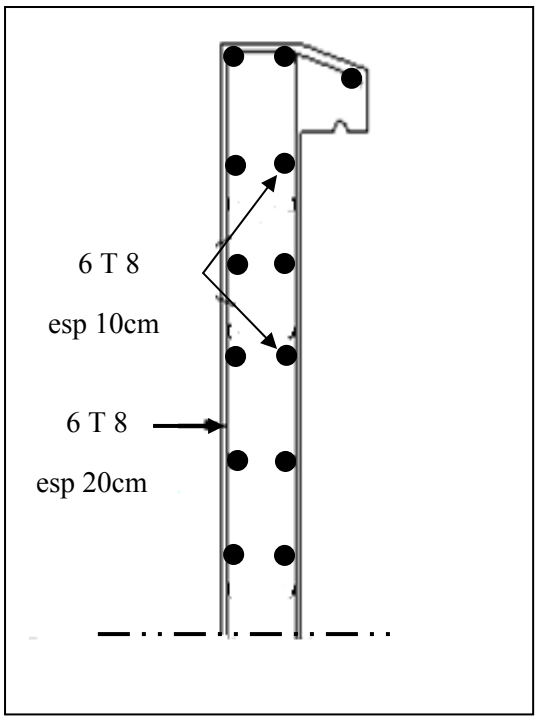


Fig. III.3: Ferraillage de l'acrotère

III.2) Plancher corps creux:

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant des séparations entres les niveaux et supportant des charges verticales (habituellement constituées des charges permanentes et des charges d'exploitations, elles peuvent également soumis à des actions climatiques) agissant perpendiculairement à leur plan moyen.les planchers ont des épaisseurs faibles par rapport à ses dimensions en plan.

Notre plancher est du type planchers à poutrelles préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement ou planchers à corps creux

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.

III.2.1) La dalle de compression :

La dalle de compression appelé aussi dalle de répartition est une dalle en béton armé coulée sur place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les entrevous.
Elle sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4cm avec un espacement de 65 m 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 **[1]**
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm

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

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq 200/fe(\text{MPa}) \text{ si } L \leq 50 \text{ cm} & \textbf{[4]} \\ A_{\perp} \geq 0.02 \times L \times (200/fe) \text{ si } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} & \textbf{[4]} \end{cases}$$

Avec :

- **L** : espacements entre axes des nervures (65 m dans notre ouvrage).
- ***f*e** : nuance de l'acier FeE520 (*f*e=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.
- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50\text{cm} \leq (L=65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02 \times 65 \times (200/fe) = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \textbf{[4]}$$

On choisira: A = 5φ5 = 0.98 cm² esp = 20 cm.

$A_{//}$=4φ5 = 0.78 cm², esp = 25 cm

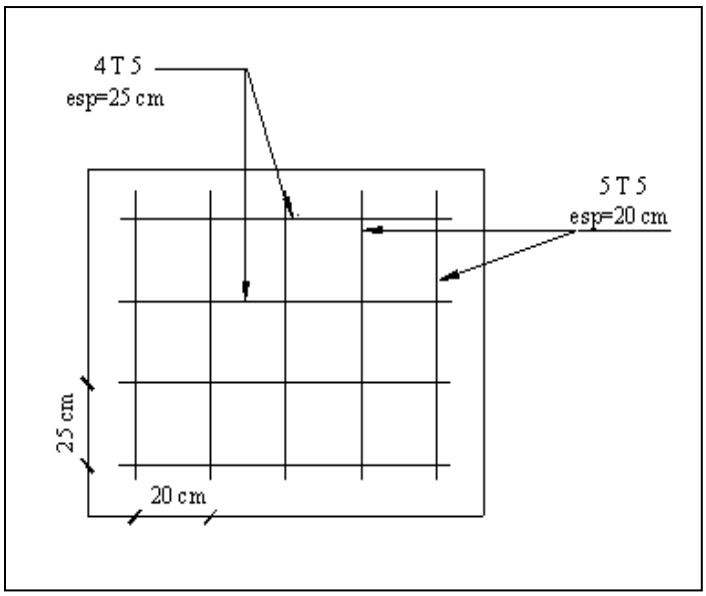


Figure III.4 : Disposition des armatures de la table de compression.

III.2.2) Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives. La disposition des poutrelles dans le sens de la petite portée.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage

III.2.2.1) Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- ➢ Son poids propre.
- ➢ Le poids de corps creux (entrevous).
- ➢ Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier

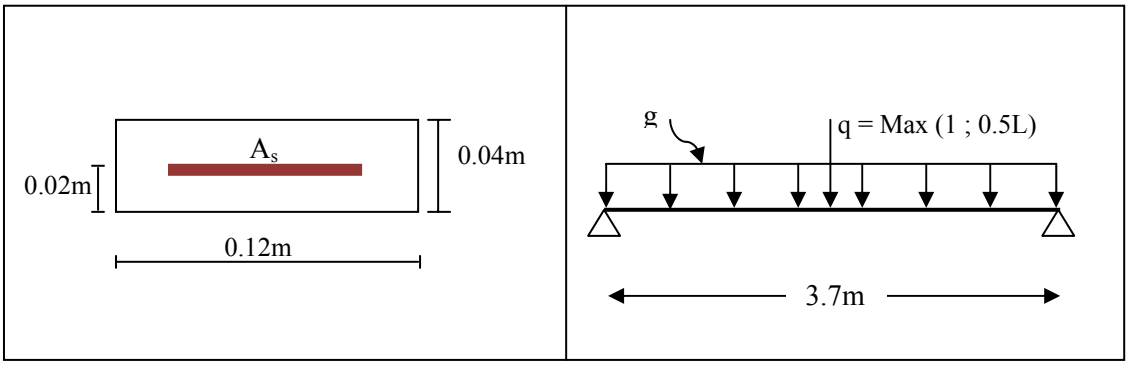


Figure III.5 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau III.3 : les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
3.7	1.85	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1.1 = 0.715
		0.835	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.4 : Calcul des moments

M_G (kN.m)	M_Q (kN.m)	M_u (kN.m)
$\frac{GL^2}{8}=1.428$	$\frac{QL}{4}=1.711$	$1.35M_G+1.5M_Q=4.494$

$$\mu=\frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2}=\frac{4.494*10^6}{14.2*120*20^2}=6.59\gg\mu max=0.392$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton. Dont le nombre de ces poutrelles est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

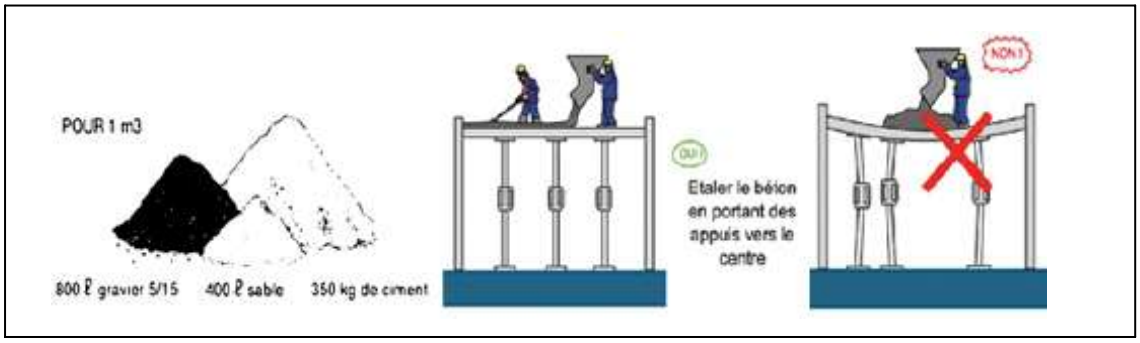


Figure III.6 : Choix de disposition des étaiements.

♦ **Calcul des étaiements :**

Pour déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "f" pour la comparer avec "$\bar{f}$", si cette valeur est supérieur du première ; donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'une valeur d'une flèche inférieur à la valeur de la flèche admissible.

Donc : $f \leq \bar{f}$

Avec : $f = f_G + f_Q$

$$\begin{cases} f_G = \dfrac{5.G.L^4}{384.E.I} = 9.89\text{cm} \\ f_Q = \dfrac{5.Q.L^3}{48.E.I} = 0.009\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{f} = \dfrac{L}{1000} + 0.5cm & \text{Si} \quad L > 5\text{m} \\ \bar{f} = \dfrac{L}{500} & \text{Si} \quad L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

Tableau III.5 : Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	L (m)	f_G (cm)	f_Q (cm)	f (cm)	$\bar{f}$ (cm)	$f \leq \bar{f}$
0	0.835	1.85	3.7	9.898	0.094	9.992	0.74	Non
1	0.835	1	1.85	0.618	0.006	0.624	0.37	Non
2	0.835	1	1.233	0.122	0.001	0.123	0.246	Oui

Alors il faut prévoir deux étaiements le long de la travée espacés de 123.3cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2.2) Après coulage :

III.2.2.2.a) Méthode de calcul :

Le calcul s'effectue par la méthode CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

III.2.2.2.b) Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1.) $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000\text{N/mm}^2 \end{cases}$ (C.V)

2.) Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)

3.) Le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". (C.N.V)

4.) La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

Donc le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT

III.2.2.2.c) Méthode de CAQUOT : [2]

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CAQUOT.

Tableau III.6 :.méthode CAQUOT

Moment isostatique M_o	$ql^2/8$	
Moment en travée M_t	$\frac{ql^2}{8} - \left(\frac{M_e+M_w}{2}\right)$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.2M_0$
	Appuis intermédiaires	$(q_w l'^3_w+q_e l'^3_e)/(8.5(l'_w+l'_e))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$\left(\frac{ql}{2}\right)+((M_w-M_e/l))$
	Te	$-\left(\frac{ql}{2}\right)+((M_w-M_e/l)$

Avec :

- **M_o** : moment isostatique.
- **M_w ; Me** :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- **q_w** : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- **q_e** : Charge répartie à droite de l'appui considéré.
- **l'_w** : longueurs de travées fictives à gauche.
- **l'_e** : longueurs de travées fictives à droite.
- **l** : représente la portée de la travée libre.
- **T_w** : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- **T_e** : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Tableau III.7 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G kN/m2	Q kN/m2	Pu kN/m	Pser kN/m
Plancher terrasse	7.42*0.65=4.823	1*0.65=0.65	7.486	5.473
Plancher courant	6*0.65=3.9	1.5*0.65=0.975	6.727	4.875
Plancher de sous-sol	6*0.65=3.9	5*0.65=3.25	10.14	7.15

Puisque les sollicitations du plancher de sous-sol sont largement supérieur aux sollicitations du plancher courant et terrasse qui sont proches aux eux ;on adopte un ferraillage unique aux poutrelles du plancher du sous-sol, et on prend le max entre le plancher courant et le plancher terrasse c'est-à-dire on adopte le même ferraillage des poutrelles des planchers courant et terrasse.

III.2.2.2.d) Sollicitations de calcul :

1.) Plancher sous -sol

On prend le plus long fil.

- **Poutrelle à neuf travées :**

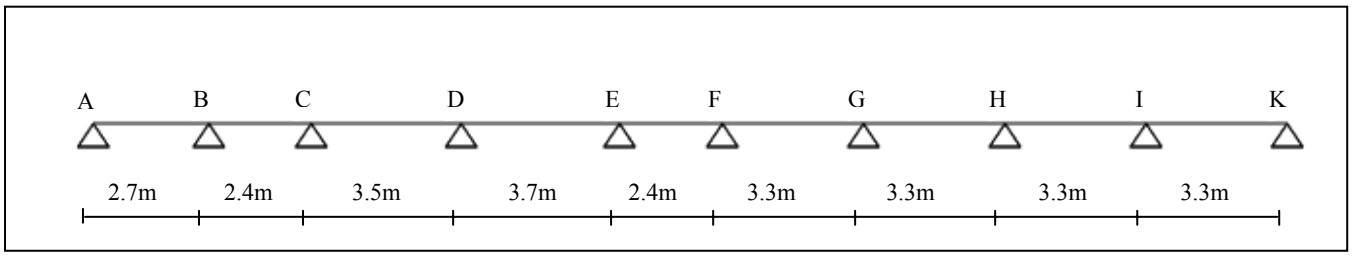


Figure III.7 : Poutrelle à neuf travées.

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant

- ***ELU :***

Tableau III.8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELU)

TRAVEE	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	9.240	4.861	1.848	6.909	11.814	-15.563
B-C	7.300	0.177	6.909	7.337	11.989	-12.346
C-D	15.526	6.899	7.337	9.917	17.007	-18.482
D-E	17.352	8.358	9.917	8.070	19.258	-18.259
E-F	7.300	-0.067	8.070	6.665	12.753	-11.582
F-G	13.803	6.313	6.665	8.314	16.231	-17.230
G-H	13.803	5.489	8.314	8.314	16.731	-16.731
H-I	13.803	4.190	8.314	10.912	15.943	-17.518
I-J	13.803	6.967	10.912	2.760	19.201	-14.260

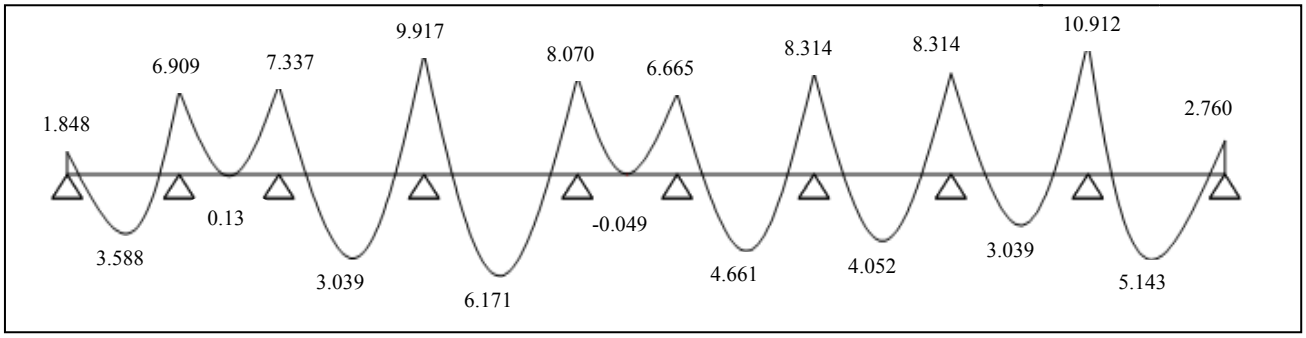


Figure III.8 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU.

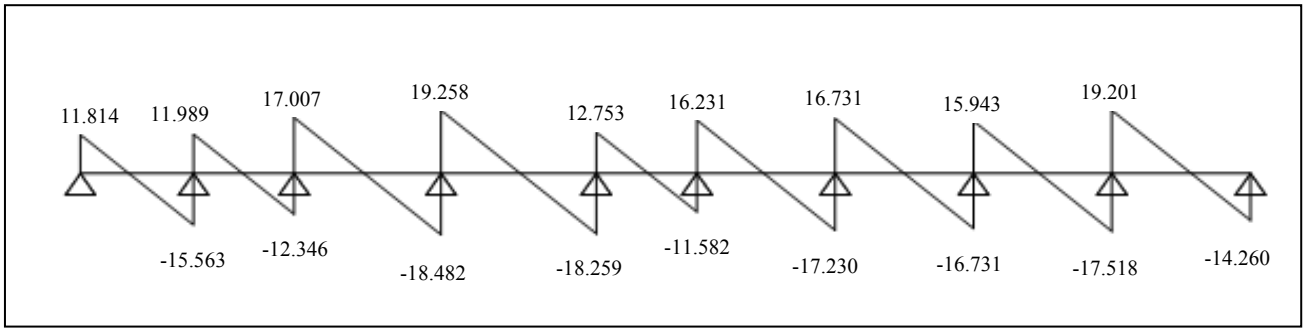


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

- ***ELS :***

Tableau III.9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELS)

TRAVEE	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	6.515	3.427	1.303	4.872	8.330	-10.973
B-C	5.148	0.125	4.872	5.173	8.454	-8.705
C-D	10.948	4.865	5.173	6.993	11.992	-13.032
D-E	12.235	5.893	6.993	5.690	13.579	-12.874
E-F	5.148	-0.046	5.690	4.699	8.992	-8.167
F-G	9.732	4.451	4.699	5.862	11.499	-12.094
G-H	9.732	3.87	5.862	5.862	11.797	-11.797
H-I	9.732	2.954	5.862	7.694	11.241	-12.352
I-J	9.732	4.912	7.694	1.946	13.538	-10.055

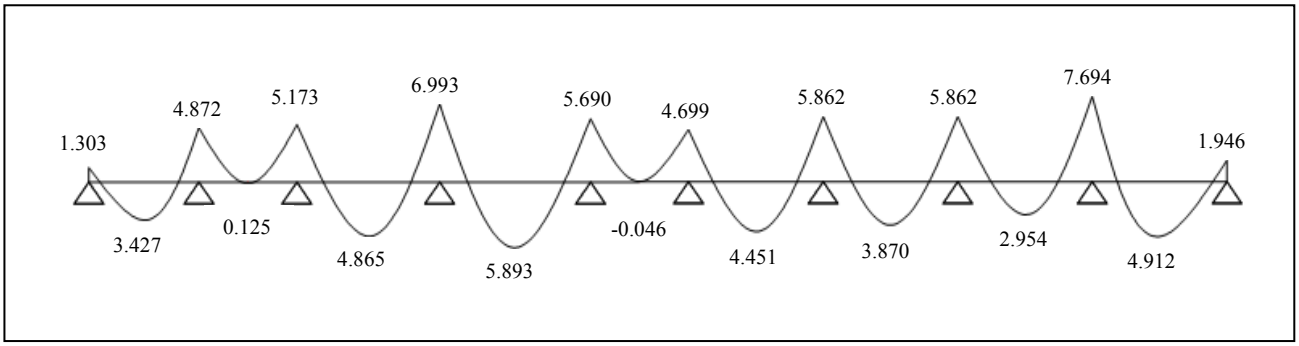


Figure III.10 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

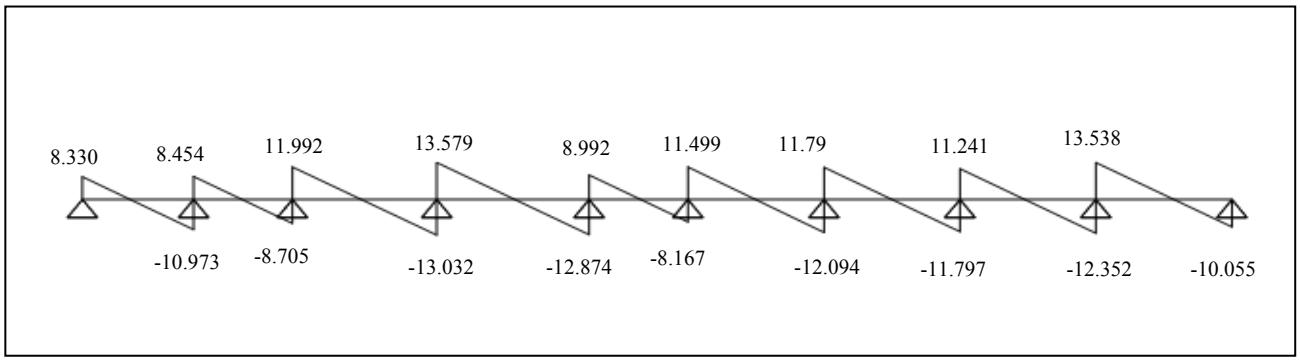


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS.

- **Récapitulations** :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.10 : Récapitulations des efforts

	ELU			**ELS**	
	$M_{a,u}$ (kN.m)	$M_{t,u}$ (kN.m)	Tu (kN)	$M_{a,ser}$ (kN.m)	$M_{t,ser}$ (kN.m)
Sollicitations	10.912	8.358	19.258	7.694	5.893

III.2.2.2.e) Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

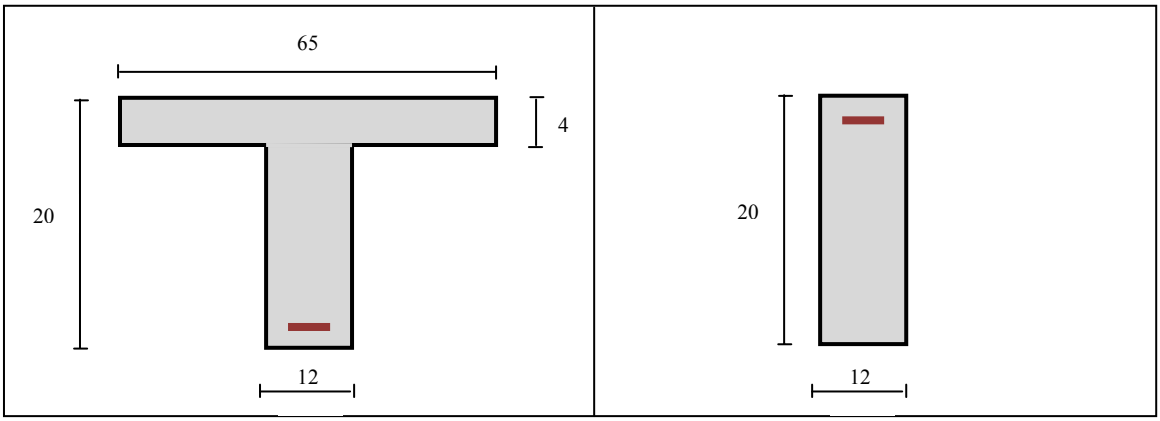


Figure III.12 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite).

Tableau III.11: calcul des armatures.

		Section en T En travée	**Section rectangulaire Aux appuis**
ELU	**M_u (kN.m)**	8.358	10.912
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.072 $M_0 > M_u$ ⇒l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire (b*h)=(65*20) ⇒calcul en flexion simple	/
	μ	0.028	0.198
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.986	0.889
	A (cm^2)	1.353	1.959
	Le choix	3HA10=2.35 cm^2	2HA12=2.26 cm^2
	B/1000	1.30	0.24
	A≥ B/1000	Oui	Oui
Vérification a l'ELS	**M_{ser} (kN.m)**	5.893	7.649
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.909	7.647
	I_G (cm^4)	8293.27	5422.24
	K (N/cm^3)	71.05	141.89
	σb (Mpa)	2.77	10.85
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.12 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=3HA10	A_a=2HA12

- **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;12;12\}\ (\text{mm})$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$=19.63 mm²

Avec :

$\mathbf{a_t}$: section d'une barre ; $\mathbf{n_t}$: nombre des barres

a_t = 0.19 cm² et n_t=2 ➔ $A_t=a_t n_t$=0.38 cm².

TableauIII.13 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

$\mathbf{A_{transversales}}$	**Espacement**
2ϕ5	15cm

- **Espacement S_t:**

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d\\40\text{cm}\end{cases} = (16.2;40\ \text{cm}) = 16.2\ \text{cm}$$

$A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t * b$ RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.2] ◄◄

$\Rightarrow$ St ≥ At/0.003*b=10.55 cm, on adopte St =15 cm

- **Vérification au cisaillement : [2]**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 * d} = \frac{19.258*10^3}{120*180} = 0{,}891\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}891\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

- **Vérifications nécessaires : [2]**

Section d'armatures transversales (F_eE235).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{38 \times 235}{120 \times 150} = 0.496\,\text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.03 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha i}\right) \Rightarrow$$

$$\frac{0.38}{12 \times 15} = 0.0021 \geq \frac{1.15(0.891 - 0.3 * 1 * 2.1)}{0.9 * 235 * (0+1)} = 0.0014 \qquad \text{(C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

- **Vérification au voisinage de l'appui**:

Appui de rive: Mu = 10.912 kN.m > 0,9Vu*d= 3.119kN.m

Aucun prolongement à faire.

- **Vérification de compression dans la bielle de béton :**

$$V_U \leq 0.4\ \frac{a * b_0 * f_{C28}}{1.5}$$

Avec : $a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = \text{Min}\left[30 - 2 - 2\,;\, 0.9 \times 18\right] = 16{,}2\ \text{cm}$

$$\Rightarrow V_U = 19.258\text{kN} \leq 0.4\,\frac{162 * 120 * 25}{1.5} = 129{,}6\ \text{kN.}$$

- **Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis :**

$$\sigma_m = \frac{R_U}{a * b_0} \leq 1.3\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_U = \left|V_{UD}\right| + \left|V_{UG}\right| = 19.258 + 18.482 = 37.74\ \text{kN}$$

$$\Rightarrow \frac{37.74 * 10^3}{162 * 120} = 1{,}941 MPa \leq 1.3\,\frac{25}{1.5} = 21.67 MPa \qquad \text{(C.V).}$$

- **Vérifications préliminaires de la flèche : [2]**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III.14 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 3.7= 0.054 Mt/(15 Mo)=5.893/(15*12.235)=0.032	ρ=A/(bo*d)=2.35/(12*18)=0.0108 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
C.V	**C.N.V**

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Évaluation détaillée de la flèche : [2]**

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$

Avec : $\begin{cases} f_i = \dfrac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \dfrac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \end{cases}$; $\begin{cases} \bar{f} = \dfrac{L}{500} \text{ si } L \leq 5m \\ \bar{f} = \dfrac{L}{1000} + 0{,}5 \text{si } L \geq 5m \end{cases}$

$\begin{cases} \rho = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{A_s d \beta} \end{cases}$; $\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05 f_{t28}}{\rho\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02 f_{t28}}{\rho\left(2 + \dfrac{3b_0}{b}\right)} \end{cases}$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$$

- Détermination de l'axe neutre :

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15}$$

- Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2$$

- Moment d'inertie fictive

$$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \dfrac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

- $E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.195

- $E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.398\text{MPa}$;

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.15: Vérification de la flèche des poutrelles

M (kN.m)	A (cm^2)	ρ	$ß_1$	$σ_s$(MPa)	λi	λv	μ	y (cm)
5.893	2.35	0.0108	0.856	162.750	3.806	1.522	0.597	7.097
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(mm)**	**f_v (mm)**	**f_i (mm)**	**Δf (mm)**	**f (mm)**	**$\Delta f < f$**
20003.237	$6.724.10^3$	$11.528.10^3$	3700	3.730	6.527	2.797	7.4	**CV**

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles du plancher de sous sol

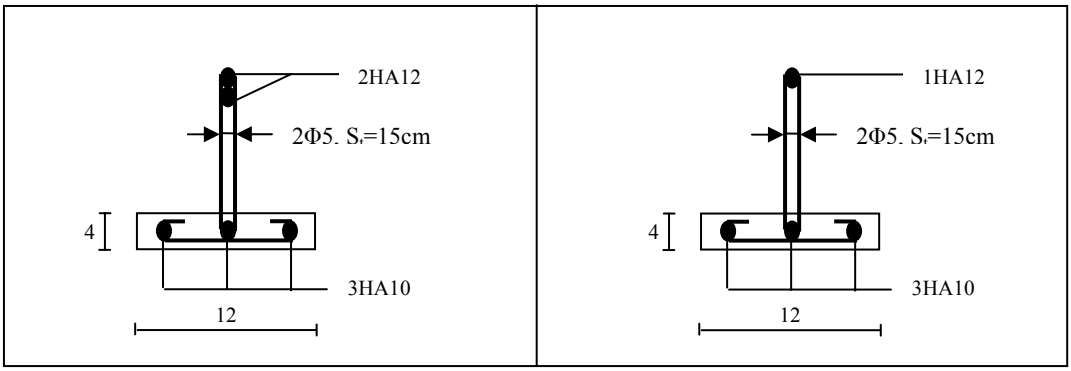


Figure III.13: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite).

2.) Plancher courant et terrasse

On prend le plus long fil

Poutrelle à neuf travées :

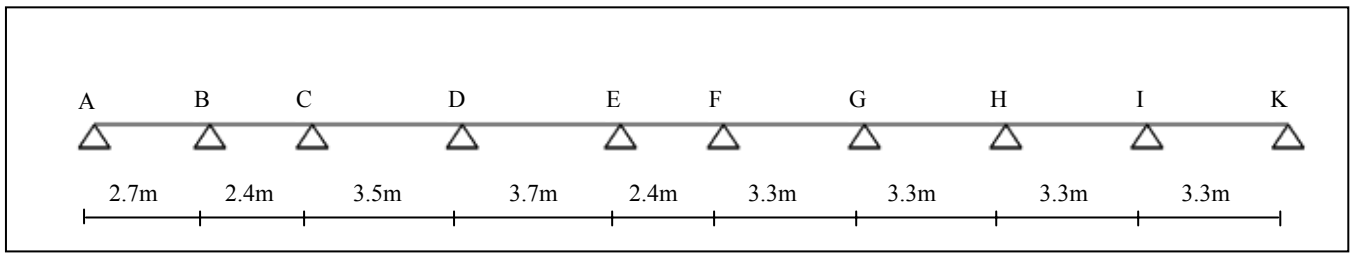


Figure III.14 : Poutrelle à neuf travées**.**

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

- ***ELU :***

Tableau III.16 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	Mw(kN.m)	Me (kN.m)	Tw (kN)	Te (kN)
A-B	6.821	3.588	1.364	5.101	8.721	-11.490
B-C	5.389	0.130	5.101	5.416	8.851	-9.114
C-D	11.462	3.093	5.416	7.321	12.555	-13.644
D-E	12.810	6.171	7.321	5.957	14.217	-13.480
E-F	5.389	-0.049	5.957	4.920	9.415	-8.550
F-G	10.190	4.661	4.920	6.138	11.981	-12.720
G-H	10.190	4.052	6.138	6.138	12.351	-12.351
H-I	10.190	3.093	6.138	8.056	11.769	-12.932
I-J	10.190	5.143	8.056	2.038	14.174	-10.527

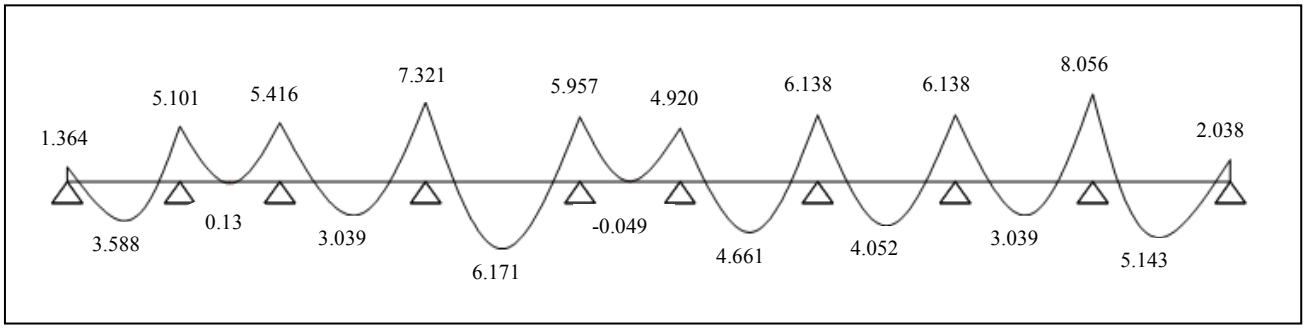


Figure III.15: Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU

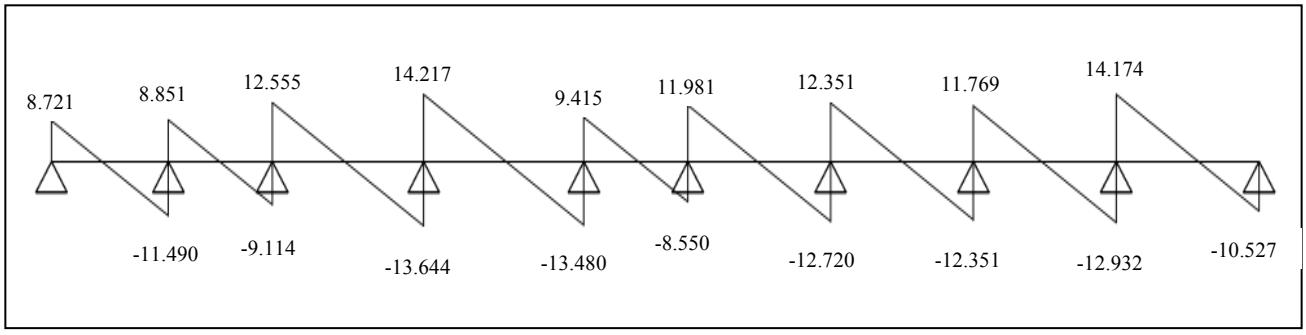


Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

- ***ELS :***

Tableau III.17: Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	Mw(kN.m)	Me (kN.m)	Tw(kN)	Te (kN)
A-B	4.987	2.624	0.997	3.729	6.376	-8.339
B-C	3.940	0.095	3.729	3.960	6.470	-6.663
C-D	8.380	3.724	3.960	5.352	9.179	-9.974
D-E	9.365	4.511	5.352	4.355	10.394	-9.855
E-F	3.940	-0.036	4.355	3.597	6.882	-6.251
F-G	7.450	3.408	3.597	4.487	8.760	-9.299
G-H	7.450	2.963	4.487	4.487	9.030	-9.030
H-I	7.450	2.262	4.487	5.889	8.605	-9.454
I-J	7.450	3.760	5.889	1.490	10.363	-7.696

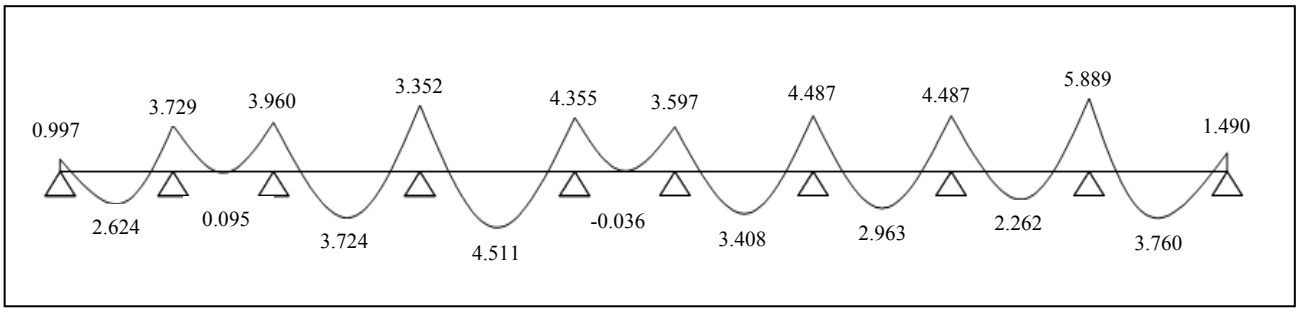


Figure III.17 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS

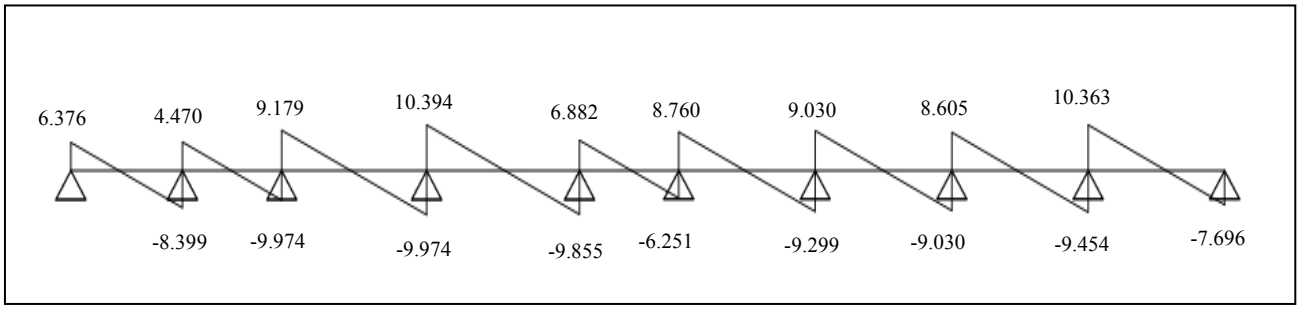


Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'ELS

- **Récapitulations :**

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau III.18 : Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	$M_{a,u}$ (kN.m)	$M_{t,u}$ (kN.m)	Tu (kN)	$M_{a,ser}$ (kN.m)	$M_{t,ser}$ (kN.m)
Sollicitations	8.056	6.171	14.217	5.889	4.511

III.2.2.2.f) Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

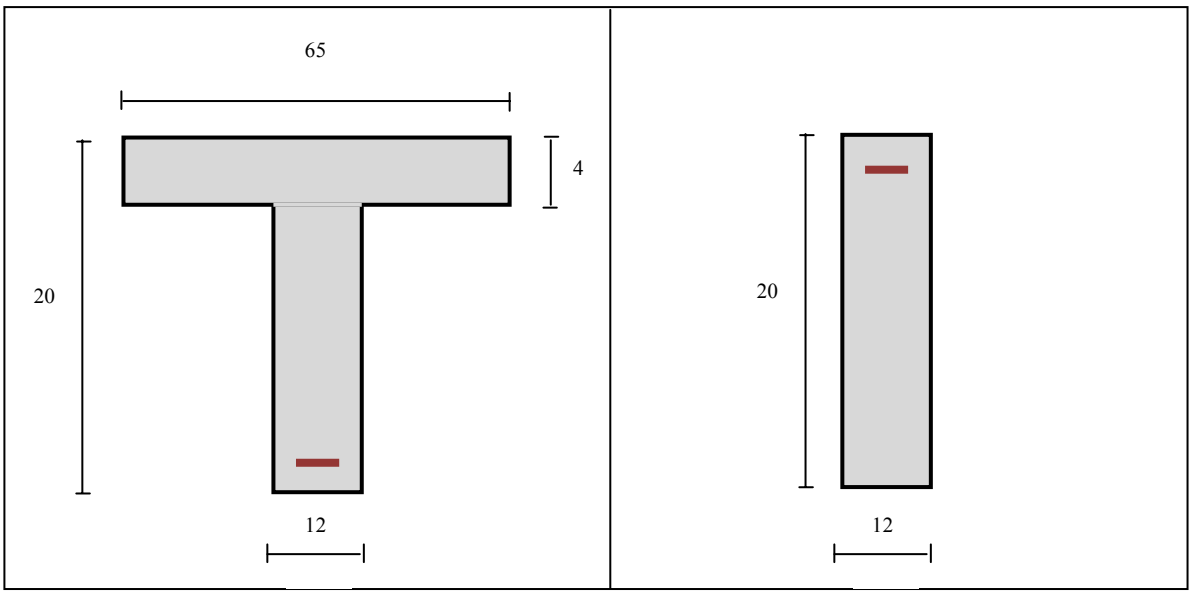


Figure III.19 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

Tableau III.19 : calcul des armatures

		Section en T En travée	Section rectangulaire Aux appuis
ELU	**M_u (kN.m)**	6.171	8.056
	M_0 (kN.m)	$M_0=b*h_0*\sigma b_{adm}*(d-(h_0/2))$ =59.072 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒section rectangulaire (b*h)=(65*20) ⇒calcul en flexion simple	/
	μ	0.02	0.146
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	β	0.990	0.921
	A (cm²)	0.995	1.396
	Le choix	3HA10=2.35 cm²	1HA10+1HA12=1.91 cm²
	B/1000	1.30	0.24
	A≥ B/1000	OUI	OUI
Vérification a l'ELS	**M_{ser} (kN.m)**	4.511	5.889
	σb_{adm}(Mpa)	15	
	y_1 (cm)	3.909	7.185
	I_G (cm^4)	8293.27	4834.70
	K (N/cm^3)	54.39	121.80
	σb (Mpa)	2.12	8.75
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	Oui	Oui

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau III.20 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=1HA10+1HA12

- **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71;10;12\}(\text{mm})$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=5 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

a_t : section d'une barre ; **n_t** : nombre des barres

a_t = 0.19 cm² et n_t=2 ➔ $A_t=a_t\, n_t$=0.38 cm².

Tableau III.21 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

$A_{transversales}$	espacement
2ϕ5	15cm

- **Espacement S_t:**

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d\\40\text{cm}\end{cases} = (16.2;40\text{ cm}) = 16.2\text{ cm}$$

$A_{t,\,min} \leq 0.003\, S_t * b$ **[1] ►►** [Art 7.5.2.2] **◄◄**

$\Rightarrow S_t \geq A_t/0.003*b = 10.55$ cm, on adopte St =15 cm

- **Vérification au cisaillement : [2]**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_u = \frac{V_U}{b_0 * d} = \frac{14.217*10^3}{120*180} = 0{,}658\,\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa};5\text{MPa}\right] = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}658\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

- **Vérifications nécessaires : [2]**

Section d'armatures transversales (F_eE235).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{38 \times 235}{120 \times 150} = 0.496\,\text{MPa} \geq 0.4\,\text{MPa} \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.03 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha i}} \right) \Rightarrow$$

$$\frac{0.38}{12 \times 15} = 0.0021 \geq \frac{1.15(0.658 - 0.3 * 1 * 2.1)}{0.9 * 235 * (0+1)} = 0.00015 \qquad \text{(C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

- **Vérification au voisinage de l'appui**:

Appui de rive: Mu = 8.056 kN.m > 0,9Vu*d= kN.m

Aucun prolongement à faire.

- **Vérification de compression dans la bielle de béton :**

$$V_U \leq 0.4 \frac{a * b_0 * f_{C28}}{1.5}$$

Avec : $a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = \text{Min}\left[30 - 2 - 2\,;\, 0.9 \times 18\right] = 16{,}2\,\text{cm}$

$$\Rightarrow V_U = 14.217\text{kN} \leq 0.4 \frac{162 * 120 * 25}{1.5} = 129{,}6\ \text{KN.}$$

- **Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis :**

$$\sigma_m = \frac{R_U}{a * b_0} \leq 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_U = \left|V_{UD}\right| + \left|V_{UG}\right| = 14.217 + 13.644 = 27.861\ \text{KN}$$

$$\Rightarrow \quad \frac{27.861 * 10^3}{162 * 120} = 1{,}433\,MPa \leq 1.3 \frac{25}{1.5} = 21.67\,MPa \qquad \text{(C.V).}$$

- **Vérifications préliminaires de la flèche : [2]**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III.22 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 3.7= 0.054 Mt/(15 Mo)=4.511/(15*9.365)=0.032	ρ=A/(bo*d)=2.35/(12*18)=0.0108 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
C.V	**C.N.V**

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Évaluation détaillée de la flèche :**

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.23 : Vérification de la flèche des poutrelles

M kN.m)	A (cm^2)	ρ	ß1	σs(MPa)	λi	λv	μ	y (cm)
4.511	2.35	0.0108	0.856	124.582	3.806	1.522	0.508	7.097
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(mm)**	**f_v (mm)**	**f_i (mm)**	**Δf (mm)**	**f (mm)**	**$\Delta f < f$**
20003.237	$7.500*10^3$	$12.409*10^3$	3700	2.560	4.641	2.081	7.4	**CV**

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles du plancher de sous sol

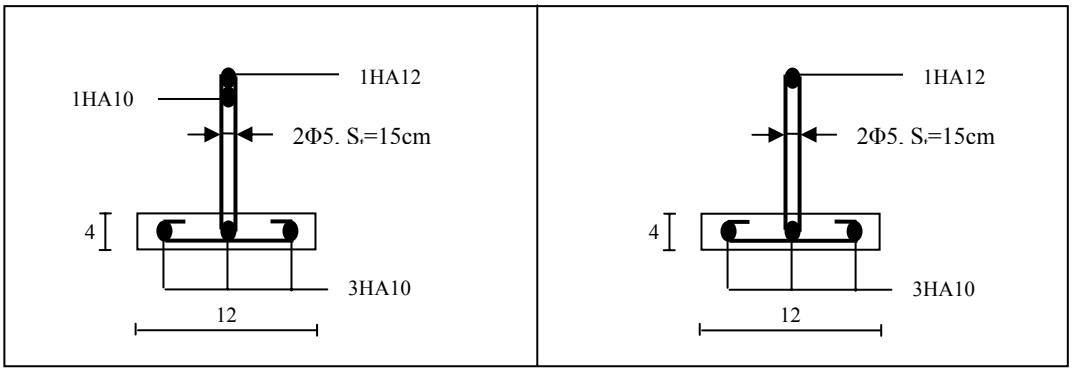


Figure III.20 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3) Escalier :

III.3.1) Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de plan horizontaux, permettant le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier droit à deux volées.

III.3.2) Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale *(M)* des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale *(C.M)* de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

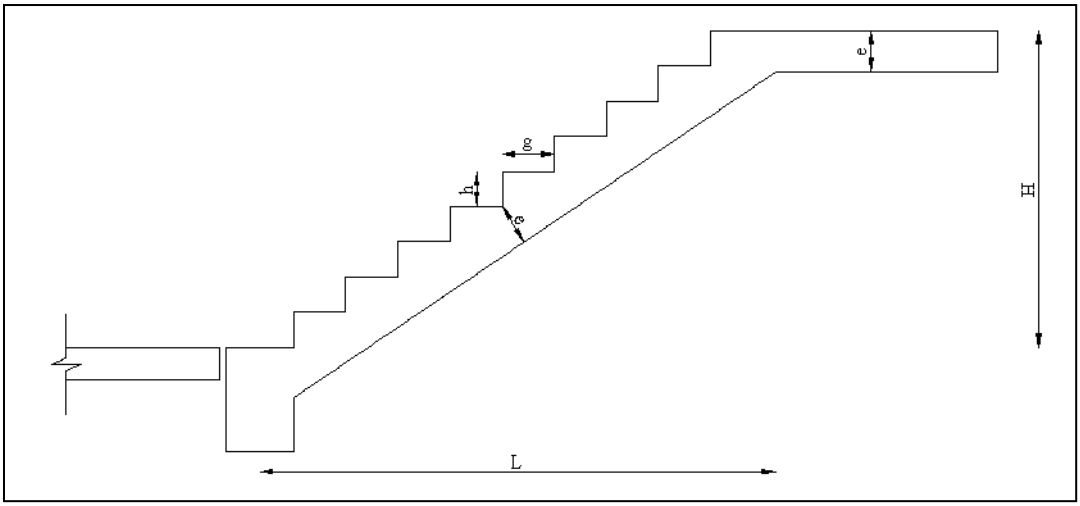


Figure III.21 : Dimensions de l'escalier

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$n \times h = H$ …… *(1)*

(n-1) g=L …… *(2)*

Avec :

n : Le nombre des contre marches,

(n-1) : Le nombre des marches.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit vérifier la formule de BLONDEL :

$$60cm \leq g + 2h \leq 64cm \quad \textbf{[5]}$$

III.3.3) Escalier type « 01 » :

III.3.3.1) Dimensionnement de l'escalier :

III.3.3.1.A) Pré dimensionnement :

On a le schéma statique suivant :

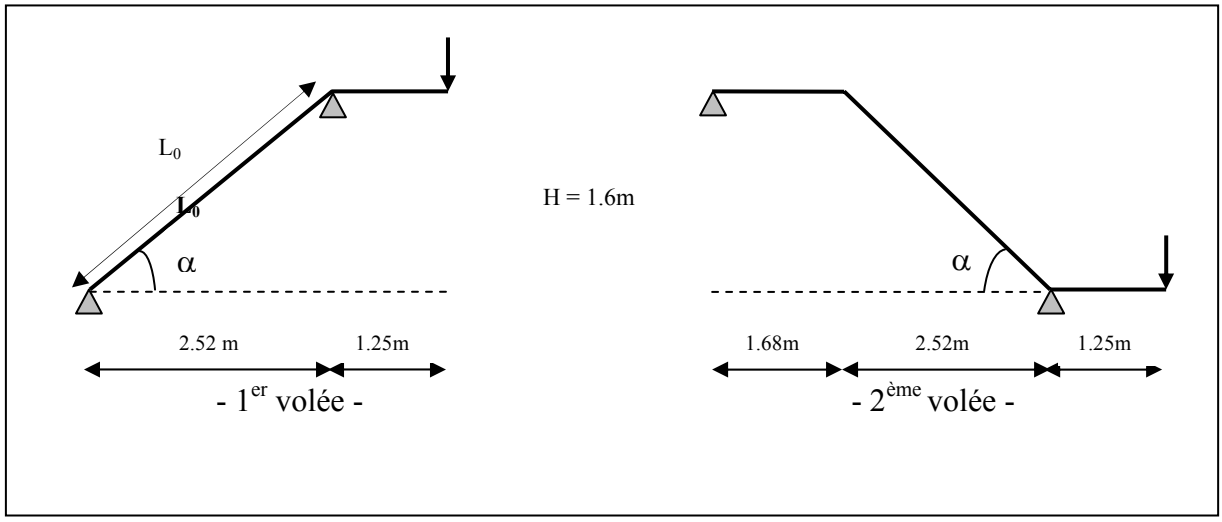


Figure III.22 : Dimensions de l'escalier – sous-sol –

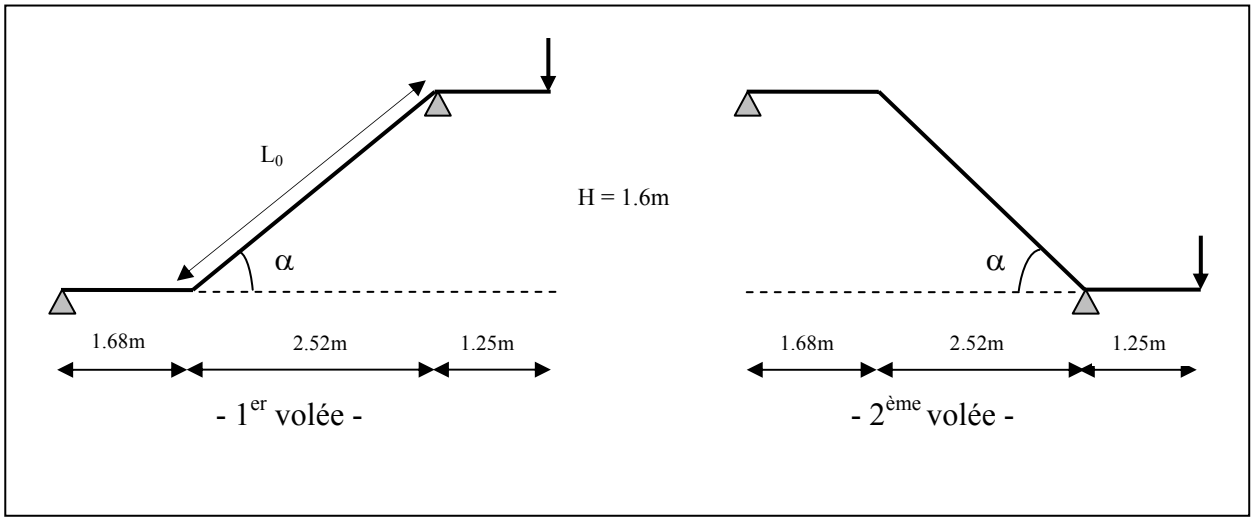


Figure III.23: Dimensions de l'escalier - étage courant –

On va étudier le - 2ème volée – de l'étage courant car il est le cas le plus défavorable et on va généraliser le ferraillage.

- **Vérification de la formule de BLONDEL** :

$$60cm \leq 30 + 2 \times 16 = 62cm \leq 64cm \qquad C.V$$

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

$tg\ \alpha = H / l = 1.6 / 2.52 = 0.634 \Rightarrow \alpha = 32.412°.$

$L_0 = H / \sin \alpha = 2 / \sin (32.412) = 2.985$ m.

On a :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \quad 15.55cm \leq e \leq 23.32cm.$$

Avec : l = 2.985 + 1.68 = 4.665m.

On prend donc l'épaisseur *e=17cm*.

III.3.3.2.B) Evaluation des charges et surcharges

a.) Paillasse :

Carrelage (e=0.02)…….....0,02 x 22= 0.44 kN/m² ;
Mortier de pose (e=0.02)…….....0,02 x 20 = 0.40 kN/m² ;
Lit de sable (e=0.03)…….....0,03 x 18 = 0.54kN/m² ;
Poids propre de la marche (e= 0.16/2)…….....0.08 x 25 = 2 kN/m² ;
Poids propre de la paillasse (e=0.17/cosα)…….....0,201 x 25 = 5.03 kN/m²;
Enduit de ciment (e=0.02) ……..……...0,02 x 18 = 0.36 kN/m² ;

G==8.77kN/m² ; Q =2.5kN/m²

b.) Palier de repos :

Carrelage (e=0.02)…….....0,02 x 22= 0.44 kN/m² ;
Mortier de pose (e=0.02)…….....0,02 x 20 = 0.40 kN/m² ;
Lit de sable (e=0.03)…….....0,03 x 18 = 0.54kN/m² ;
Poids propre du palier (e=0.17)……..……0,17 x 25 = 4.25 kN/m²;
Enduit de ciment (e=0.02) ……..……....0,02 x 18 = 0.36 kN/m² ;

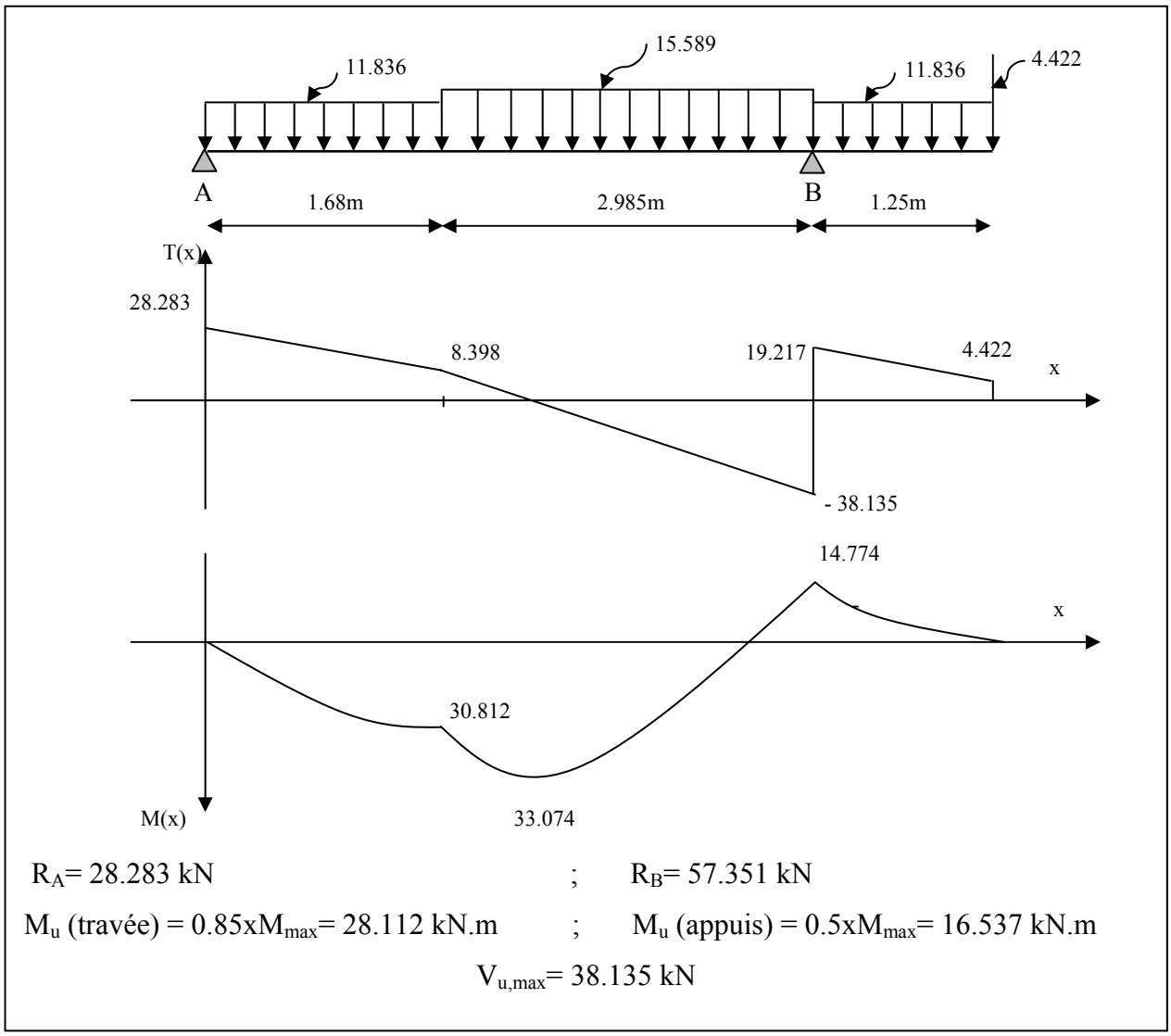
G==5.99kN/m² ; Q =2.5kN/m²

III.3.3.2.C) Détermination des efforts :

Tableau III.24 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	8.770	2.5	15.589	11.270
Palier	5.990	2.5	11.836	8.490

- ***A l'ELU :***



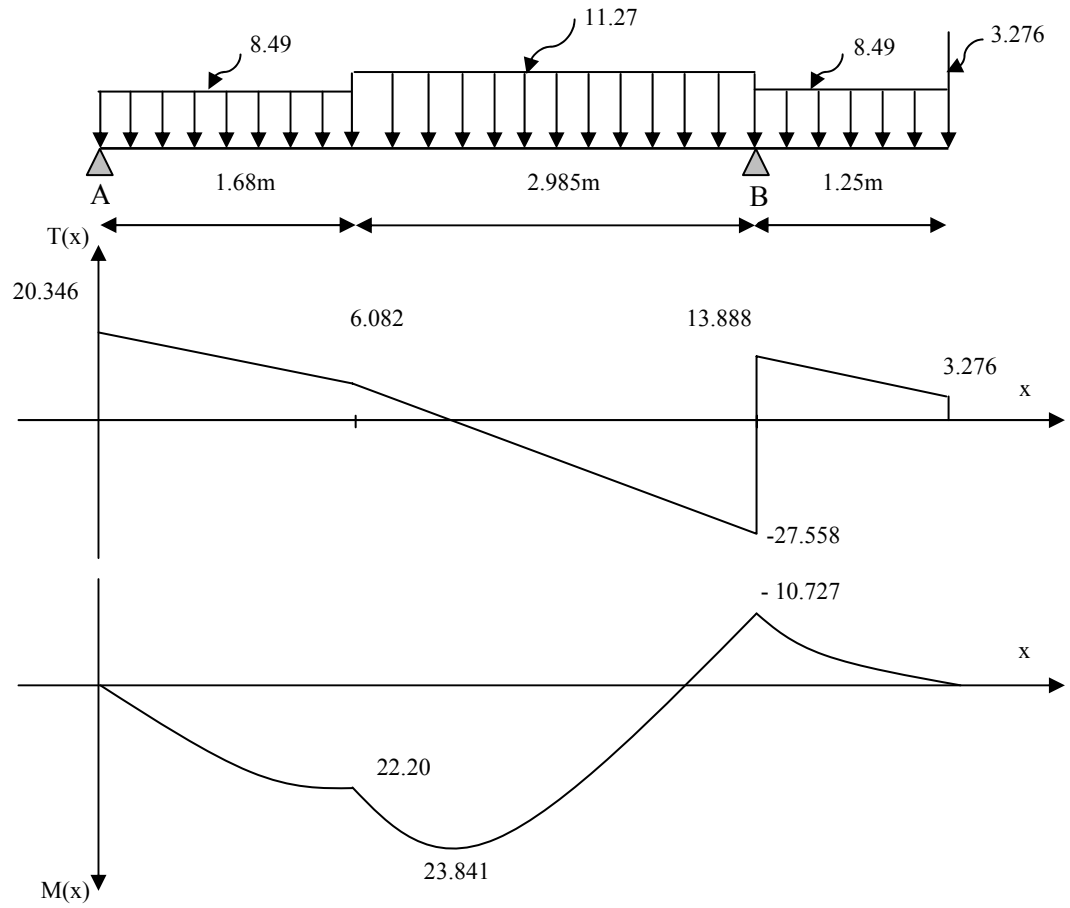
R_A= 28.283 kN ; R_B= 57.351 kN

M_u (travée) = 0.85xM_{max}= 28.112 kN.m ; M_u (appuis) = 0.5xM_{max}= 16.537 kN.m

$V_{u,max}$= 38.135 kN

Figure III.24 : Schéma statique des efforts du l'escalier de l'étage courant à l'E.L.U

- ***A l'ELS :***



R_A=20.346 kN ; R_B= 41.445 kN

M_{ser} (travée) = 0.85xM_{max}= 20.264 kN.m ; M_{ser} (appuis) = 0.5xM_{max}= 11.920 kN.m

$V_{ser,max}$= 27.558 kN

Figure III.25 : Schéma statique des efforts du l'escalier de l'étage courant à l'E.L.S

III.3.4) Escalier type « 02 » :

III.3.4.1) dimensionnement :

III.3.4.1.A) Prédimensionnement :

On a le schéma statique suivant :

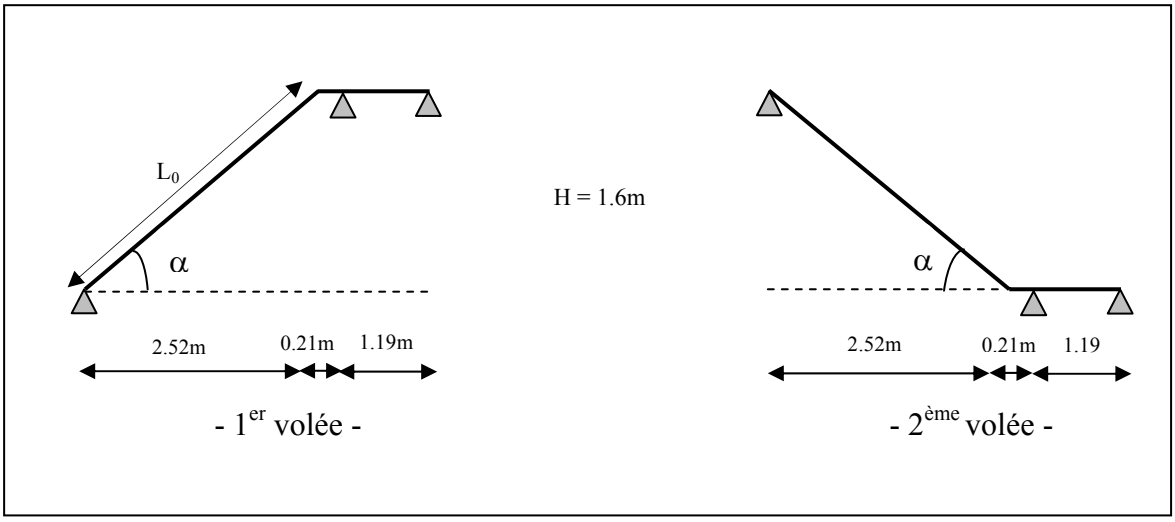


Figure III.26 : Dimensions de l'escalier incliné

- **Vérification de la formule de BLONDEL** :

$$60cm \leq 30 + 2 \times 16 = 62cm \leq 64cm \qquad C.V$$

- **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

$tg\ \alpha = H / l = 1.6 / 2.52 = 0.634 \Rightarrow \alpha = 32.412°.$

$L_0 = H / \sin \alpha = 2 / \sin (32.412) = 2.985m.$

On a :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \quad 14.65cm \leq e \leq 21.92cm.$$

Avec : $l = 2.985 + 0.18 + 1.19 = 4.385m.$

On prend donc l'épaisseur *e=15cm*.

III.3.4.1.B) Evaluation des charges et surcharges

a.) Paillasse :

Carrelage (e=0.02)…….....0,02 x 22= 0.44 kN/m² ;

Mortier de pose (e=0.02)…….....0,02 x 20 = 0.40 kN/m² ;

Lit de sable (e=0.03)…….....0,03 x 18 = 0.54kN/m² ;

Poids propre de la marche (e= 0.16/2)……0.08 x 25 = 2 kN/m² ;

Poids propre de la paillasse (e=0.15/cosα)…….....0,177 x 25 = 4.41 kN/m²;

Enduit de ciment (e=0.02) ……..……...0,02 x 18 = 0.36 kN/m² ;

G==8.182kN/m ² ; Q =2.5kN/m²

b.) Palier de repos :

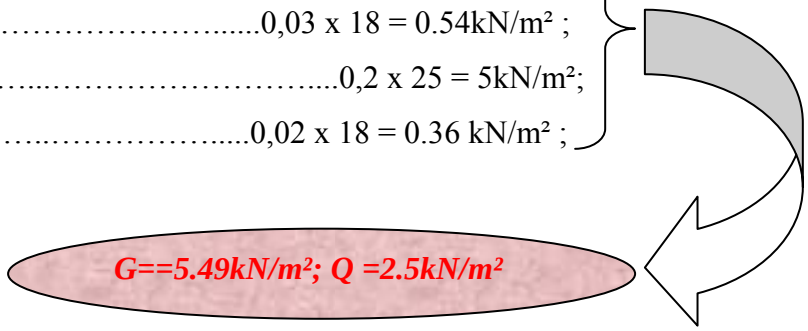
Carrelage (e=0.02)…….....0,02 x 22= 0.44 kN/m² ;

Mortier de pose (e=0.02)…….....0,02 x 20 = 0.40 kN/m² ;

Lit de sable (e=0.03)…….....0,03 x 18 = 0.54kN/m² ;

Poids propre du palier (e=0.15)……..……....0,2 x 25 = 5kN/m²;

Enduit de ciment (e=0.02) ……..……....0,02 x 18 = 0.36 kN/m² ;

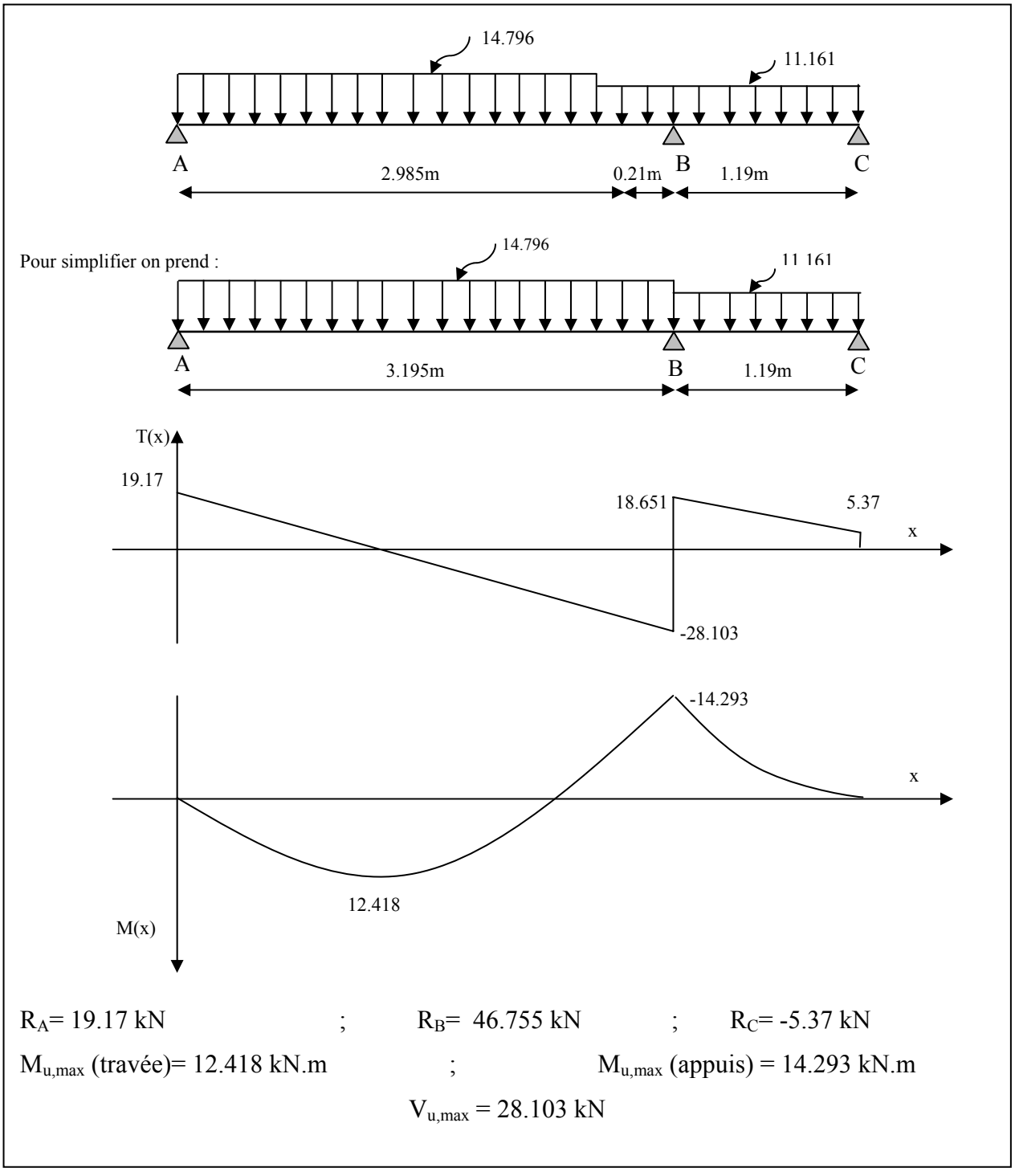


III.3.4.1.C) Détermination des efforts :

Tableau III.25 : Combinaison des charges de l'escalier.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	P_u (kN/ml)	P_{ser} (kN/ml)
Paillasse	8.182	2.5	14.796	10.682
Palier	5.49	2.5	11.161	7.99

- ***A l'ELU :***



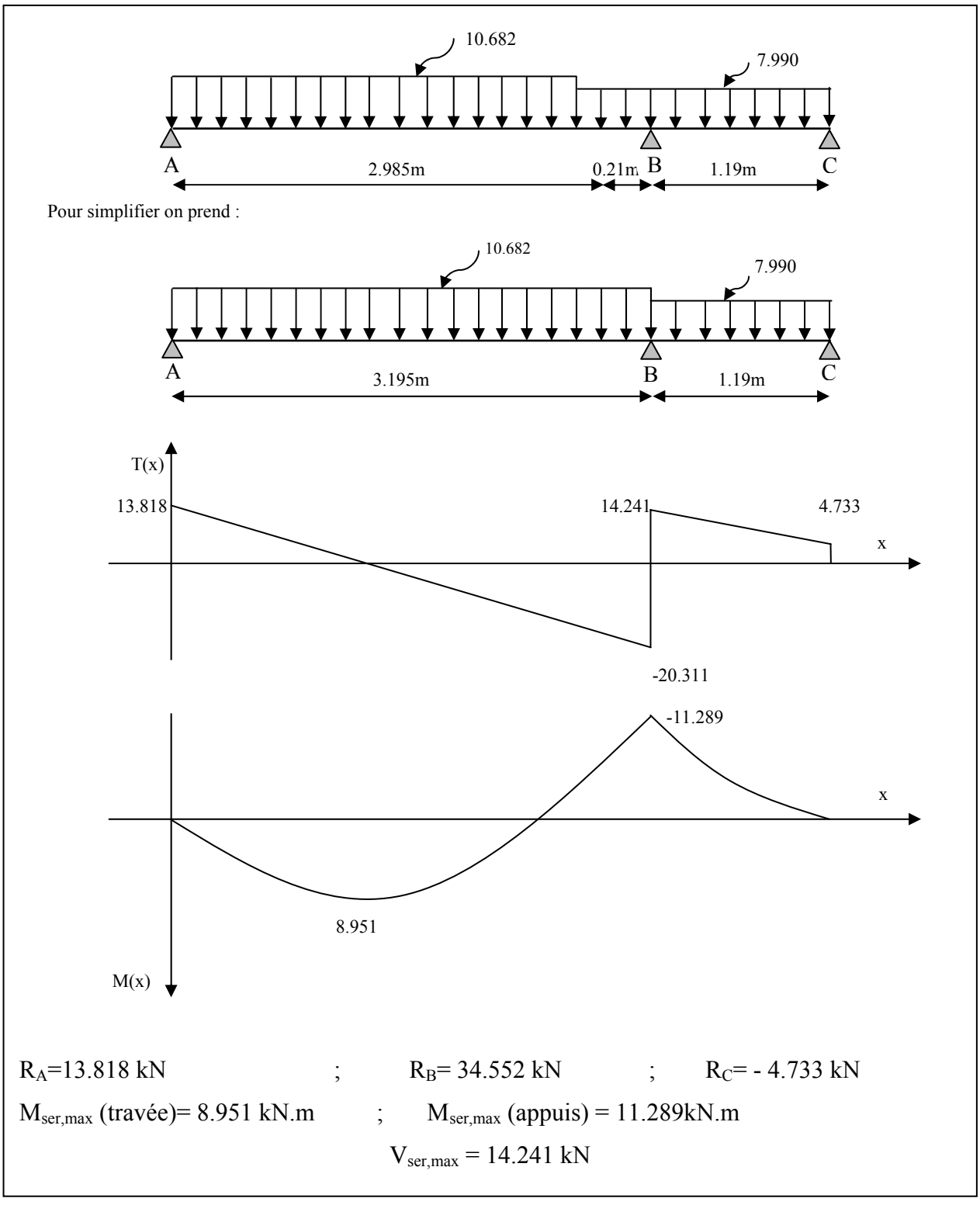
R_A= 19.17 kN ; R_B= 46.755 kN ; R_C= -5.37 kN

$M_{u,max}$ (travée)= 12.418 kN.m ; $M_{u,max}$ (appuis) = 14.293 kN.m

$V_{u,max}$ = 28.103 kN

Figure III.27 : Schéma statique des efforts de l'escalier incliné à l'E.L.U

- ***A l'ELS :***



R_A=13.818 kN ; R_B= 34.552 kN ; R_C= - 4.733 kN

$M_{ser,max}$ (travée)= 8.951 kN.m ; $M_{ser,max}$ (appuis) = 11.289kN.m

$V_{ser,max}$ = 14.241 kN

Figure III.28 : Schéma statique des efforts de l'escalier incliné à l'E.L.S

III.3.5) Récapitulations :

Tableau III.26 : Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	$M_{u,a}$	$M_{u,t}$	T_u	$M_{ser,a}$	$M_{ser,t}$
Escalier type 1	16.537	28.112	38.135	11.920	20.264
Escalier type 2	14.293	12.418	28.103	11.289	8.951

III.3.6) Ferraillage des escaliers :

Tableau III.27 : les données

Béton	f_{c28}= 25 MPa	f_{t28}= 2.1 MPa	**b**= 100cm	**c** =2.5cm
	σ_b= 14.2 MPa		γ_b=1.5	
	h (escalier incliné) = 15cm		**h (étage courant)** =17cm	
	d (escalier incliné) = 12.5cm		**d (étage courant)** =14.5cm	
Acier	FeE400	f_e= *400*MPa	γ_s=1.5	σ_s= 348 MPa

Tableau III.28 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Position	Mu (kN.m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	A' (cm²)	β	A (cm²)	A_{adopt} (cm²)
Escalier type 1	En travée	28.112	0.094	oui	0	0.951	5.858	6HA12=6.78
	En appuis	16.537	0.055	oui	0	0.971	3.375	5HA10=3.92
Escalier type 2	En travée	12.418	0.056	oui	0	0.971	2.93	4HA10=3.14
	En appuis	14.293	0.064	oui	0	0.967	3.400	5HA10=3.92

III.3.6.1) Condition de non fragilité : [2]

$$A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Tableau III.29 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Position	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A \geq A_{min}$
Escalier type 1	En travée	6.78	2	Oui
	En appuis	3.92	2	Oui
Escalier type 2	En travée	3.14	2	Oui
	En appuis	3.92	2	Oui

III.3.6.2) Les armatures de répartition :

On a $A_{rep} = A/4$

Tableau III.30 : Calcul des armatures de répartition

	Position	A_{rep} (cm²)	Choix (cm²)
Escalier type 1	En travée	1.695	3HA10 = 2.35
	En appuis	0.980	3HA8 = 1.50
Escalier type 2	En travée	0.785	3HA8 = 1.50
	En appuis	0.980	3HA8 = 1.50

III.3.6.3) Verification de l'espacement : [2]

On doit vérifier : $\begin{cases} S_t \le \overline{S_t} = \text{Min } \{3h ; 33cm\} \text{ pour les armatures longitudinales.} \\ S_t \le \overline{S_t} = \text{Min } \{4h ; 45cm\} \text{ pour les armatures de répartitions.} \end{cases}$

Tableau III.31 : vérification de l'espacement

	Position	Armatures longitudinales		armatures de répartitions		$S_t \le \overline{S_t}$
		S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	
Escalier type 1	En travée	16.66	33	33.33	45	Oui
	En appuis	20	33	33.33	45	Oui
Escalier type 2	En travée	25	33	33.33	45	Oui
	En appuis	20	33	33.33	45	Oui

III.3.6.4) Vérification de l'effort tranchant : [2]

On doit vérifier : $\tau_u = \dfrac{V_u}{b.d} \le \overline{\tau_u} = 0.07 \dfrac{f_{c28}}{1.5}$

Tableau III.32 : Vérification de l'effort tranchant

	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \le \overline{\tau_u}$
Escalier type 1	38.135	0.263	1.166	Oui
Escalier type 2	28.103	0.224	1.166	Oui

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul peut équilibrer l'effort tranchant.

III.3.6.5) Verification a l'E.L.S : [2]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma \leq \overline{\sigma}$.

On a :

$$b.y^2 + 30.A.y - 30.A.d = 0 \quad ; \quad I_G = \frac{b.Y^3}{3} + 15.A.(d-Y)^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I_G} \quad ; \quad \sigma_b = k.y$$

Tableau III.33 : Vérification à l'ELS

	Escalier type 01		**Escalier type 02**	
	En travée	**En appuis**	**En travée**	**En appuis**
A (cm²)	6.780	3.920	3.140	3.920
M_{ser} (Mpa)	20.264	11.920	8.951	11.289
Y (cm)	4.689	3.721	2.992	3.290
I_G (cm^4)	1.532×10^4	9.875×10^3	5.150×10^3	6.175×10^3
k	0.132	0.120	0.174	0.183
σ_b (MPa)	6.189	4.465	5.206	6.020
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Oui	Oui	Oui	Oui

III.3.6.6) Vérification de la flèche : [2].

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} \text{.....} (I) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \text{.....} (II) \end{cases}$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec : $\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}} \end{cases}$; $\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{si L} \leq 5\text{m} \\ \bar{f} = \frac{L}{1000} + 0{,}5 \text{si L} \geq 5\text{m} \end{cases}$

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15A} \quad ; \quad I = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3 + 15A(y-d)^2\right]$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \dfrac{1{,}1 I_0}{1+\lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \dfrac{1{,}1 I_0}{1+\lambda_v \mu} \end{cases}$$ *Moment d'inertie fictive.*

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \dfrac{0{,}05 f_{t28}}{\rho\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)} & \text{Pour les déformations instantanées.} \\ \lambda_v = \dfrac{0{,}02 f_{t28}}{\rho\left(2+\dfrac{3b_0}{b}\right)} & \text{Pour les déformations de longue durée.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = \dfrac{A_s}{b_0 d} \\ \sigma_s = \dfrac{M_{ser}}{\beta . A_s d} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} \mu = 1 - \dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} & Si\ \mu \geq 0 \\ \mu = 0 & Si\ \mu < 0 \end{cases}$$

$$E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{1/3} \quad ; \quad E_v = \frac{E_i}{3}$$

E_i=32164,20MPa ; E_v=10721.4MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.34 : Vérification de la flèche

	Escalier type 01	**Escalier type 02**
(I)	$0.0046 \leq 0.005$ **(C.V)**	$0.0025 \leq 0.005$ **(C.V)**
(II)	$0.036 \leq 0.042$ **(C.N.V)**	$0.034 \leq 0.05$ **(C.N.V)**
Conclusion	Il nécessaire de calculer la flèche	
ρ	0.0046	0.0025
β	0.897	0.972
σ_s (MPa)	229.792	234.62
μ	0.419	0.175
λ_i (MPa)	4.565	8.360
λ_v (MPa)	1.826	3.344
y (cm)	8.838	7.652
I_0 (cm^4)	1.394×10^5	2.927×10^4
I_{fi} (cm^4)	0.526×10^5	1.307×10^4
I_{fv} (cm^4)	0.868×10^5	2.031×10^4
f_v (mm)	4.235	4.094
f_i (mm)	7.700	7.904
Δf (mm)	3.465	3.810
$\overline{f}$ (mm)	9.330	8.770
$\Delta f < \overline{f}$	**Oui**	**Oui**

- **La flèche de la console de type -1- :**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \text{.....} (I) \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{20 M_0} \text{.....} (II) \\ \dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{4.2}{fe} \text{.....} (III) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} = 0.136 \\ \dfrac{1}{16} = 0.062 \end{cases} \Rightarrow \quad 0.136 \geq 0.062 \text{ donc la condition } (I) \text{ est vérifiée}$$

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} = 0.136 \\ \dfrac{M_t}{20M_0} = 0.05 \end{cases} \Rightarrow \quad 0.136 \geq 0.05 \text{ donc la condition } \textit{(II)} \text{ est vérifiée}$$

$$\begin{cases} \dfrac{A}{b.d} = 0.0027 \\ \dfrac{4.2}{fe} = 0.01 \end{cases} \Rightarrow \quad 0.0027 \leq 0.01 \text{ donc la condition } \textit{(III)} \text{ est vérifiée}$$

III.3.7) Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.3.7.1) Pré dimensionnement:

$$\text{On a : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.6h \leq b \leq h$$

Tableau III.35 : Pré dimensionnement de la poutre palière

	L (m)	L/15 (cm)	L/10 (cm)	0.6h (cm)	h (cm)	bxh (cm²)
Escalier type 1	3.1	20.66	31	18	30	30x30
Escalier type 2	2.39	15.93	23.9	18	30	30x30

- **Vérification des prescriptions du RPA 99 v 2003 :**
  - ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)
  - ✓ h = 30 cm ≥ 30 cm. (C.V)
  - ✓ h / b = 1 cm < 4 cm. (C.V)

III.3.7.2) Charges sollicitant la poutre :

1.) Etage courant :

Réaction d'appuis :

ELU: R = 57.351 kN

ELS: R = 41.455 kN

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 * 0.30 * 25 = 2.25$ kN/m.

Donc :

$P_u = 1.35 * 2.25 + 57.351 = 60.388$ kN/ml

$P_{ser} = 2.25 + 41.455 = 43.705$ kN/ml

2.) Escalier incliné :

Réaction d'appuis :

ELU: R = 46.755 kN

ELS: R = 34.452 kN

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 * 0.30 * 25 = 2.25$ kN/m.

Donc :

$P_u = 1.35 * 2.25 + 46.755 = 49.792$ kN/ml

$P_{ser} = 2.25 + 34.452 = 36.702$ kN/ml

III.3.7.3) Calcul des efforts :

Le calcul s'effectue comme une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis avec la méthode RDM :

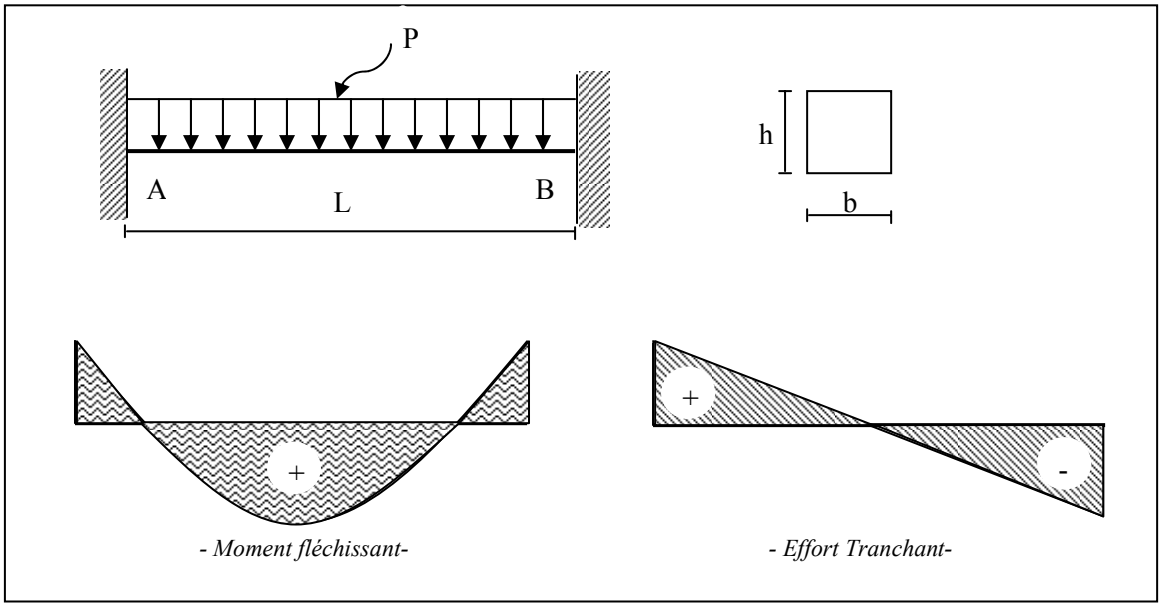


Figure III.29 : Schéma statique équivalent de la poutre palière.On a :

$R_A = R_B = PL/2$

$M_A = M_B = PL^2/12$

$M_t = PL^2/24$

Les résultats se trouvent dans le tableau suivant :

Tableau III.36 : Les efforts agissants sur une poutre palière

	ELU			**ELS**		
	$\mathbf{R_A}$ (kN)	$\mathbf{M_A}$ (kN.m)	$\mathbf{M_t}$ (kN.m)	$\mathbf{R_A}$ (kN)	$\mathbf{M_A}$ (kN.m)	$\mathbf{M_t}$ (kN.m)
Escalier type 1	93.601	48.360	24.180	67.742	35.000	17.500
Escalier type 2	59.501	23.701	11.850	43.858	17.470	8.735

On a le schéma des moments fléchissant et efforts tranchants de la poutre palière :

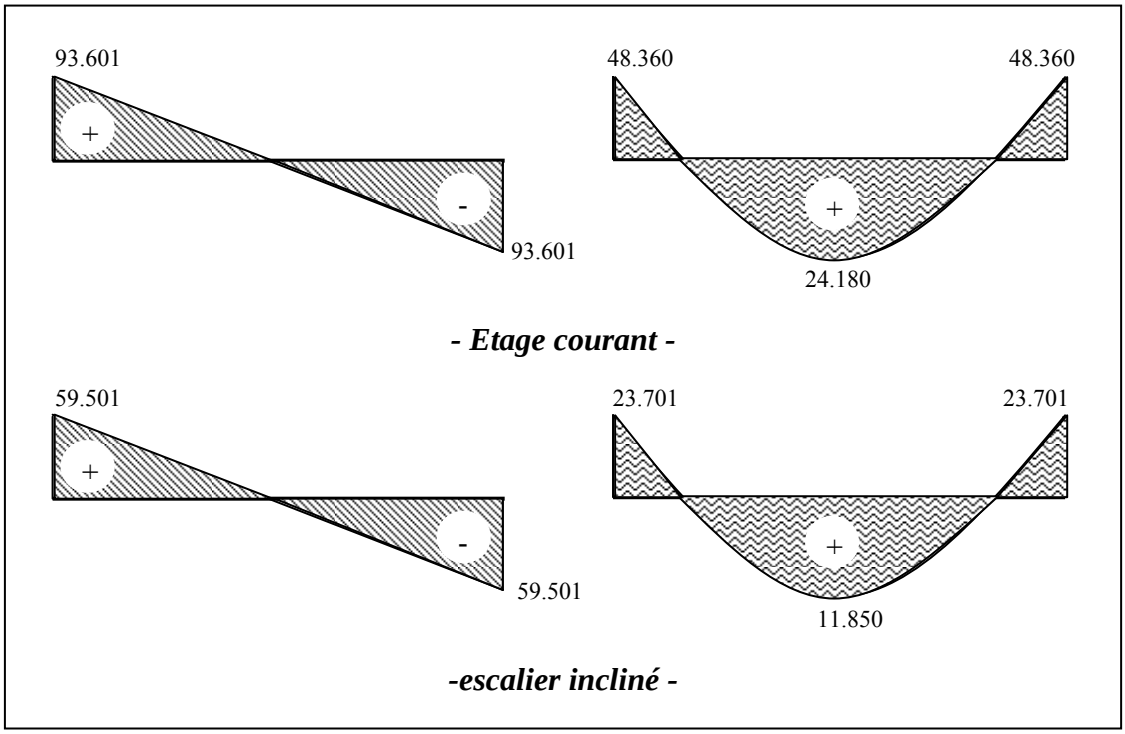


Figure III.30 : Différents efforts dans la poutre palière (ELU)

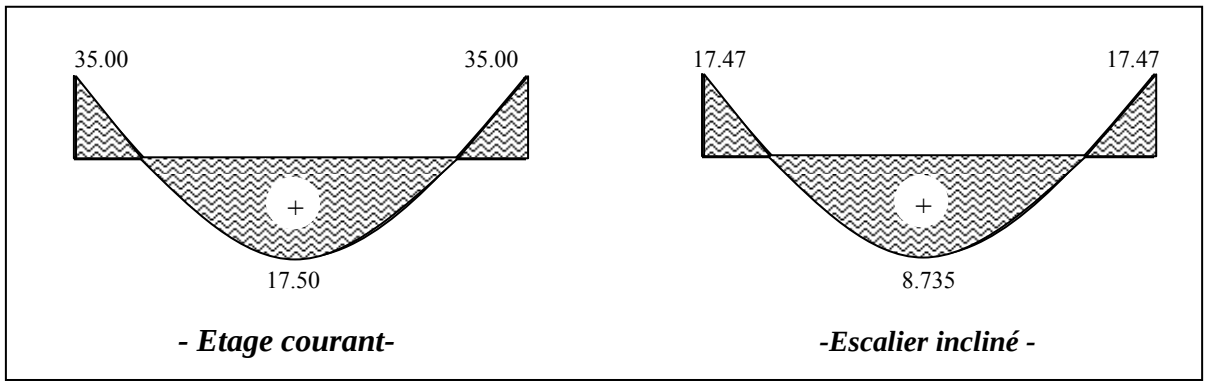


Figure III.31 : Différents efforts dans la poutre palière (ELS)

III.3.7.4) Calcul du ferraillage:

Tableau III.37 : les données

Béton	f_{c28}= 25 MPa	f_{t28}= 2.1 MPa	σ_b= 14.2 MPa	γ_b=1.5
	b= 30cm	**h** =30 cm	**d** = 27.5 cm	**c** =2.5 cm
Acier	FeE400	f_e= *400* MPa	γ_s=1.5	σ_s= 348 MPa

Tableau III.38 : Calcul des sections d'acier de la poutre.

		Mu (kN.m)	**μ**	**μ ≤ μl**	**A'** (cm²)	**β**	**A (cm²)**	**Aadopt (cm²)**
Escalier type 1	En travée	24.180	0.075	oui	0	0.960	2.631	3HA12=3.39
	En appuis	48.360	0.150	oui	0	0.912	5.540	6HA12=6.78
Escalier type 2	En travée	11.850	0.036	oui	0	0.982	1.26	3HA12=3.39
	En appuis	23.701	0.073	oui	0	0.962	2.574	3HA12=3.39

III.3.7.3.A) Condition de non fragilité : [2]

$A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

Tableau III.39 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

		A (cm²)	**Amin (cm²)**	**A ≥ Amin**
Escalier type 1	En travée	3.39	0.9	Oui
	En appuis	6.03	0.9	Oui
Escalier type 2	En travée	2.35	0.9	Oui
	En appuis	3.39	0.9	Oui

III.3.7.3.B) Vérification de l'effort tranchant : [1]

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = Min\left\{0{,}2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\ MPa\right\}$

Tableau III.40 : Vérification de l'effort tranchant

	Vu (kN)	**τu (MPa)**	**$\overline{\tau}$u (MPa)**	**τu ≤ $\overline{\tau}$u**
Escalier type 1	93.601	1.134	3.330	Oui
Escalier type 2	59.501	0.721	3.330	Oui

III.3.7.3.C) Vérification de compression dans la bielle de béton: [2]

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right).b.a$$

$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\,0.9d\right] = \text{Min}\left[25.5\text{ cm}\,;\,24.75\text{ cm}\right] = 24.75\text{ cm}$

Tableau III.41 : Vérification de compression dans la bielle de béton

	V_u (kN)	0.4.b.a. (f_{c28}/1.5) (kN)	$V_u \leq$ 0.4.b.a(f_{c28}/1.5)
Escalier type 1	93.601	495	Oui
Escalier type 2	59.501	495	Oui

III.3.7.3.D) Vérification au voisinage de l'appui: [1]

$$\frac{2V_u}{b.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \text{ …….. [I]}$$

$$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} \text{ …… [II]}$$

Tableau III.42 : Vérification au voisinage de l'appui

	2. V_u/ b.a	0.8. f_{c28} /γ_s	[I]	A	$\gamma_s.V_u/f_e$	[II]
Escalier type 1	2.521	17.931	C.V	6.030	2.691	C.V
Escalier type 2	1.602	17.931	C.V	3.390	1.710	C.V

III.3.7.3.E) Armatures transversales:

Pour les deux types des escaliers on a :

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.85\,\text{cm};\ \varphi_{l,1} = 12\,\text{mm};\ \varphi_{l,2} = 16\,\text{mm};\frac{b_0}{10} = 2.5\,\text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 0.85\,\text{cm}$$

On a $A_t = a_t.n_t$ avec $a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,\text{cm}^2$; et $n_t = 4$

Donc on adoptera: $A_t = 4\ T\ 8 = 2.01\ \text{cm}^2$.

- ✓ **Vérification du R.P.A 99 version 2003:**

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \leq \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\,\text{cm};12\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\,\text{cm} & \text{(zone nodale)}\\ \overline{S}_t = 15\,\text{cm} & \text{(zone courante)}\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 5\,\text{cm} & \text{(zone nodale)}\\ S_t = 15\,\text{cm} & \text{(zone courante)}\end{cases}$

On a $A_t = 1\ cm^2$.

$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.375\,cm^2$

$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 \times (15) \times (25) = 1.12 cm^2$

$S_t < \overline{S}_t$ Pour les deux zones

Pour la zone courante A < A_{min} , donc on retiendra A_t = 3 T 8 = 1.5 cm².

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

1- $\dfrac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \dfrac{\gamma_s \left(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k\right)}{0.9. f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ **[2]**

Avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\dfrac{1.5 \times 10^2}{250 \times 50} = 0.012 \geq \dfrac{1.15(0.53 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -3.19.10^{-4}$

Zone courante: $\dfrac{1.5 \times 10^2}{250 \times 150} = 0.004 \geq \dfrac{1.15(0.53 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -3.19.10^{-4}$

2- $A_t \geq A_{min} = \dfrac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ **[2]**

Zone nodale: $A_t = 1.5\ cm^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4 \times 250 \times 50}{400} = 0.125\ cm^2$

Zone courante: $A_t = 1.5\ cm^2 \geq A_{min} = \dfrac{0.4 \times 250 \times 150}{400} = 0.375\ cm^2$

III.3.7.3.F) Vérification A l'ELS :

Tableau III.43 : Vérification à l'ELS

	Escalier type 01		**Escalier type 02**	
	En travée	**En appuis**	**En travée**	**En appuis**
A (cm²)	3.390	6.030	2.350	3.390
M_{ser} (Mpa)	17.500	35.000	8.735	17.470
Y (cm)	8.108	10.210	6.949	8.108
I_G (cm^4)	2.445 x10^4	3.768 x10^4	1.824 x10^4	2.445 x10^4
k	0.071	0.092	0.048	0.071
σ_b (MPa)	5.756	9.393	3.335	5.756
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	15	15	15
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Oui	Oui	Oui	Oui

III.3.7.3.G) Vérification de la flèche: [2]

1) Etage courant :

Les conditions suivantes:

$$\begin{cases} 1\text{-} \quad \dfrac{h}{L} = \dfrac{0.3}{3.1} = 0.096 \geq \dfrac{1}{16} = 0.0625 & \text{(C.V)} \\ 2\text{-} \quad \dfrac{h}{L} = 0.096 \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_x} = 0.033 & \text{(C.V)} \\ 3\text{-} \quad \dfrac{A}{b.d} = \dfrac{3.39}{30 \times 27.5} = 0.0041 \leq \dfrac{4.2}{f_e} = 0.0105 & \text{(C.V)} \end{cases}$$

2) Escalier incliné :

$$\begin{cases} 1\text{-} \quad \dfrac{h}{L} = \dfrac{0.3}{2.39} = 0.125 \geq \dfrac{1}{16} = 0.0625 & \text{(C.V)} \\ 2\text{-} \quad \dfrac{h}{L} = 0.125 \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_x} = 0.033 & \text{(C.V)} \\ 3\text{-} \quad \dfrac{A}{b.d} = \dfrac{2.35}{30 \times 27.5} = 0.0028 \leq \dfrac{4.2}{f_e} = 0.0105 & \text{(C.V)} \end{cases}$$

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

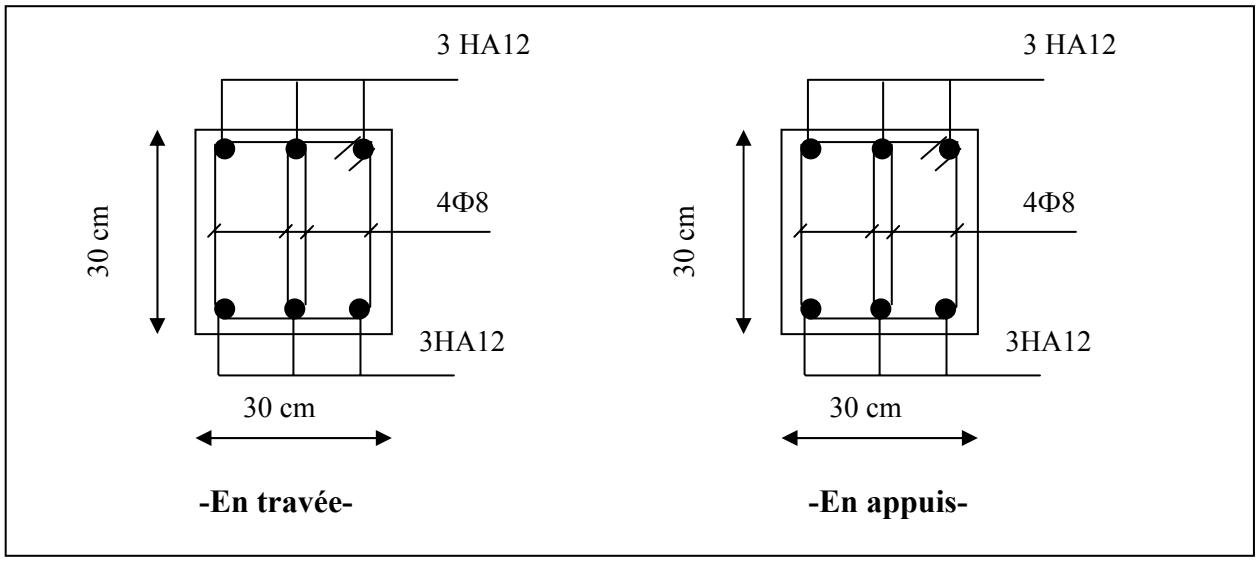


Figure III.32: Ferraillage de la poutre palière d'escalier type 1

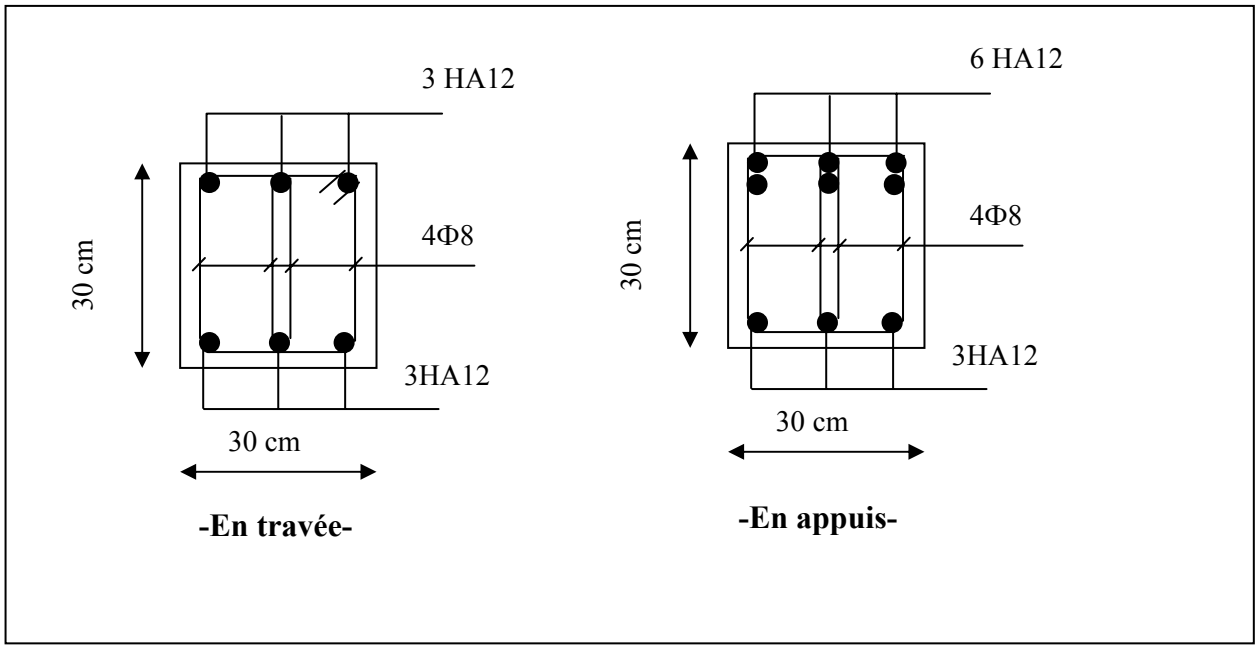


Figure III.33: Ferraillage de la poutre palière d'escalier type 2.

III.4) Les dalles pleines :

III.4.1) Définition :

Les dalles pleines sont des éléments plans et d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Pour notre structure on a trois types de dalles pleines: forme irrégulière (triangle, trapèze), forme régulière (rectangle).

III.4.2) Méthode de calcul:

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines:

- ✓ La méthode forfaitaire: la plus utilisée aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et si les conditions suivantes sont applicables :
  - Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
  - Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
  - La fissuration est considérée comme peu nuisible
- ✓ La méthode des lignes de rupture: utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures, c'est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Dans notre cas on utilise pour les formes irrégulières (triangle, trapèze) la méthode des lignes de rupture. Et aussi pour la dalle rectangulaire car le rapport des portées successives inférieur à 0.8.

III.4.3) Hypothèses de calcul :

Pour pouvoir déterminer les fissures (lignes de rupture) dans la dalle, on se base sur les hypothèses de calcules suivantes :

1/ la ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides et elles sont supposées rester planes après déformation.

2/ les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.

3/ la ligne de rupture entre 2 régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

4/ l'axe de rotation se trouve toujours le long du support (appuis).

5/ on schématise :

*un coté libre par trait continu.

*un appui simple par un trait continu contenant des hachures.

*un encastrement par un trait continu contenant des doubles hachures.

6/ on appelle :

* ligne de rupture(+) la fissure provoquée par un moment (+).

* ligne de rupture(-) la fissure provoquée par un moment (-).

7/ - La ligne de rupture(+) est schématisée par un trait continu de zigzag.

-La ligne de rupture(-) est schématisée par un trait discontinu.

III.4.4) Principe de calcul :

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que *:* $\sum$ *travaux=0.*

Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (Text) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (Tint) qui est le produit du moment et la rotation (θ).

a.) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle,de la flèche maximale.

Text = P. f (cas d'une charge concentrée).

Text=$\iint$ q .y. ds = q .S. f (cas d'une charge répartie).

Avec:

- **P** : Charge totale
- **S** : Surface de répartition de la charge.
- **f** : flèche du centre de gravité de S.

b.) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

Tint= M. L .θ

Avec :

- **M** : Moment de flexion.
- **L** : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- **θ** : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser : $\sum T_{ext} = \sum T_{int}$

III.4.5) Calcul par la méthode des lignes de rupture :

Après avoir vérifié toutes les conditions des dalles pleines (chapitre II) on adopte:

$e_p = 15\ cm$ pour toutes les formes des dalles.

III.4.5.1) Dalle trapézoïdale :

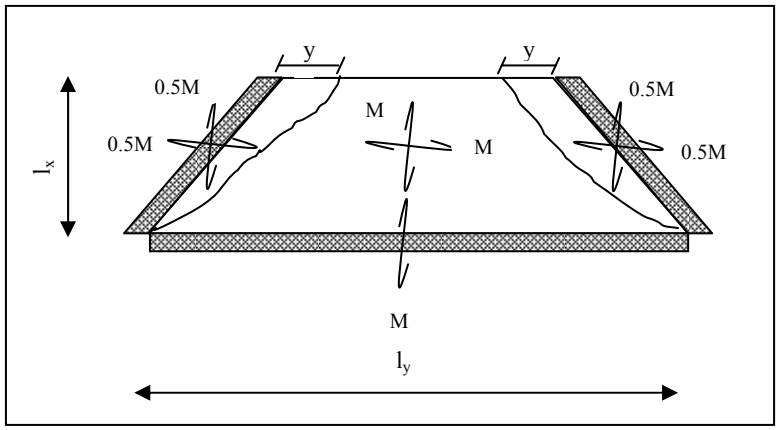


Figure III.34 : Dalle pleine trapézoïdale encastrée sur 3 cotés.

III.4.5.1.A) Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III.44 : Détermination des chargements de la dalle trapézoïdale

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	Pu (kN/m²)	Pser (kN/m²)
8.37	1	12.8	9.37

a) Travail externe :

T_{ext} =q.S.f et on a :

Déplacement de CG pour le triangle (f/3) ; pour le rectangle (f/2)

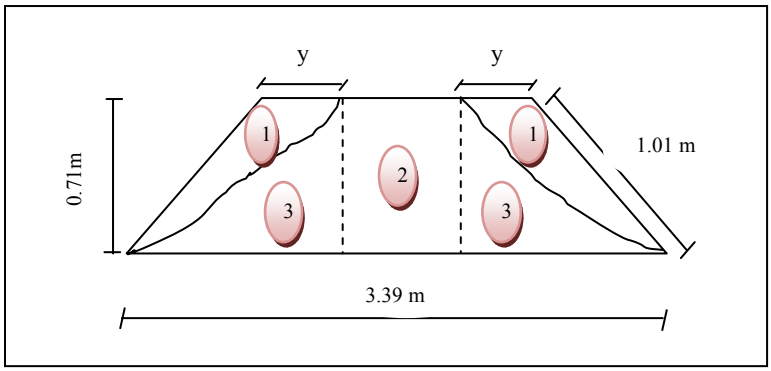


Figure III.35 : schéma de calcul du travail externe.

$$T_{ext} = 2.T^{1}_{ext} + T^{2}_{ext} + 2.T^{3}_{ext}$$

$$T^{1}_{ext} = q.f.\ [0.12y]$$

$$T^{2}_{ext} = q.f.\ [-0.71y + 0.7]$$

$$T^{3}_{ext} = q.f.\ [0.12y + 0.08]$$

$$T_{ext} = q.f.\ [-0.23y + 0.86]$$

b) Travail interne :

$$T_{int} = M.l.\theta$$

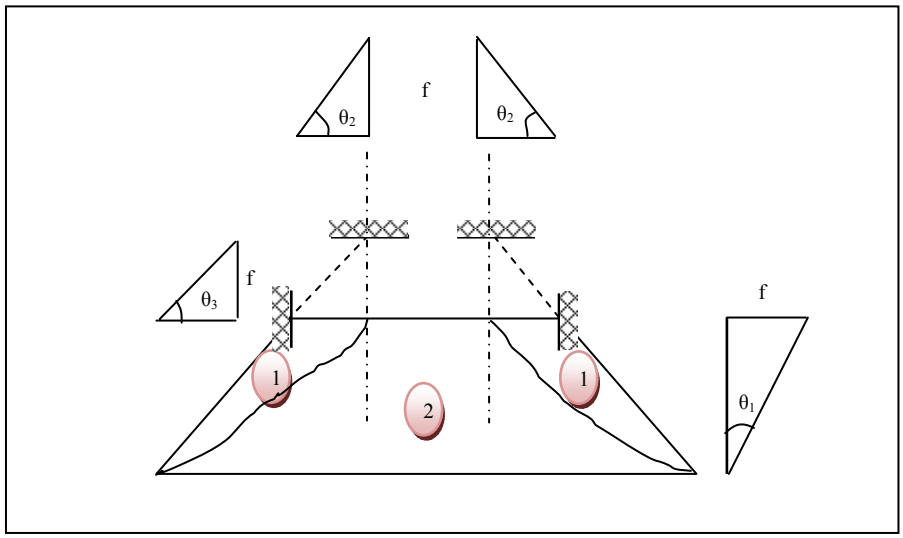


Figure III.36 : schéma de calcul du travail interne.

$$T_{int} = 2.T^{1}_{int} + T^{2}_{int}$$

$$T^{1}_{int} = M.f.\ [2.13/y + 1]$$

$$T^{2}_{int} = M.f.\ [2.81y + 6.77]$$

$$T_{int} = M.f\left[\frac{2.81y^2 + 8.77y + 4.26}{y}\right]$$

D'après le Principe du travail virtuel $\mathbf{T_{ext} = T_{int}}$

On trouve :

$$q = \left[\frac{2.81y^2 + 8.77y + 4.26}{-0.23y^2 + 0.86y}\right] M$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " x ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 4.43y^2 + 1.96y - 3.66 = 0 \Rightarrow y = 0.714m$$

On remplace " y " on trouve: ***M= 0.714q***

Tableau III.45 : détermination des moments dans les 2 sens à l'ElU, ELS

M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	Sens « x »		Sens « y »	
0.530	0.390	$M_{t,u}$ (kN.m)	0.530	$M_{t,u}$ (kN.m)	0.530
		$M_{a,u}$ (kN.m)	0.530	$M_{a,u}$ (kN.m)	0.265
		$M_{t,ser}$ (kN.m)	0.390	$M_{t,ser}$ (kN.m)	0.390
		$M_{a,ser}$ (kN.m)	0.390	$M_{a,ser}$ (kN.m)	0.195

III.4.5.2) Dalle triangulaire :

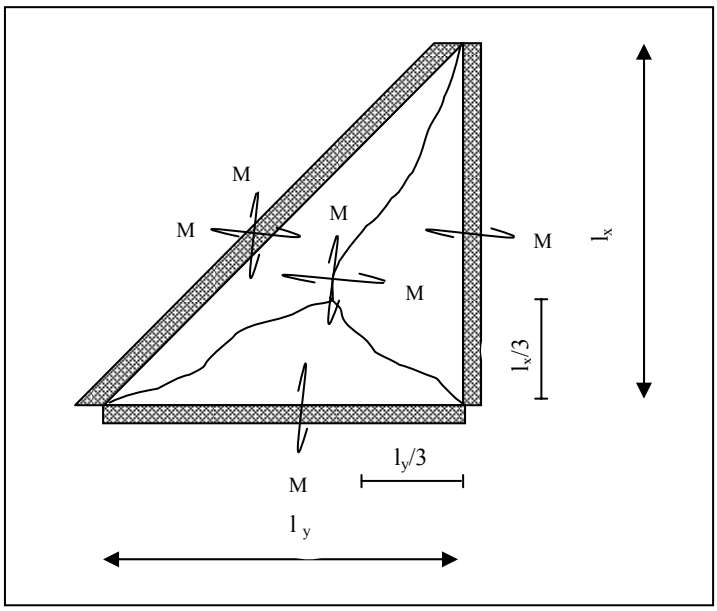


Figure III.37 : Dalle pleine triangulaire encastrée sur 3 cotés.

III.4.5.2.A) Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III.46 : Détermination des chargements de la dalle « triangulaire »

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	Pu (kN/m²)	Pser (kN/m²)
6.95	5	16.88	11.95

a) Travail externe :

T_{ext} =q.S.f et on a

$$T_{ext} = 2.T_{ext}^{1} + T_{ext}^{2}$$

$$T_{ext} = 2.q.S_1 \frac{f}{3} + q.S_2 \frac{f}{3} = q.(2.S_1 + S_2)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext} = q.((2.70x2.70)/2)\frac{f}{3}$$

$$T_{ext} = q.f.\ [1.215]$$

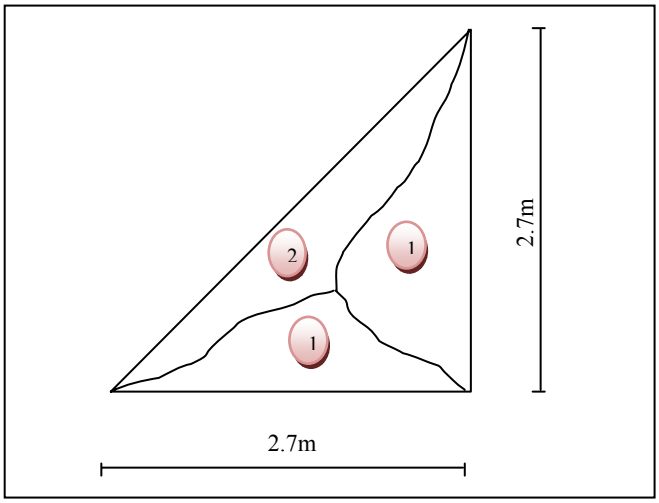


Figure III.38 : schéma de calcul du travail externe.

1) **Travail interne :**

$T_{int} = M.l.\theta$

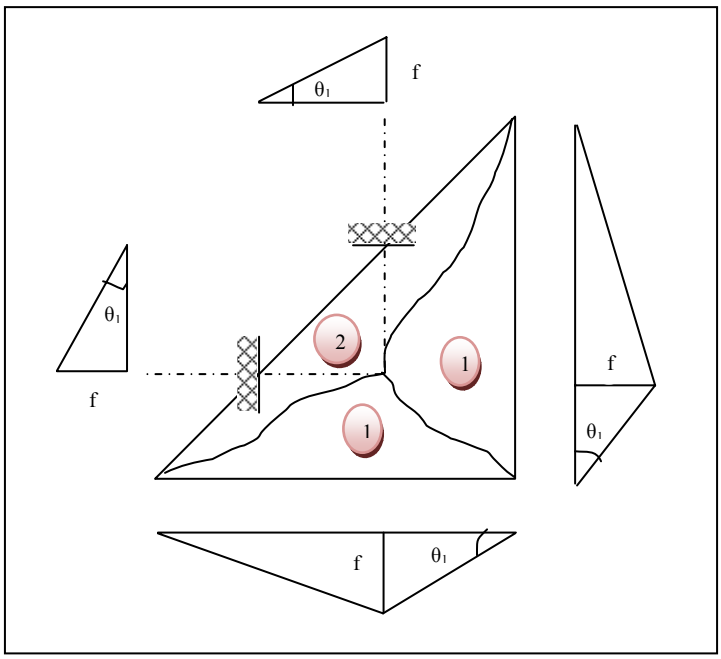


Figure III.39 : schéma de calcul du travail interne.

$$T_{int} = 2.T^{1}_{int} + T^{2}_{int}$$

T^{1}_{int} = M.f. [6]

T^{2}_{int} = M.f. [12]

T_{int} = M.f. [24]

D'après le Principe du travail virtuel $\mathbf{T_{ext} = T_{int}}$

On trouve :

M = 0.05q

Tableau III.47: détermination des moments dans les 2 sens à l'ElU, ELS

M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	Sens « x »		Sens « y »	
0.85	0.60	$M_{t,u}$ (kN.m)	0.850	$M_{t,u}$ (kN.m)	0.850
		$M_{a,u}$ (kN.m)	0.850	$M_{a,u}$ (kN.m)	0.850
		$M_{t,ser}$ (kN.m)	0.600	$M_{t,ser}$ (kN.m)	0.600
		$M_{a,ser}$ (kN.m)	0.600	$M_{a,ser}$ (kN.m)	0.600

III.4.5.3) Dalle rectangulaire :

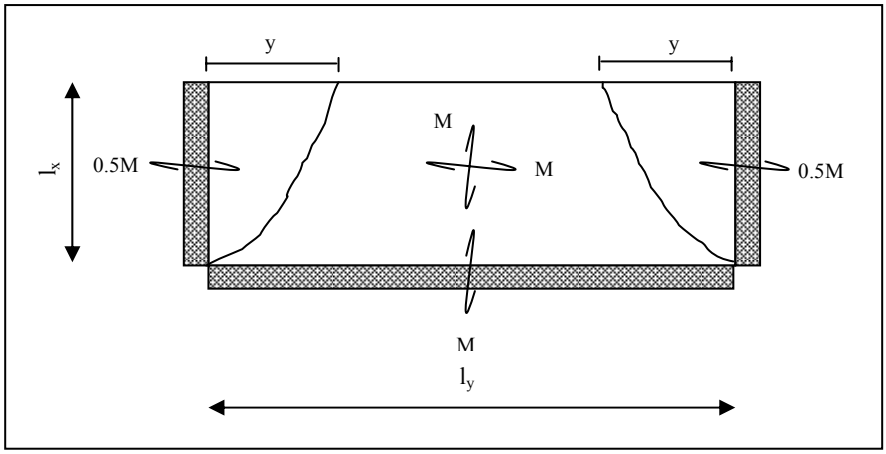


Figure III.40 : Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 3 cotés.

III.4.5.3.A) Evaluation des charges et surcharges:

Tableau III.48 : Détermination des chargements de la dalle rectangulaire

G (kN/m²)	Q (kN/m²)	Pu (kN/m²)	Pser (kN/m²)
8.37	1	12.8	9.37

a) Travail externe :

T_{ext} =q.S.f et on

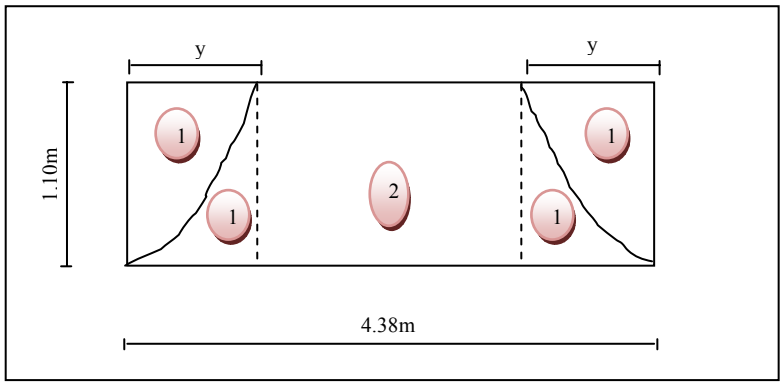


Figure III.41: schéma de calcul du travail externe.

$$T_{ext} = 4.T^{1}_{ext} + T^{2}_{ext}$$

$$T^{1}_{ext} = q.f.\ [0.18y]$$

$$T^{2}_{ext} = q.f.\ [-1.1y + 2.41]$$

$$T_{ext} = q.f.\ [-0.38y + 2.41]$$

b) Travail interne :

$$T_{int} = M.l.\theta$$

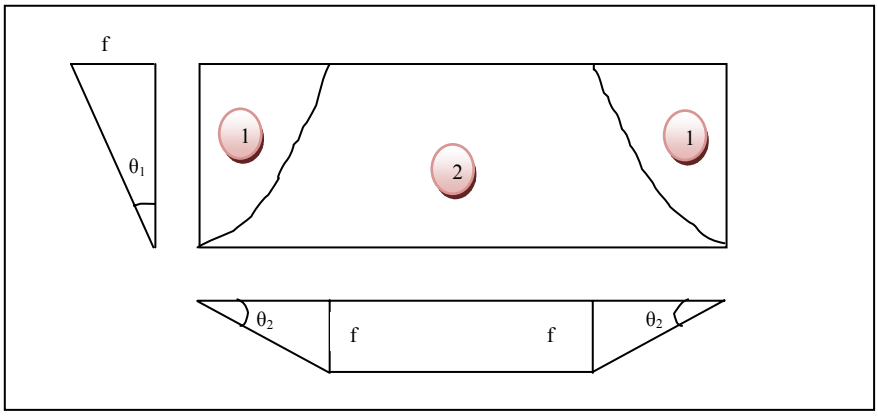


Figure III.42 : schéma de calcul du travail interne.

$$T_{int} = 2.T^{1}_{int} + T^{2}_{int}$$

$$T^{1}_{int} = M.f.\ [1.65/y]$$

$$T^{2}_{int} = M.f.\ [1.82y + 3.98]$$

$$T_{int} = M.f\left[\frac{1.82y^2 + 3.98y + 3.3}{y}\right]$$

D'après le Principe du travail virtuel $\mathbf{T_{ext} = T_{int}}$

On trouve :

$$q = \left[\frac{1.82y^2 + 3.98y + 3.3}{-0.38y^2 + 2.41y}\right]M$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " x ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 5.89y^2 + 2.51y - 7.95 = 0 \Rightarrow y = 0.97m$$

On remplace " y " on trouve: ***M= 0.97q***

Tableau III.49: détermination des moments dans les 2 sens à l'ElU, ELS

M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	Sens « x »		Sens « y »	
2.860	2.090	$M_{t,u}$ (kN.m)	2.860	$M_{t,u}$ (kN.m)	2.860
		$M_{a,u}$ (kN.m)	2.860	$M_{a,u}$ (kN.m)	1.430
		$M_{t,ser}$ (kN.m)	2.090	$M_{t,ser}$ (kN.m)	2.090
		$M_{a,ser}$ (kN.m)	2.090	$M_{a,ser}$ (kN.m)	1.045

III.4.6) Calcul du ferraillage:

On fait le calcul sur une bande de 1 ml ; la fissuration est préjudiciable

Tableau III.50 : les données

Béton	f_{c28}= 25 MPa	f_{t28}= 2.1 MPa	σ_b= 14.2 MPa	γ_b=1.5
	b= 30cm	**h** =15 cm	**c** = **c'**= 2 cm	
	d_x = 12.5 cm		d_y= 11.5 cm	
Acier	FeE400	f_e= *400* MPa	γ_s=1.5	σ_s= 348 MPa

Hauteur utile: $\begin{cases} d_x = 15 - 2 - \frac{1}{2} = 12.5\,\text{cm} \\ d_y = 12.5 - \frac{1+1}{2} = 11.5\,\text{cm} \end{cases}$ avec : $\varphi_{x,y} \le 15\,\text{mm}$ *on adopte* $\varphi_{x,y} = 10mm$

- **Sens (x-x) :**

Tableau III.51 : Calcul des sections d'acier de la poutre sens (x-x)

		Mu (kN.m)	**μ**	**μ ≤ μl**	**A'** (cm²)	**β**	**A** (cm²)	**Aadopt** (cm²)
Dalle trapézoïdale	En travée	0.530	0.002	oui	0	0.999	0.121	4HA10=3.14
	En appuis	0.530	0.002	oui	0	0.999	0.121	4HA10=3.14
Dalle triangulaire	En travée	0.850	0.004	oui	0	0.998	0.195	4HA10=3.14
	En appuis	0.850	0.004	oui	0	0.998	0.195	4HA10=3.14
Dalle rectangulaire	En travée	2.860	0.012	oui	0	0.994	0.661	4HA10=3.14
	En appuis	2.860	0.012	oui	0	0.994	0.661	4HA10=3.14

- **Sens (y-y) :**

Tableau III.52 : Calcul des sections d'acier de la poutre sens (y-y)

		Mu (kN.m)	**μ**	**μ ≤ μl**	**A'** (cm²)	**β**	**A** (cm²)	**Aadopt** (cm²)
Dalle trapézoïdale	En travée	0.530	0.002	oui	0	0.999	0.132	4HA10=3.14
	En appuis	0.265	0.002	oui	0	0.999	0.006	4HA10=3.14
Dalle triangulaire	En travée	0.850	0.004	oui	0	0.998	0.212	4HA10=3.14
	En appuis	0.850	0.004	oui	0	0.998	0.212	4HA10=3.14
Dalle rectangulaire	En travée	2.860	0.020	oui	0	0.990	0.721	4HA10=3.14
	En appuis	1.430	0.008	oui	0	0.996	0.358	4HA10=3.14

III.4.6.1) Condition de non fragilité: [1] $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- **Sens (x-x)**

Tableau III.53 : vérification de section d'acier des dalles pleines sens (x-x)

		A (cm^2)	**A_{min} (cm^2)**	**$A \geq A_{min}$**
Dalle trapézoïdale	En travée	3.14	1.5	Oui
	En appuis	3.14	1.5	Oui
Dalle triangulaire	En travée	3.14	1.5	Oui
	En appuis	3.14	1.5	Oui
Dalle rectangulaire	En travée	3.14	1.5	Oui
	En appuis	3.14	1.5	Oui

- **Sens (y-y) :**

Tableau III.54 : vérification de section d'acier des dalles pleines sens (y-y)

		A (cm^2)	**A_{min} (cm^2)**	**$A \geq A_{min}$**
Dalle trapézoïdale	En travée	3.14	1.5	Oui
	En appuis	3.14	1.5	Oui
Dalle triangulaire	En travée	3.14	1.5	Oui
	En appuis	3.14	1.5	Oui
Dalle rectangulaire	En travée	3.14	1.5	Oui
	En appuis	3.14	1.5	Oui

III.4.6.2) Condition d'espacement:

$S_t \leq \overline{S_t} = \text{Min}[3h = 36\text{ cm}, 33\text{ cm}] = 33\text{ cm}$

Tableau III.55 : vérification de l'espacement

		Sens (x-x)		**Sens (y-y)**		$S_t \leq \overline{S_t}$
		S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	S_t (cm)	$\overline{S_t}$ (cm)	
Dalle trapézoïdale	En travée	25	33	25	33	Oui
	En appuis	25	33	25	33	Oui
Dalle triangulaire	En travée	25	33	25	33	Oui
	En appuis	25	33	25	33	Oui
Dalle rectangulaire	En travée	25	33	25	33	Oui
	En appuis	25	33	25	33	Oui

III.4.6.3) Vérification de l'effort tranchant : [2]

- **Sens (x-x) :**

On doit vérifier : $\tau_{u,x} = \frac{V_{u,x}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5}$

Avec $V_{u,x} = \frac{P.L_x.L_y}{2L_y + L_x}$

Tableau III.56 : Vérification de l'effort tranchant sens (x-x)

	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$
Dalle trapézoïdale	4.110	0.032	1.160	Oui
Dalle triangulaire	15.192	0.121	1.160	Oui
Dalle rectangulaire	6.250	0.050	1.160	Oui

- **Sens (y-y)**

On doit vérifier : $\tau_{u,y} = \frac{V_{u,y}}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = 0.07\frac{f_{c28}}{1.5}$

$$V_{u,y} = \frac{P.L_x.L_y}{3.L_y}$$

Avec

Tableau III.57 : Vérification de l'effort tranchant sens (y-y)

	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$
Dalle trapézoïdale	3.030	0.026	1.160	Oui
Dalle triangulaire	15.192	0.132	1.160	Oui
Dalle rectangulaire	4.693	0.040	1.160	Oui

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul peut équilibrer l'effort tranchant.

III.4.6.4) Vérification à l'E.L.S: [2]

La fissuration est considéré préjudiciable.

$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\left[\frac{2.fe}{3}; 110\sqrt{1.6xf_{t,j}}\right]$; avec $f_{t,j} = 0.6 + 0.06xf_{c28}$

- **Sens (x-x) :**

Tableau III.58 : Vérification à l'ELS sens (x-x)

	Dalle trapézoïdale		Dalle triangulaire		Dalle rectangulaire	
	En travée	**En appuis**	**En travée**	**En appuis**	**En travée**	**En appuis**
A (cm²)	3.140	3.140	3.140	3.140	3.140	3.140
M_{ser} (Mpa)	0.390	0.390	0.600	0.600	2.090	2.090
Y (cm)	3	3	3	3	3	3
I_G (cm^4)	$5.15x10^3$	$5.15x10^3$	$5.15x10^3$	$5.15x10^3$	$5.15x10^3$	$5.15x10^3$
k	0.007	0.007	0.011	0.011	0.040	0.040
σ_b (MPa)	0.210	0.210	0.330	0.330	1.200	1.200
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
σ_s (MPa)	9.975	9.975	15.675	15.675	57	57
$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	202	202	202	202	202	202
$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

- **Sens (y-y) :**

Tableau III.59 : Vérification à l'ELS sens (y-y)

	Dalle trapézoïdale		Dalle triangulaire		Dalle rectangulaire	
	En travée	**En appuis**	**En travée**	**En appuis**	**En travée**	**En appuis**
A (cm²)	3.140	3.140	3.140	3.140	3.140	3.140
M_{ser} (Mpa)	0.390	0.195	0.600	0.600	2.090	1.045
Y (cm)	2.850	2.850	2.850	2.850	2.850	2.850
I_G (cm^4)	$4.29x10^3$	$4.29x10^3$	$4.29x10^3$	$4.29x10^3$	$4.29x10^3$	$4.29x10^3$
k	0.009	0.0045	0.014	0.014	0.048	0.024
σ_b (MPa)	0.256	0.114	0.399	0.399	1.368	0.684
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
σ_s (MPa)	11.677	5.838	18.165	18.165	62.280	62.280
$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	202	202	202	202	202	202
$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui

III.4.6.5) Vérifications préliminaires de la flèche : [2]

1.) Sens (x-x) :

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps.

Suivant L_x:

A) Trapèze :

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{0.71} = 0.21 \geq \frac{1}{27} + \frac{1}{35} = 0.065$ (C.V)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.21 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.05$ (C.V)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (C.V)

Donc il n'est pas nécessaire de passer au calcul de flèche.

B) Triangle :

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{2.70} = 0.055 \geq \frac{1}{27} + \frac{1}{35} = 0.0625$ (C.N.V)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.055 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.05$ (C.V)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (C.V)

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

C) Rectangle :

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1.10} = 0.136 \geq \frac{1}{27} + \frac{1}{35} = 0.0625$ (C.V)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.136 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_x} = 0.05$ (C.V)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (C.V)

Donc il n'est pas nécessaire de passer au calcul de flèche.

- **Calcul de la flèche: [1] (*Triangle)***

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.60 : Calcul de la flèche de la dalle pleine (Triangle) suivant L_x

A (cm²)	M (kN.m)	ρ	β	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v
3.140	0.600	$2.51\text{x}10^{-3}$	0.920	16.620	8.400	3.360
μ	**y (cm)**	**I (cm^4)**	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**
0	7.652	$2.920\text{x}10^4$	$3.210\text{x}10^4$	$3.210\text{x}10^4$	0.042	0.120
		Δf (mm)	**f_{adm} (mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**		
		0.078	5.4	Oui		

2.) Sens (y-y) :

Suivant L_y:

A) Trapèze :

1- $\frac{h}{L_y} = \frac{0.15}{3.39} = 0.044 \geq \frac{1}{27} + \frac{1}{35} = 0.065$ (C.N.V)

2- $\frac{h}{L_Y} = 0.044 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_y} = 0.05$ (C.N.V)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100 \times 11.5} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (C.V)

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

B) Triangle :

1- $\frac{h}{L_y} = \frac{0.15}{2.70} = 0.055 \geq \frac{1}{27} + \frac{1}{35} = 0.0625$ (C.N.V)

2- $\frac{h}{L_y} = 0.055 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_y} = 0.05$ (C.V)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100 \times 11.5} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (C.V)

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

C) Rectangle :

1- $\frac{h}{L_y} = \frac{0.15}{4.38} = 0.034 \geq \frac{1}{27} + \frac{1}{35} = 0.0625$ (C.N.V)

2- $\frac{h}{L_y} = 0.034 \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_y} = 0.05$ (C.N.V)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{3.14}{100\times11.5} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ (C.V)

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut passer au calcul détaillé de la flèche.

Tableau III.61 : Calcul de la flèche des dalles pleines suivant L_y

	Trapèze	***Triangle***	***Rectangle***
ρ	$2.7x10^{-3}$	$2.7x10^{-3}$	$2.7x10^{-3}$
β	0.915	0.915	0.915
σ_s (MPa)	11.800	18.159	63.255
μ	0	0	0
λ_i (MPa)	7.770	7.770	7.770
λ_v (MPa)	3.108	3.108	3.108
y (cm)	7.620	7.620	7.620
I_0 (cm^4)	$2.880\ x10^4$	$2.880x10^4$	$2.880x10^4$
I_{fi} (cm^4)	$3.168\ x10^4$	$3.168\ x10^4$	$3.168\ x10^4$
I_{fv} (cm^4)	$3.168\ x10^4$	$3.168\ x10^4$	$3.168\ x10^4$
f_v (mm)	3.390	0.128	1.180
f_i (mm)	1.333	0.042	0.393
Δf (mm)	2.660	0.086	0.787
$\overline{f}$ (mm)	6.780	5.400	8.760
$\Delta f < \overline{f}$	Oui	Oui	Oui

Chapitre IV :
Etude Dynamique

IV.1) Introduction :

Le but d'un calcul dynamique est de déterminer les caractéristiques du comportement dynamique de la structure : périodes et modes de vibration. Ce qui permettra par la suite la détermination de la Fréquence ou le déplacement de la structure soumit à un chargement dynamique (séisme). De tel façon prémunir notre structure aux risques sismiques.

IV.2) Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1) Centre de masse :

C'est le point d'application de toutes les forces d'inerties situées dans le plan horizontale, le centre de masse (gravité) est repéré dans un système d'axe convenablement choisit dans sa position.

L'analyse de notre ossature sera menée moyennant le logiciel ROBOT 2010 qui est un ensemble de programme de calcul de structure basé sur l'application de la méthode des éléments finis.

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux). Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum Wi*Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- $\mathbf{W_i}$: Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- $\mathbf{X_i}$ et $\mathbf{Y_i}$: Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- $\mathbf{X_G}$ et $\mathbf{Y_G}$: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

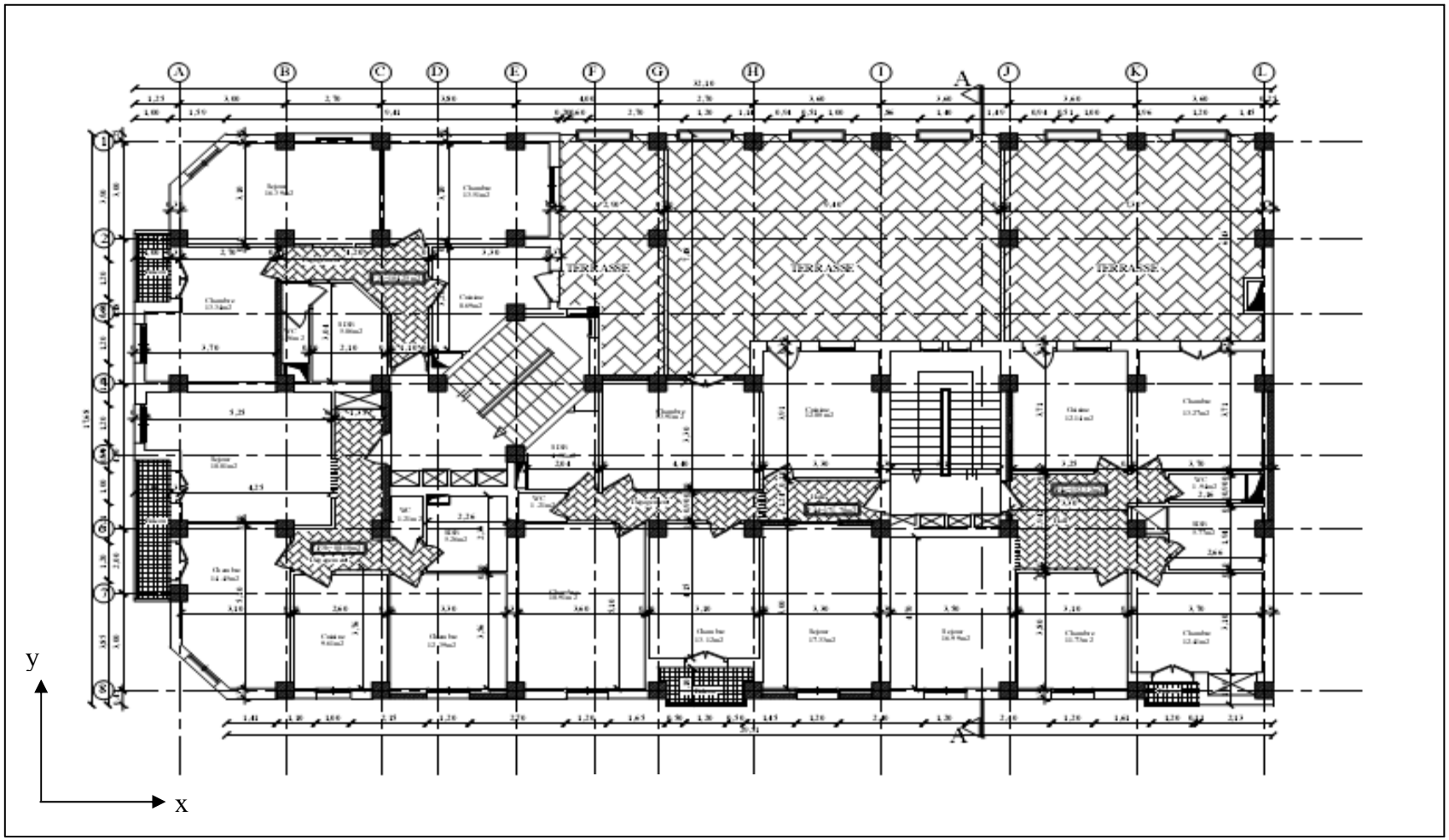


Figure IV.1 : disposition des voiles

Le tableau suivant montre les valeurs de masse et de centre de masse de chaque niveau de structure :

Tableau IV.1 : Calcul du centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
+28.8	1659.66	21973.92	11501.45	13.24	6.93
+25.6	1654.82	21909.88	11451.39	13.24	6.92
+22.4	1654.82	21909.88	11451.39	13.24	6.92
+19.2	1790.89	23639.87	12410.93	13.20	6.93
+16	1790.89	23639.87	12410.93	13.20	6.93
+12.8	1790.89	23639.87	12410.93	13.20	6.93
+9.6	1942.98	25589.07	13484.29	13.17	6.94
+6.4	2454.85	36405.44	20866.23	14.83	8.50
+3.2	2434.52	36420.55	20644.80	14.96	8.48

IV.2.2) Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Avec :

- **a_n:** coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

- **I**: inertie totale du refend.
- **E**: module d'élasticité du matériau constituant le refend.
- **m**: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

- **I_i** : moment d'inertie des trumeaux.
- **A_i** : aire des éléments du refend.
- **2c**: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.
- **a** : demi-portée de l'ouverture.
- $\alpha = w.H_0$ (Coefficient des monolithismes des voiles).
- **H_0**: hauteur totale du refend.

$$\begin{cases} w^2 = \dfrac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3}.H}: & \text{Voile à une seule file d'ouverture.} \\ w^2 = \dfrac{G}{3I.H}\left[2\left(\dfrac{ic^2}{a^3}\right)\right]: & \text{Voile à une deux d'ouvertures.} \end{cases}$$

- **H**: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha,\xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha,\xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha} \qquad \text{Si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \dfrac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\,(\alpha,\xi) = \frac{1}{3}\left(2 - 3\xi + \xi^3\right) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha.\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

- **Remarque:**

Si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

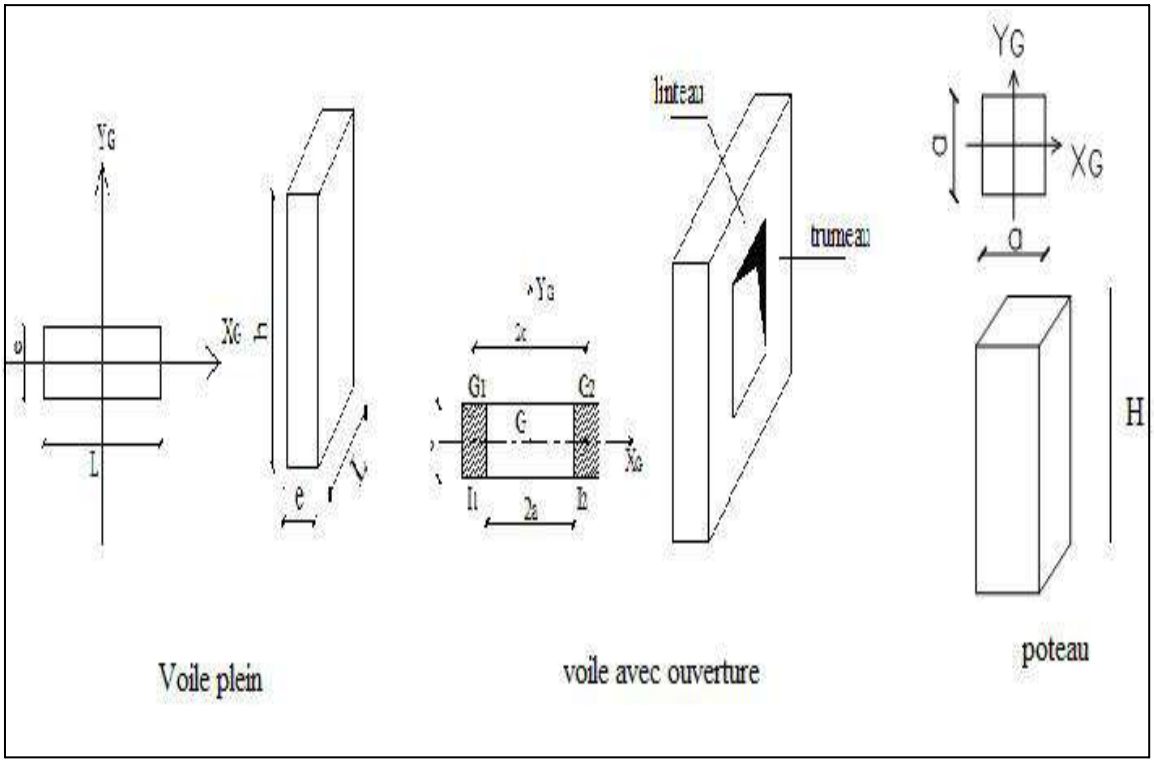


Figure IV.2 : Inerties des voiles et des poteaux

Le tableau (IV.2) montre les valeurs du centre de torsion (x_{cj} , y_{cj}) de chaque niveau.

Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi}*X_i$	$\sum I_{Xi}*Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
+28.8	3989605.02	15060568.69	212805835.6	33233409.82	14.13	8.33
+25.6	3983581.20	15048793.93	212639458.2	33183231.40	14.13	8.33
+22.4	3983268.81	15048554.88	212636080.5	33180629.19	14.13	8.33
+19.2	4370640.41	16281469.31	229568717.3	36363728.21	14.10	8.32
+16	4370427.17	16281256.08	229565710.7	36361954.05	14.10	8.32
+12.8	4369852.72	16280629.77	229556879.8	36357174.63	14.10	8.32
+9.6	4801832.08	17657448.97	233431475.4	34957337.54	13.22	7.28
+6.4	7510494.07	22089852.09	350345054.1	55502551.18	15.86	7.39
+3.2	7472564.24	21567413.57	307335643.4	62694813.97	14.25	8.39

- ***Conclusion :***

Pour Notre bâtiment la forme est irrégulière, donc d'après le modèle autostable on a le risque de torsion d'axe vertical car le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité.

Pour diminuer ce risque et assurer une meilleure résistance au séisme on envisage la disposition de refends précédente en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement dans les deux directions en plan et dans les endroit adéquats, afin de respecter l'aspect architectural adopté d'un coté et afin de minimiser la torsion d'axe vertical de l'autre coté.

En plus nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

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

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

IV.2.3) Excentricité :

IV.2.3.1) Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = \left|X_T - X_G\right| \qquad ; \qquad E_Y = \left|Y_T - Y_G\right|$$

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	**X_G(m)**	**X_I(m)**	**$E_{x\ Théo}$ (m)**	**Y_G(m)**	**Y_I(m)**	**$E_{y\ Théo}$ (m)**
+28.8	13.24	14.13	0.89	6.93	8.33	1.40
+25.6	13.24	14.13	0.89	6.92	8.33	1.41
+22.4	13.24	14.13	0.89	6.92	8.33	1.41
+19.2	13.20	14.10	0.90	6.93	8.32	1.39
+16	13.20	14.10	0.90	6.93	8.32	1.39
+12.8	13.20	14.10	0.90	6.93	8.32	1.39
+9.6	13.17	13.22	0.05	6.94	7.28	0.34
+6.4	14.83	15.86	1.03	8.5	7.39	1.11
+3.2	14.96	14.25	0.71	8.48	8.39	0.09

IV.2.3.2) Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a 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 :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plan.

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	**L_x (m)**	**L_y (m)**	**E_x (m)**	**E_y (m)**
+28.8	31.85	16.98	1.59	0.85
+25.6	31.85	16.98	1.59	0.85
+22.4	31.85	16.98	1.59	0.85
+19.2	31.85	16.98	1.59	0.85
+16	31.85	16.98	1.59	0.85
+12.8	31.85	16.98	1.59	0.85
+9.6	31.85	16.98	1.59	0.85
+6.4	31.85	16.98	1.59	0.85
+3.2	30.6	16.98	1.53	0.85

IV.2.3.3) Effets de la torsion accidentelle : [1] ►► [Art 4.3.7] ◄◄

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

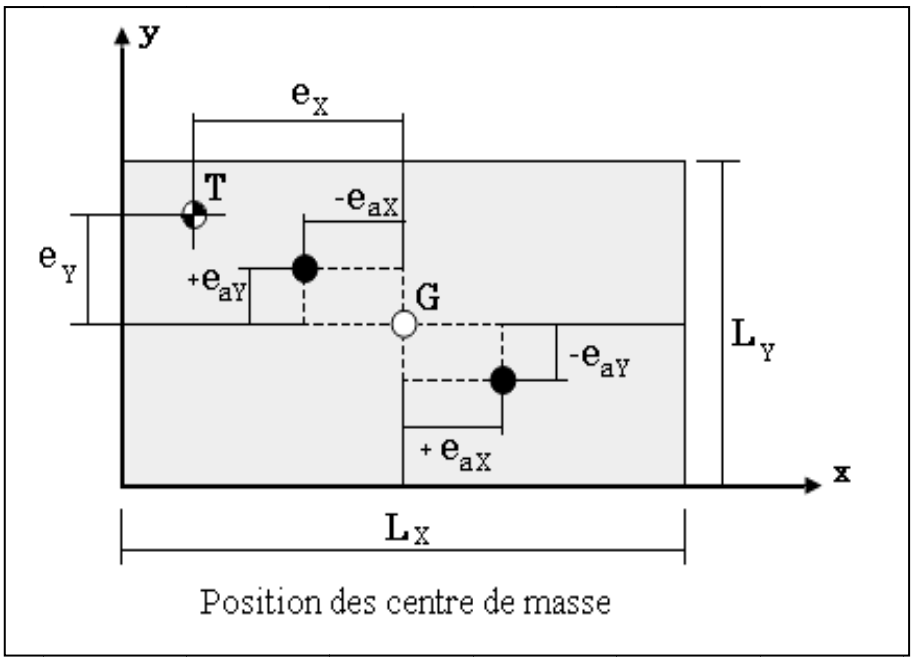


Figure VI.3 : Position des centres de masse

On pose :

$$(I)_x = E_{x,Théo} + E_{x,ACC} \quad , \quad (I)_y = E_{yThéo} + E_{y,ACC}$$

$$(II)_x = E_{x,Théo} - E_{x,ACC} \quad , \quad (II)_y = E_{yThéo} - E_{y\,ACC}$$

Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau(m)	$E_{x,théo}$	$E_{x,acc}$	$(I)_x$	$(II)_x$	$E_{y\,Théo}$	$E_{y\,ACC}$	$(I)_y$	$(II)_y$
+28.8	0.89	1.59	2.48	-0.70	1.40	0.85	2.25	0.55
+25.6	0.89	1.59	2.48	-0.70	1.41	0.85	2.26	0.56
+22.4	0.89	1.59	2.48	-0.70	1.41	0.85	2.26	0.56
+19.2	0.90	1.59	2.49	-0.69	1.39	0.85	2.24	0.54
+16	0.90	1.59	2.49	-0.69	1.39	0.85	2.24	0.54
+12.8	0.90	1.59	2.49	-0.69	1.39	0.85	2.24	0.54
+9.6	0.05	1.59	1.64	-1.54	0.34	0.85	1.19	-0.51
+6.4	1.03	1.59	2.62	-0.56	1.11	0.85	1.96	0.26
+3.2	0.71	1.53	2.24	-0.82	0.09	0.85	0.94	-0.76

IV.3) Choix de la méthode de calcul

IV.3.1) Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour la première méthode ; notre bloc étudié ne satisfaisait pas aux conditions de régularité en plan et en élévation, ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'ROBOT'.

IV.3.2) Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1) Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.3.2.2) Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3) Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

- **Coefficient d'accélération A : [1] ►► [Art 4.1] ◄◄**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,25.

- **facteur de correction d'amortissement η:**

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

$\xi = 7\ \%$ [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → $\eta = 0{,}882$

- **coefficient de comportement R : [1] ►► [Art 4.3] ◄◄**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99 v 2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- 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.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : **R = 5.**

- **facteur de qualité Q :** [1] ►► [Tab 4.4] ◄◄

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{q}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		Observé	**Valeur**	**Observé**	**Valeur**
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}20 = 1{,}20$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}20 = 1{,}20$$

- **Périodes caractéristiques :** [1] ►► [Tab 4.7] ◄◄

$$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{matrix}\right\} \text{site } S_3.$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes.

Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

Alors la réponse de notre système est indiquée dans la figure suivante :

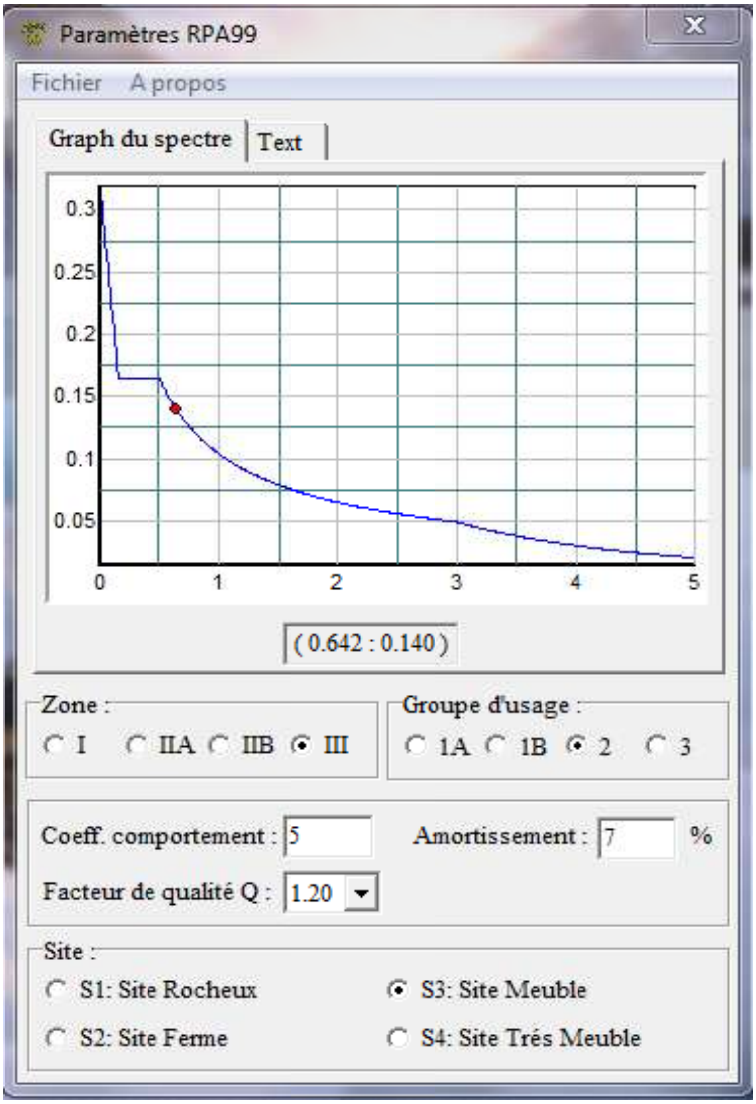


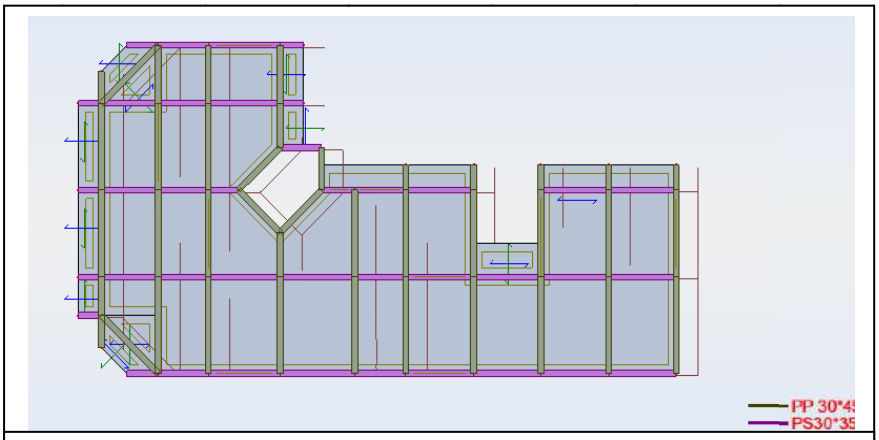
Figure IV.4: Spectre de réponse

IV.4) Résultats de l'analyse dynamique :

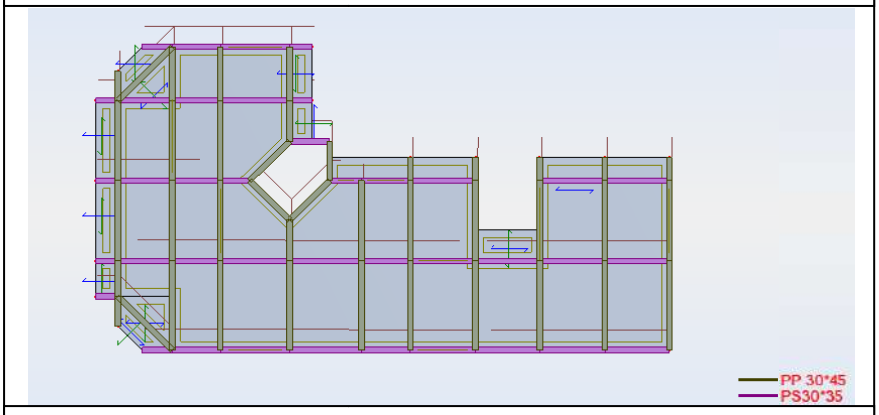
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 Version 2003 exige les vérifications suivantes :

- ✓ Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- ✓ Vérification de participation massique
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement
- ✓ Vérification de déplacement
- ✓ Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

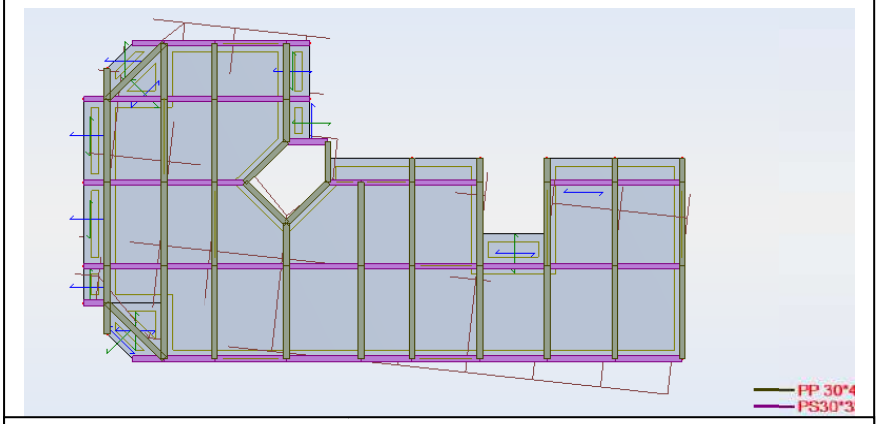
IV.4.1) Vérification de comportement :



Mode « 01 »

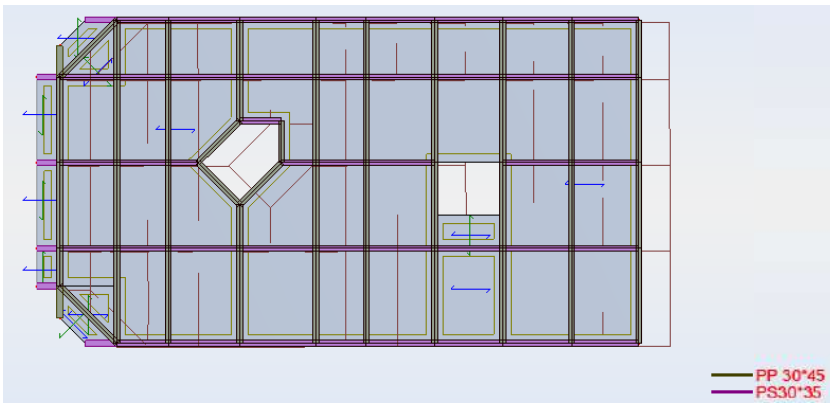


Mode « 02 »

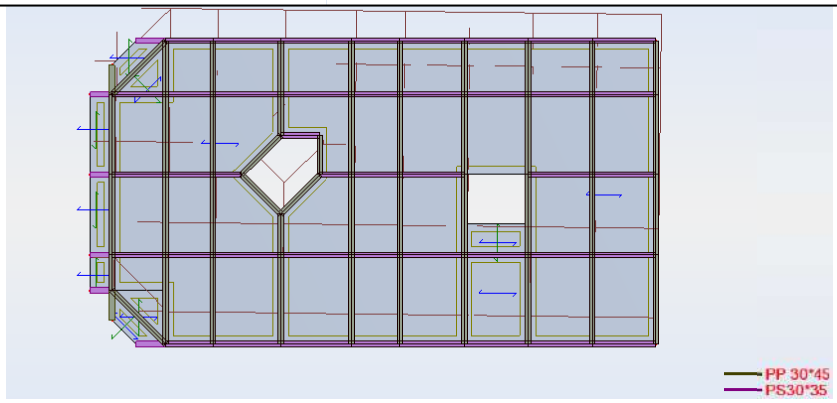


Mode « 03 »

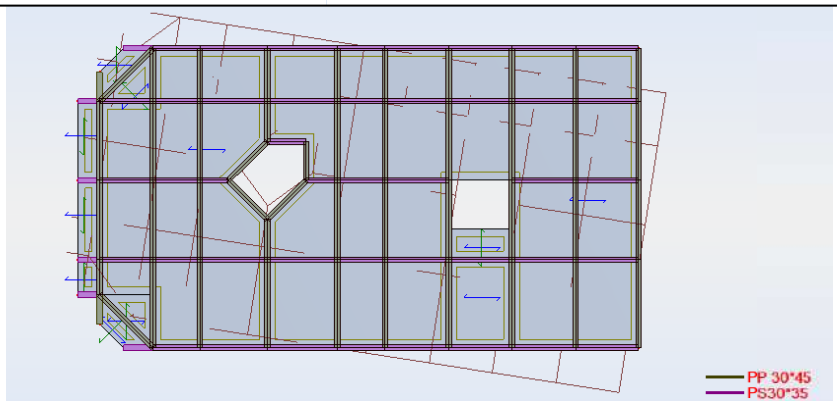
Figure IV.5: Le comportement des trois premiers modes au niveau "+ 6.40"



Mode « 01 »



Mode « 02 »



Mode « 03 »

Figure IV.7: Le comportement des trois premiers modes au niveau "+ 3.20"

Tableau IV.7 : Le comportement des trois premiers modes

Modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)	Comportements des modes
Mode "1"	63.20	0.01	0.00	translation pure suivant l'axe x
Mode "2"	0.01	65.08	0.00	translation pure suivant l'axe y
Mode "3"	2.16	0.01	0.00	rotation pure autour de l'axe z

IV.4.2) Vérification de participation massique :

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.8 : Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens « x »	Sens « y »	Sens « z »
1	0.72	63.20	0.01	0.00
2	0.64	63.22	65.08	0.00
3	0.55	65.38	65.10	0.00
4	0.19	82.03	65.40	0.00
5	0.17	82.83	81.32	0.00
6	0.14	83.29	83.94	0.00
7	0.10	90.72	84.17	0.00
8	0.08	91.20	90.74	0.00

- **Constatation :**

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 8^{éme} mode.

IV.4.3) Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par

la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. [1] ►► [Art 4.3.6] ◄◄

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0.8$

Calcul de la force sismique totale [1] ►► [Art 4.2.3] ◄◄

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$\begin{cases} V_X = \dfrac{A.D_X.Q_X}{R}.W \\ V_Y = \dfrac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W \end{cases}$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,25

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

- **η** : Facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$
- **ξ** = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882
- **T** : Période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

$$1/\ T = C_T.h_N^{3/4}$$

- $\mathbf{h_N}$: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
- $\mathbf{C_T}$: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Dans notre bloc C_T=0.05⇒T_x=T_y=0.05*28.8$^{3/4}$=0.62 s.

$$2/\ T = 0.09.h_N/\sqrt{D}$$ **[1]:** ►► [Art 4.2.4] ◄◄

- **D** : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

T_x=0.09*28.8/$\sqrt{32.10}$ = 0.45 s.

T_y=0.09*28.8/$\sqrt{17.68}$ = 0.61 s.

Donc les valeurs qu'on prend sont :

- ✓ T_x=0.45 s. € [0; 0.5 s]
- ✓ T_y=0.61 s. € [0.5; 3 s]

Alors:

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta = 2.20 \text{ s.} \\ D_y = 2.5\ \eta(T_2/T)^{2/3} = 1.93 \text{ s.} \end{cases}$$

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

$$R = 5$$

- **Q : facteur de qualité**

$$Q_x = Q_y = 1.35$$

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec} \qquad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0.2$ **[1]: ►►** [Tab 4.5] **◄◄**

- ***W= 17174.37 kN***

Tableau IV.9 : Calcul de la force sismique

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.20	1.93	5	1.35	1.35	17174.37	2550.39	2237.39

Tableau IV.10: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
Sens (X-X)	2550.39	3791.02	2040.31	C.V
Sens (Y-Y)	2237.39	4242.24	1789.91	C.V

IV.4.4) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $\begin{cases} M_{t,x} = X_G.Wi \\ M_{t,Y} = Y_G.Wi \end{cases}$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

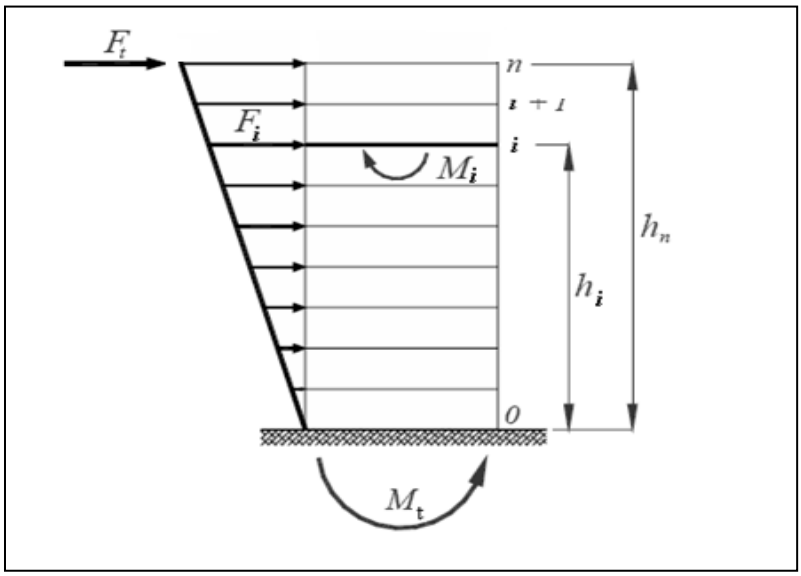


Figure IV.8: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.4.1) Distribution de la résultante des forces sismiques selon

[1] ►► [Art 4.2.5] ◄◄ :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a

- Tx = 0.45s → Ft = 0
- Ty = 0,61 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V_X - F_{tx}) = \alpha_x . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .(V_Y - F_{ty}) = \alpha_Y . V_Y$$

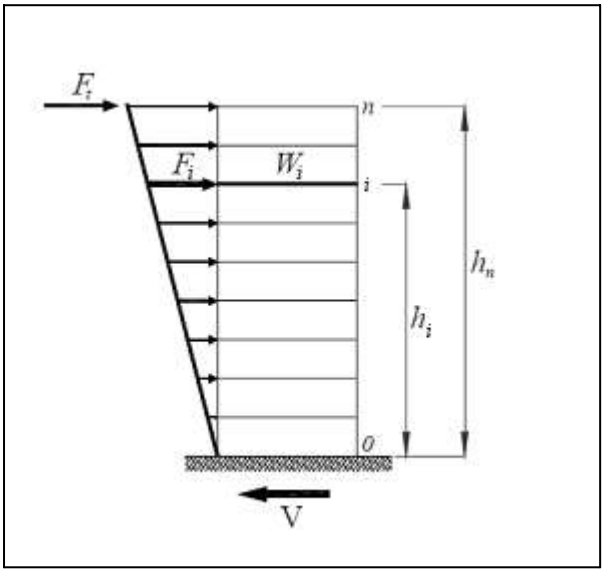


Figure IV.9: Distribution des forces sismiques

- ***V_x=3791.02 kN***

Tableau IV.11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant (X-X)

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+28.8	1659.66	47798.27	0.1871	709.64
+25.6	1654.82	42363.52	0.1659	628.95
+22.4	1654.82	37068.08	0.1451	550.33
+19.2	1790.90	34385.27	0.1346	510.50
+16	1790.90	28654.39	0.1122	425.42
+12.8	1790.90	22923.51	0.0897	340.33
+9.6	1942.98	18652.63	0.0730	276.92
+6.4	2454.85	15711.05	0.0615	233.25
+3.2	2434.52	7790.49	0.0305	115.66
SOMME		255347.22	1	3791.02

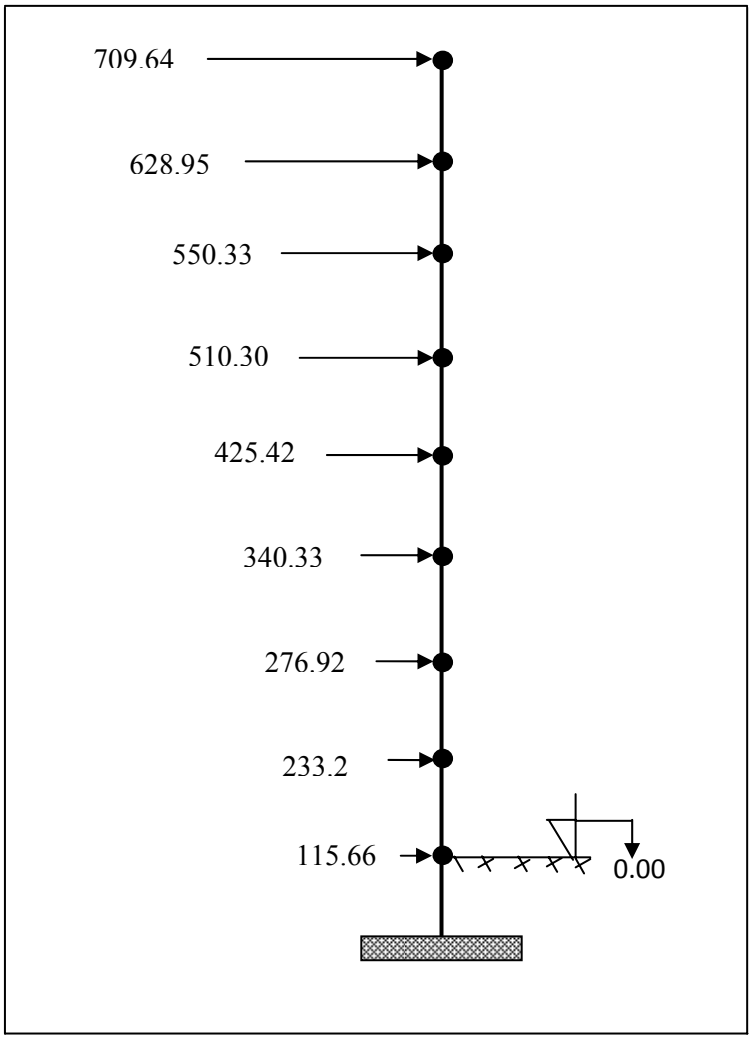


Figure IV.10: Concentration des forces sismiques aux étages suivant (X-X)

- ***V_Y= 4242.24 kN***

Tableau IV.12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant (Y-Y)

h_i (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (kN)
+28.8	1659.66	47798.27	0.1871	794.10
+25.6	1654.82	42363.52	0.1659	703.81
+22.4	1654.82	37068.08	0.1451	615.83
+19.2	1790.90	34385.27	0.1346	571.26
+16	1790.90	28654.39	0.1122	476.05
+12.8	1790.90	22923.51	0.0897	380.84
+9.6	1942.98	18652.63	0.0730	309.88
+6.4	2454.85	15711.04	0.0615	261.01
+3.2	2434.52	7790.49	0.0305	129.43
SOMME		255347.22	1	4242.24

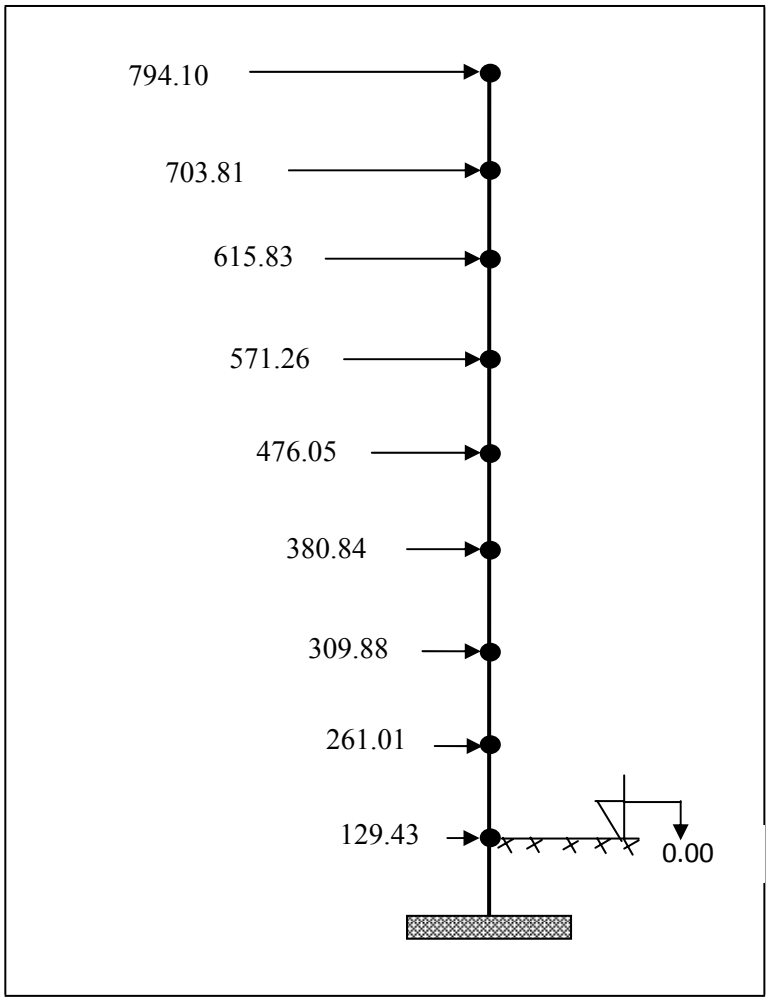


Figure IV.11: Concentration des forces sismiques aux étages suivant (Y-Y)

IV.4.4.2) Moment de renversement :

Tableau IV.13 : calcul du moment de renversement

h_i (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+28.8	709.64	794.10	20437.58	22870.13
+25.6	628.95	703.81	16101.15	18017.57
+22.4	550.33	615.83	12327.44	13794.70
+19.2	510.50	571.26	9801.64	10968.26
+16	425.42	476.05	6806.69	7616.85
+12.8	340.33	380.84	4356.28	4874.78
+9.6	276.92	309.88	2658.49	2974.92
+6.4	233.25	261.01	1492.82	1670.51
+3.2	115.66	129.43	370.11	414.17
$\sum M_0$			74352.24	83201.89

IV.4.4.3) Moment stabilisant :

Tableau IV.14 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
+28.8	1659.66	13.24	6.93	21973.92	11501.45
+25.6	1654.82	13.24	6.92	21909.88	11451.39
+22.4	1654.82	13.24	6.92	21909.88	11451.39
+19.2	1790.89	13.2	6.93	23639.87	12410.93
+16	1790.89	13.2	6.93	23639.87	12410.93
+12.8	1790.89	13.2	6.93	23639.87	12410.93
+9.6	1942.98	13.17	6.94	25589.07	13484.29
+6.4	2454.85	14.83	8.5	36405.44	20866.23
+3.2	2434.52	14.96	8.48	36420.55	20644.80
∑Mt				235128.39	126632.38

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.15 : Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
235128.39	126632.38	74352.24	83201.89	3.16	1.53	C.V

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.4.5) Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \quad [1] \blacktriangleright\blacktriangleright [Art4.4.3] \blacktriangleleft\blacktriangleleft$$

- $\boldsymbol{\delta_{ek}}$: Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- **R** : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon **[1]:** ►► [Art 5.10] ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$\Delta k_{limite} = 0.01\ he$

Avec :

- h_e : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étages sens (X-X)

Niveau (m)	δ_e **(cm)**	$\delta_k = R.\ \delta_e$ **(cm)**	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ **(cm)**	$0{,}01.h_e$ **(cm)**	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+28.8	2.3	11.5	1.5	3.2	C.V
+25.6	2.0	10.0	1.5	3.2	C.V
+22.4	1.7	8.5	1.5	3.2	C.V
+19.2	1.4	7.0	1.5	3.2	C.V
+16	1.1	5.5	1.5	3.2	C.V
+12.8	0.8	4.0	1.5	3.2	C.V
+9.6	0.5	2.5	1.5	3.2	C.V
+6.4	0.2	1.0	0.5	3.2	C.V
+3.2	0.1	0.5	0.5	3.2	C.V
±0.00	0.0	0.0			

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étages sens (Y-Y)

Niveau (m)	**δ_e (cm)**	**$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)**	**$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)**	**$0{,}01.h_e$ (cm)**	**$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$**
+28.8	2.2	11.0	1.5	3.2	C.V
+25.6	1.9	9.5	1.5	3.2	C.V
+22.4	1.6	8.0	1.5	3.2	C.V
+19.2	1.3	6.5	1.5	3.2	C.V
+16	1.0	5.0	1.5	3.2	C.V
+12.8	0.7	3.5	1.5	3.2	C.V
+9.6	0.4	2.0	1.0	3.2	C.V
+6.4	0.2	1.0	0.5	3.2	C.V
+3.2	0.1	0.5	0.5	3.2	C.V
±0.00	0.0	0.0			

IV.4.6) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq \ 0.10$ **[1]: ►►** [Art 5.9] **◄◄**:

- $\mathbf{P_k}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- $\mathbf{V_k}$: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- $\mathbf{\Delta_k}$: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $\mathbf{h_k}$: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.18 : Vérification l'effet P-Δ sens (X-X)

Niv	P_k (kN)	F_{ix} (kN)	V_{kx} (kN)	Δ_{kx} (cm)	h_k (m)	θ	θ ≤ 0.10
+28.8	1659.66	709.64	709.64	1.5	3.2	0.010	C.V
+25.6	3314.49	628.95	1338.59	1.5	3.2	0.011	C.V
+22.4	4969.31	550.33	1888.92	1.5	3.2	0.012	C.V
+19.2	6760.21	510.50	2399.42	1.5	3.2	0.013	C.V
+16	8551.11	425.41	2824.84	1.5	3.2	0.014	C.V
+12.8	10342.01	340.33	3165.17	1.5	3.2	0.015	C.V
+9.6	12284.99	276.93	3442.10	1.5	3.2	0.016	C.V
+6.4	14739.84	233.25	3675.35	0.5	3.2	0.006	C.V
+3.2	17174.37	115.66	3791.02	0.5	3.2	0.007	C.V

Tableau IV.19 : Vérification l'effet P-Δ sens (Y-Y)

Niv	P_k (kN)	F_{iy} (kN)	V_{ky} (kN)	Δ_{ky}(cm)	h_k (m)	θ	θ≤ 0.10
+28.8	1659.66	794.10	794.10	1.5	3.2	0.009	c.v
+25.6	3314.48	703.81	1497.91	1.5	3.2	0.010	c.v
+22.4	4969.31	615.83	2113.74	1.5	3.2	0.011	c.v
+19.2	6760.21	571.26	2685.01	1.5	3.2	0.011	c.v
+16	8551.11	476.05	3161.06	1.5	3.2	0.012	c.v
+12.8	10342.01	380.84	3541.90	1.5	3.2	0.013	c.v
+9.6	12284.99	309.88	3851.79	1	3.2	0.009	c.v
+6.4	14739.844	261.01	4112.81	0.5	3.2	0.005	c.v
+3.2	17174.37	129.42	4242.24	0.5	3.2	0.006	c.v

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

- **Conclusion général :**

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de notre bloc.

Chapitre V :
Calcl du Ferraillage Des Eléments Résistant

V.1) Introduction :

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, Il est maintenant possible de procéder au ferraillage de ces éléments. Le ferraillage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement CBA93 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ Version 2003).

Les objectifs du ferraillage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité. Et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2) Combinaisons des charges :

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
- ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
- ✓ E.L.S G + Q
- ❖ Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
- ✓ G +Q ± E
- ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- ➢ G : Charges permanentes.
- ➢ Q : Charges d'exploitations.
- ➢ E : Charges sismiques.

Remarque :

La longueur de notre bâtiment dépasse 25m dans le sens longitudinal, donc on doit ajouter la combinaison thermique suivante :

- ✓ 1.35G+1.5Q±0.8T avec :
- ➢ T : Charge thermique

V.3) Ferraillage des poutres :

V.3.1) Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 : Les données de calcul

Situation durable		**Situation durable**	
Béton	***Acier***	***Béton***	***Acier***
γ_b= 1.5	γ_s= 1.15	γ_b= 1.15	γ_s= 1
σ_b= 25 MPa	FeE 400	σ_b= 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$= 14.2 MPa	$\overline{\sigma_s}$= 348 MPa	$\overline{\sigma_b}$= 18.5 MPa	$\overline{\sigma_s}$= 400 MPa

V.3.2) Recommandations du R.P.A 99 version 2003 :

V.3.2.a) Armatures longitudinales : ►► Art [7.4.2.1] ◄◄

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.3.2.b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinale des poutres principales

	Niveau	Position	M_u (kN.m)	Combinaison	A' (cm²)	A_{calcul} (cm²)	$A_{choisis}$ (cm²)
Rive	**RDC**	Travée	36.52	ELU	0	2.5	3HA12=3.39
		Appuis (-)	-83.10	G+Q+Ey	0	5.1	6HA12=6.78
		Appuis (+)	46.42	0.8G-Ey	0	2.8	3HA12=3.39
	Etage courant	Travée	32.56	ELU	0	2.3	3HA12=3.39
		Appuis (-)	-134.71	G+Q+Ey	0	8.5	6HA14=9.23
		Appuis (+)	91.90	G+Q-Ey	0	5.7	6HA12=6.78
	Terrasse	Travée	34.80	ELU	0	2.4	3HA12=3.39
		Appuis (-)	-123.31	G+Q+Ey	0	7.8	3HA14+ 3HA12=8.01
		Appuis (+)	51.62	0.8G-Ey	0	3.1	3HA12=3.39
Intermédiaire	**RDC**	Travée	74.59	ELU	0	5.3	3HA14+ 2HA12=6.88
		Appuis (-)	-127.01	G+Q+Ey	0	8	6HA14=9.23
		Appuis (+)	60.16	0.8G-Ey	0	3.7	3HA14=4.62
	Etage courant	Travée	61.98	ELU	0	4.4	3HA14=4.62
		Appuis (-)	-157.52	G+Q+Ex	0	10.1	3HA16+ 3HA14=10.65
		Appuis (+)	124.65	G+Q-Ex	0	7.9	3HA14+ 3HA12=8.01
	Terrasse	Travée	70.01	ELU	0	5	3HA16+ 2HA14=9.11
		Appuis (-)	-146.18	G+Q+Ey	0	9.3	5HA16=10.05
		Appuis (+)	83.95	0.8G-Ex	0	5.2	3HA16=6.03

On adopte un ferraillage spécial pour les poutres de l'escalier type 2 (PP I)

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinale des poutres principales de l'escalier type 2 (PP I)

	Niveau	Position	M_u (kN.m)	Combinaison	A' (cm²)	A_{calcul} (cm²)	$A_{choisis}$ (cm²)
Intermédiaire	Etage courant	Travée	61.98	ELU	0	4.4	3HA16=6.03
		Appuis (-)	-178.12	G+Q+Ey	0	11.6	6HA16=12.06
		Appuis (+)	148.49	0.8G-Ey	0	9.5	5HA16=10.05

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinale des poutres secondaires

	Niveau	Position	M_u (kN.m)	Combinaison	A' (cm²)	A_{calcul} (cm²)	$A_{choisis}$ (cm²)
Rive	RDC	Appuis (-)	-44.18	G+Q+Ex	0	3.5	3HA14=4.62
		Appuis (+)	39.58	G+Q-Ex	0	3.2	3HA12=3.39
	Etage courant	Appuis (-)	-104.52	G+Q+Ex	0	8.9	6HA14=9.23
		Appuis (+)	96.56	G+Q-Ex	0	8.2	6HA14=9.23
	Terrasse	Appuis (-)	-80.35	G+Q+Ex	0	6.7	3HA14+ 2HA12=6.88
		Appuis (+)	63.57	G+Q-Ex	0	5.2	5HA12=5.65
Intermédiaire	RDC	Appuis (-)	-49.55	0.8G+Ex	0	4	3HA14=4.62
		Appuis (+)	47.48	0.8G-Ex	0	3.8	3HA14=4.62
	Etage courant	Appuis (-)	-110.94	G+Q+Ex	0	9.5	5HA16=10.05
		Appuis (+)	102.50	G+Q-Ex	0	8.7	6HA14=9.23
	Terrasse	Appuis (-)	-83.18	G+Q+Ex	0	6.9	5HA14=7.69
		Appuis (+)	66.74	G+Q-Ex	0	5.5	5HA12=5.65

V.3.3) Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- ***Béton*** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b} = 0{,}6\ fc_{28} = 15$ MPa ; et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- ***Acier :*** Si la fissuration est préjudiciable, on a :

  $$\overline{\sigma_s} = \text{Min}\begin{cases} (2/3)*fe \\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{cases} = 202 \text{ MPa} \quad ; \quad \text{et on doit vérifier que } \sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

Pour les poutres principales de rive la fissuration est préjudiciable, et pour les poutres principales intermédiaires la fissuration est peu nuisible.

Tableau V.5 : vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	Position	M_{ser} (kN.m)	$A_{choisis}$ (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	**RDC**	Travée	25.92	3.39	4.2	15	195.9	202	C.V	C.V
		Appuis	-49.58	6.78	6.3	15	193.2	202	C.V	C.V
	Etage courant	Travée	23.46	3.39	3.8	15	177.3	202	C.V	C.V
		Appuis	-43.31	9.23	4.9	15	125.9	202	C.V	C.V
	Terrasse	Travée	25.46	3.39	4.2	15	192.5	202	C.V	C.V
		Appuis	-42.58	8.01	5.1	15	141.6	202	C.V	C.V
Intermédiaire	**RDC**	Travée	52.77	6.88	6.6	15	/	/	C.V	/
		Appuis	-93.84	9.23	10.7	15	/	/	C.V	/
	Etage courant	Travée	44.85	4.62	6.5	15	/	/	C.V	/
		Appuis	-84.67	10.65	9.2	15	/	/	C.V	/
	Terrasse	Travée	51.24	9.11	5.9	15	150.8	202	C.V	C.V
		Appuis	-73.19	10.05	8.1	15	196.4	202	C.V	C.V
« PP I »		Travée	44.85	6.03	5.9	15	/	/	C.V	/
		Appuis	-84.67	12.06	8.8	15	/	/	C.V	/

Tableau V.6 : vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	Position	M_{ser} (kN.m)	$A_{choisis}$ (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Rive	**RDC**	Appuis	-5.86	4.62	0.8	15	193.2	202	C.V	C.V
	Etage courant	Appuis	-24.14	9.23	4.3	15	93.2	202	C.V	C.V
	Terrasse	Appuis	-20.47	6.88	4	15	104.3	202	C.V	C.V
intermédiaire	**RDC**	Appuis	-13.68	4.62	3.1	15	/	/	C.V	/
	Etage courant	Appuis	-29.39	10.05	5.1	15	/	/	C.V	/
	Terrasse	Appuis	-25	7.69	4.7	15	114.6	202	C.V	C.V

V.3.4) Vérification des poutres selon les conditions RPA 2003 et CBA 93 :

Il faut vérifier que :

- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$

Tableau V.7 : Vérification des poutres principales selon les conditions RPA 2003

	Niveau	Position	A (cm²)	A_{min}(RPA) = 6.75 cm²	A_{max}(RPA) [Z.C] = 54 cm²	A_{max}(RPA) [Z de R] = 81cm²
Rive	RDC	Travée	6.78	C.V	C.V	C.V
		Appuis	9.04	C.V	C.V	C.V
	Etage courant	Travée	8.55	C.V	C.V	C.V
		Appuis	16.11	C.V	C.V	C.V
	Terrasse	Travée	8.01	C.V	C.V	C.V
		Appuis	11.4	C.V	C.V	C.V
Intermédiaire	RDC	Travée	11.5	C.V	C.V	C.V
		Appuis	13.85	C.V	C.V	C.V
	Etage courant	Travée	10.65	C.V	C.V	C.V
		Appuis	18.66	C.V	C.V	C.V
	Terrasse	Travée	15.14	C.V	C.V	C.V
		Appuis	16.08	C.V	C.V	C.V
« PP I »		Travée	12.06	C.V	C.V	C.V
		Appuis	22.11	C.V	C.V	C.V

Tableau V.8 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions de RPA 2003

	Niveau	Position	A (cm²)	A_{min}(RPA) = 5.25 cm²	A_{max}(RPA) [Z.C] = 42 cm²	A_{max}(RPA) [Z de R] = 63 cm²
Rive	RDC	Appuis	8.01	C.V	C.V	C.V
	Etage courant	Appuis	18.46	C.V	C.V	C.V
	Terrasse	Appuis	12.53	C.V	C.V	C.V
Intermédiaire	RDC	Appuis	9.23	C.V	C.V	C.V
	Etage courant	Appuis	19.28	C.V	C.V	C.V
	Terrasse	Appuis	13.34	C.V	C.V	C.V

Tableau V.9 : Vérification des poutres principales et secondaires selon les conditions de CBA 93

	Niveau	Poutres principales			Poutres secondaires		
		Position	A (cm²)	A_{min}(CBA) = 1.35 cm²	Position	A (cm²)	A_{min}(CBA) = 1.05 cm²
Rive	RDC	Travée	3.39	C.V	Appuis	4.62	C.V
		Appuis	6.78	C.V			
	Etage courant	Travée	3.39	C.V	Appuis	9.23	C.V
		Appuis	9.23	C.V			
	Terrasse	Travée	3.39	C.V	Appuis	6.88	C.V
		Appuis	8.01	C.V			
Intermédiaire	RDC	Travée	6.88	C.V	Appuis	4.62	C.V
		Appuis	9.23	C.V			
	Etage courant	Travée	4.62	C.V	Appuis	10.05	C.V
		Appuis	10.65	C.V			
	Terrasse	Travée	9.11	C.V	Appuis	7.69	C.V
		Appuis	10.05	C.V			
« PP I »		Travée	6.03	C.V			
		Appuis	12.06	C.V			

V.3.5) Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: Effort tranchant

Tableau V.10 : Calcul de $\bar{\tau}_u$

	Poutres de rive	**Poutres intermédiaires**
Fissuration	préjudiciables	Peu nuisible
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\text{Min}\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$	$\text{Min}\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$
Situation durable	$\overline{\tau_u}$= 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$= 3.34 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$= 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$= 4.34 MPa

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	**Vu (kN)**	**Combinaison**	**τ_u (MPa)**	**$\overline{\tau_u}$ (MPa)**	**$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$**
Rive	**RDC**	83.22	ELU	0.65	2.5	C.V
	Etage courant	115.70	G+Q+Ey	0.90	3.26	C.V
	Terrasse	79.15	G+Q-Ey	0.62	3.26	C.V
Intermédiaire	**RDC**	164.45	ELU	1.29	3.34	C.V
	Etage courant	126.51	ELU	0.99	3.34	C.V
	Terrasse	129.66	ELU	1.01	2.5	C.V

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	**Vu (kN)**	**Combinaison**	**τ_u (MPa)**	**$\overline{\tau_u}$ (MPa)**	**$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$**
Rive	**RDC**	34.50	G+Q+Ex	0.35	3.26	C.V
	Etage courant	77.34	G+Q+Ex	0.79	3.26	C.V
	Terrasse	63.17	G+Q-Ex	0.64	3.26	C.V
Intermédiaire	**RDC**	61.45	G+Q+Ex	0.63	4.34	C.V
	Etage courant	123.78	G+Q-Ex	1.26	4.34	C.V
	Terrasse	58.63	G+Q+Ex	0.60	4.34	C.V

V.3.6) Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- ***D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :***

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \quad \text{Zone courante} \\ S \leq \text{Min}(\dfrac{h}{4} \text{et} 12\varphi) & : \quad \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

- ***D'après CBA 93 :***

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d \quad ; \quad 40\text{cm}) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\text{MPa} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Section d'armatures transversales des poutres et leurs espacements

Section	τ_u MPa	CBA 93		RPA 99		$S_{t,adopté}$ (cm)		$A_{t,choisis}$ (cm²)
		St (cm)	At(cm²)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
30x45	1.29	30	2.01	11.25	22.5	10	15	4Φ8=2.01
30x35		25	2.01	8.75	17.5	10	15	4Φ8=2.01

V.3.7) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0} \\ \dfrac{A}{b_0 d} \geq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec : $M_t = K*M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K=0.80

Tableau V.14 : Vérification de la flèche des poutres

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1.M_t}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1.M_t}{10.M_0}$	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.1	0.062	C.V	0.1	0.08	C.V	0.0036	0.01	C.V
PS	0.1	0.062	C.V	0.1	0.08	C.V	0.0047	0.01	C.V

V.4) Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.4.1) Détermination des armatures longitudinales :

V.4.1.a) Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :**

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ un\ métre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_t}{B} \leq 5\%\ \ \text{B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

La Zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h

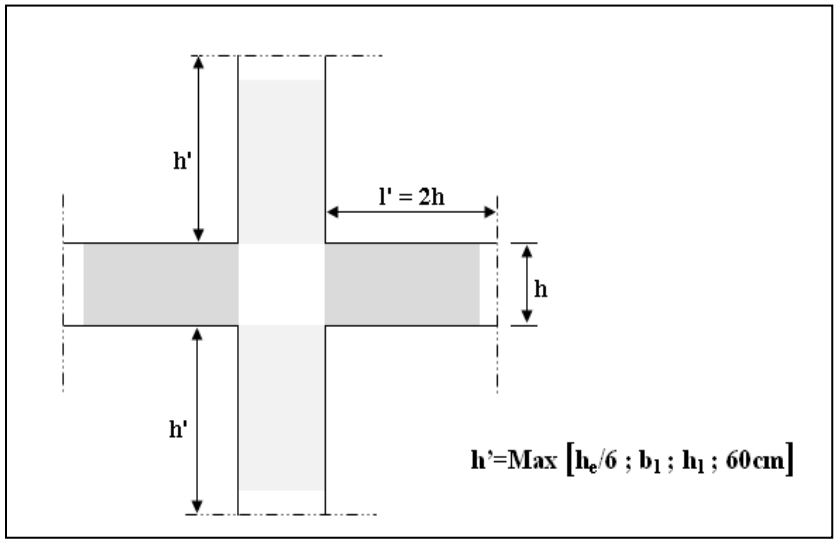


Figure V.1 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$\begin{cases} 0{,}9\% \le \dfrac{A_l}{b.h} \le 3\% : & \text{En zone courante.} \\ 0{,}9\% \le \dfrac{A_l}{b.h} \le 6\% : & \text{En zone de recouvrement.} \end{cases}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

➢ he : la hauteur d'étage.

V.4.1.b) Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄

✓ 1.35G+1.5Q

✓ G +Q ± E

✓ 0,8G ± E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ***1er cas : Influence de l'effort normal :***

  Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}.

- ***2ème cas : Influence du moment :***

  Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

- ***3ème cas : Effort normal minimum :***

  Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.4.1.c) Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

➢ $\mathbf{e_1}$: Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- **e_2** : Excentricités du 2ème ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}\left[\frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm\right]$$

V.4.1.d) Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Ferraillage longitudinal des poteaux à l'ELU

	Cas	Sollicitation	Valeurs	Combinaison	Section	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)
Poteau de rive (50x50)	**1**	N_{max} (kN)	1567.09	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	-1.18				
		N_{max} (kN)	1567.09	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	1.10				
	2	N_{min} (kN)	-201.13	0.8G-Ey	S.P.C	0	5.61
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	-56.24				
		N_{min} (kN)	-201.13	0.8G-Ey	S.E.T	2.92	2.11
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	7.35				
	3	$M_{z,max}$ (kN.m)	101.38	G+Q+Ey	S.E.C	0	0
		N_{corres} (kN)	838.76				
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	-8.11	G+Q+Ey	S.E.C	0	0
		N_{corres} (kN)	838.76				
Poteau intermédiaire (50x50)	**1**	N_{max} (kN)	1953.11	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	10.92				
		N_{max} (kN)	1953.11	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	0.58				
	2	N_{min} (kN)	47.82	0.8G-Ey	S.P.C	0	2.41
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	-56.65				
		N_{min} (kN)	47.82	0.8G-Ey	S.P.C	1.67	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	42.87				
	3	$M_{y,max}$ (kN.m)	120.95	G+Q-Ex	S.P.C	0.39	0
		N_{corres} (kN)	517.59				
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	-14.63	G+Q-Ex	S.E.C	0	0
		N_{corres} (kN)	517.59				
Poteau de rive (45x45)	**1**	N_{max} (kN)	1036.16	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	14.43				
		N_{max} (kN)	1036.16	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	0.95				
	2	N_{min} (kN)	-149.35	0.8G-Ey	S.P.C	0	6.36
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	-73.87				

	Cas	Sollicitation	Valeurs	Combinaison	Section	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)
	2	N_{min} (kN)	-149.35	0.8G-Ey	S.P.C	3.13	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	20.21				
	3	$M_{z,max}$ (kN.m)	-94.41	G+Q-Ey	S.P.C	0	1.06
		N_{corres} (kN)	390.82				
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	8.83	G+Q-Ey	S.E.C	0	0
		N_{corres} (kN)	390.82				
Poteau intermédiaire (45x45)	**1**	N_{max} (kN)	1194.09	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	4.58				
		N_{max} (kN)	1194.09	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	3.19				
	2	N_{min} (kN)	53.81	0.8G-Ey	S.P.C	0	2.06
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	-45.99				
		N_{min} (kN)	53.81	0.8G-Ey	S.P.C	1.59	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	38.23				
	3	$M_{y,max}$ (kN.m)	-128.93	G+Q+Ex	S.P.C	0	5.73
		N_{corres} (kN)	336.08				
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	12.70	G+Q+Ex	S.E.C	0	0
		N_{corres} (kN)	336.08				
Poteau de rive (40x40)	**1**	N_{max} (kN)	508.84	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	17.97				
		N_{max} (kN)	508.84	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	1.07				
	2	N_{min} (kN)	-41.39	0.8G-Ey	S.P.C	0	4.53
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	-58.26				
		N_{min} (kN)	-41.39	0.8G-Ey	S.P.C	1.61	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	15.88				
	3	$M_{z,max}$ (kN.m)	-108.29	G+Q-Ey	S.P.C	0	6.79
		N_{corres} (kN)	73.43				
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	11.07	G+Q-Ey	S.E.C	0	0
		N_{corres} (kN)	73.43				

	Cas	Sollicitation	Valeurs	Combinaison	Section	A_1 (cm²)	A_2 (cm²)
Poteau intermédiaire (40x40)	**1**	N_{max} (kN)	592.56	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	4.58				
		N_{max} (kN)	592.56	ELU	S.E.C	0	0
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	3.04				
	2	N_{min} (kN)	21.77	0.8G-Ey	S.P.C	0	4.53
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	-39.20				
		N_{min} (kN)	21.77	0.8G-Ey	S.P.C	1.61	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	36.10				
	3	$M_{y,max}$ (kN.m)	-107.64	G+Q+Ex	S.P.C	0	6.79
		N_{corres} (kN)	92.01				
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	6.97	G+Q+Ex	S.E.C	0	0
		N_{corres} (kN)	92.01				
Poteau intermédiaire (30x30)	**1**	N_{max} (kN)	423.30	G+Q+Ey	S.E.C	0	0
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	8.36				
		N_{max} (kN)	423.30	G+Q+Ey	S.E.C	0	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	0.81				
	2	N_{min} (kN)	-31.20	0.8G-Ey	S.P.C	0	1.20
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	-8.45				
		N_{min} (kN)	-31.20	0.8G-Ey	S.P.C	0.75	0
		$M_{y,corres}$ (kN.m)	1.60				
	3	$M_{y,max}$ (kN.m)	-31.13	G+Q+Ex	S.P.C	0	1.06
		N_{corres} (kN)	153.72				
		$M_{z,corres}$ (kN.m)	24.97	G+Q+Ex	S.P.C	0.42	0
		N_{corres} (kN)	153.72				

S.P.C : Section partiellement comprimée.

S.E.C : Section entièrement comprimée.

S.E.T : Section entièrement tendue.

Tableau V.16 : Choix finale de section des poteaux

Section	$A_{min\ (CBA)}$ (cm²)	$A_{min\ (RPA)}$ (cm²)	$A_{max\ (RPA)}$ (cm²) « courante 4%»	$A_{max\ (RPA)}$ (cm²) « nodale 6% »	$A_{choisis}$ (cm²)
Rive 50x50	2.5	22.5	100	150	**12HA16** = 24.12
Inter 50x50	2.5	22.5	100	150	**12HA16** = 24.12
Rive 45x45	2.025	18.22	81	121.5	**12HA14** = 18.47
Inter 45x45	2.025	18.22	81	121.5	**12HA14** = 18.47
Rive 40x40	1.6	14.4	64	96	**12HA14** = 18.47
Inter 40x40	1.6	14.4	64	96	**12HA14** = 18.47
Rive 30x30	0.9	8.1	36	54	**8HA12** = 9.05
Inter 30x30	0.9	8.1	36	54	**8HA12** = 9.05

V.4.1.e) Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

Et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Vérification des armatures à l'ELS des poteaux.

Section	Poteau de Rive			Poteau Intermédiaire			Poteau
	50x50	45x45	40x40	50x50	45x45	40x40	30x30
M_{ser} (kN.m)	46.01	-38.38	-57.18	-32.29	23.97	29.74	5.93
N_{ser} (kN)	1135.46	752.06	370.23	1418.76	871.16	432.83	235.84
A (cm²)	24.12	18.47	18.47	24.12	18.47	18.47	9.05
Section	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
Fissuration	Préj	Préj	Préj	Peu	Peu	Peu	Préj
σ_{b1} (MPa)	2.3	5.2	6.5	6.1	2.6	0.3	1.3
σ_{b2} (MPa)	5.6	1.4	0	3.8	5	4.4	3.3
σ_{s1} (MPa)	37.5	74.4	88.5	/	/	/	21.6
σ_{s2} (MPa)	81.6	23.6	45.2	/	/	/	46.7
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	202	202	202	202	202	202	202
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$(MPa)	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V
$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$(MPa)	C.V	C.V	C.V	/	/	/	C.V

V.4.2) Détermination des armatures transversales :

V.4.2.a) Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b_0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.4.2.b) Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°) ; Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

- **Selon le RPA.99 version 2003** : **[2 : 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement géométrique du poteau, dans la direction considérée.

$$\lambda_g = (l_f/a \text{ ou } l_f/b)$$

V.4.2.c) Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

	Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$ (MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
Rive	50x50	G+Q+E_Y	61.12	0.25	4.48	0.04	1	3.26	C.V
	45x45	G+Q-E_X	61.12	0.31	4.97	0.04	1	3.26	C.V
	40x40	G+Q+E_Y	58.69	0.39	5.60	0.075	1.875	3.26	C.V
Intermédiaire	50x50	G+Q-E_X	72.99	0.30	4.48	0.04	1	4.32	C.V
	45x45	G+Q-E_X	78.51	0.41	4.97	0.04	1	4.32	C.V
	40x40	G+Q-E_X	63.30	0.42	5.60	0.075	1.875	4.32	C.V
	30x30	G+Q+E_X	19.76	0.23	7.46	0.075	1.875	4.32	C.V

V.4.2.d) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Selon le CBA93 :

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur $\emptyset_t$ est donné par la relation :

$$\Phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right]$$

- Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

On a :

$A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

$S_t \leq \text{Min}\ [0.9d, 40cm]$

Et :

$$\frac{A_t*f_{et}}{b_0*S_t} \geq 0.4\ \text{MPa}$$

Selon le RPA99 version 2003 :

D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\ .\ fe\ .\ At}{\rho.Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \ \text{ si } \ \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone III.
  - Dans la zone courante: $St \leq \text{Min}\ (b/2, h/2, 10\phi_l)$ en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Application des recommandations.

Les résultats en respectant les conditions précédentes sont : (f_e =235MPa)

Tableau V.19 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	Choix
50x50	72.99	314.00	4.48	3.75	13.47	Courante	15	4Φ10
						nodale	10	4Φ10
45x45	78.51	314.00	4.97	3.75	11.27	Courante	15	4Φ10
						nodale	10	4Φ10
40x40	63.30	314.00	5.60	2.5	18.65	Courante	15	4Φ10
						nodale	10	4Φ10
30x30	19.76	314.00	7.46	2.5	59.74	Courante	15	4Φ10
						nodale	10	4Φ10

V.4.2.e) Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Tableau V.20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$(%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
50x50	courante	0.628	OUI
	nodale	1.256	OUI
45x45	courante	0.697	OUI
	nodale	1.395	OUI
40x40	courante	0.785	OUI
	nodale	1.570	OUI
30x30	courante	1.04	OUI
	nodale	2.09	OUI

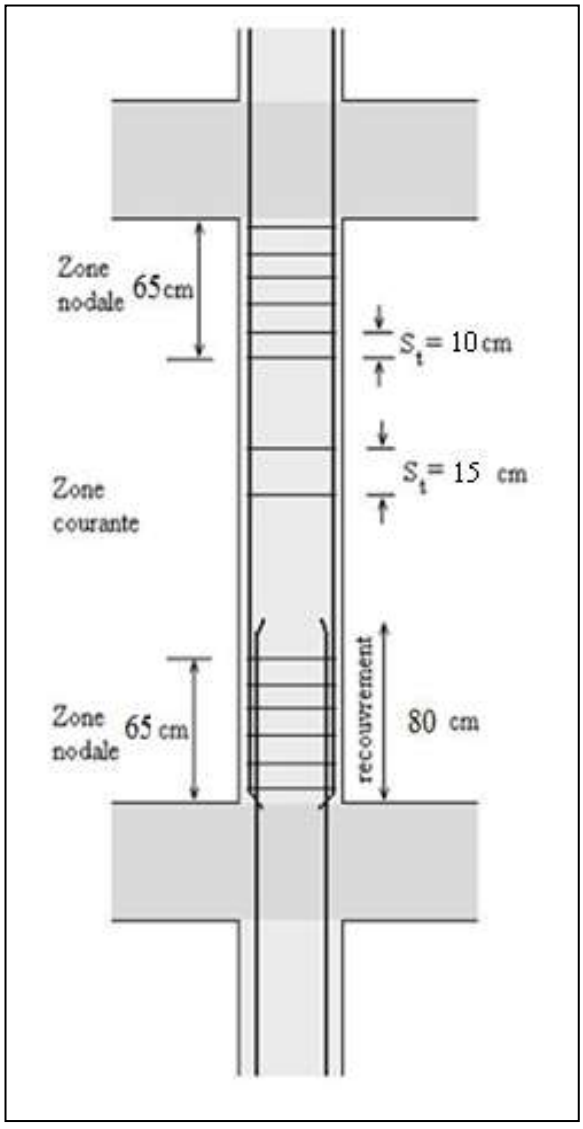


Figure V.2 : Disposition des armatures dans les poteaux

V.5) Ferraillage des voiles :

V.5.1) Les voiles pleins:

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.5.2) Voiles avec files d'ouvertures:

V.5.2.a) Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.5.2.b) Les linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t ".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.5.3) Méthode de calcul: [6]

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

- **S**: section transversale du voile: S = a .L
- **I:** moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$
- **L**: la largeur du voile.
- **a**: épaisseur du voile.
- **v**: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a.) Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée.

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$

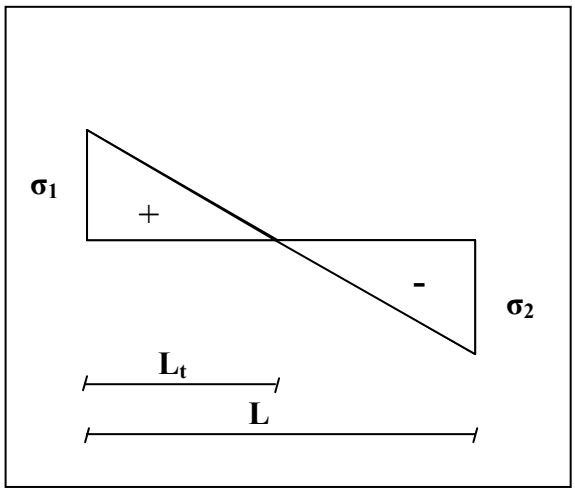


Figure V.3: Diagramme des contraintes (SPC)

b.) Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue, la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

$$A_v = \frac{\sigma . a . \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] . L . a$$

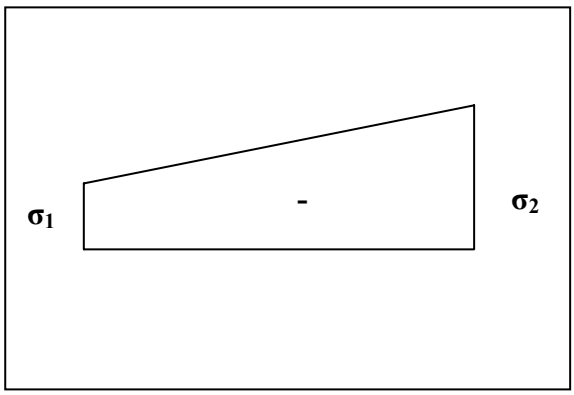


Figure V.4 : Diagramme des contraintes (SET)

c.) Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement: [3]

$A_{min} = 0.15\%.a.L$

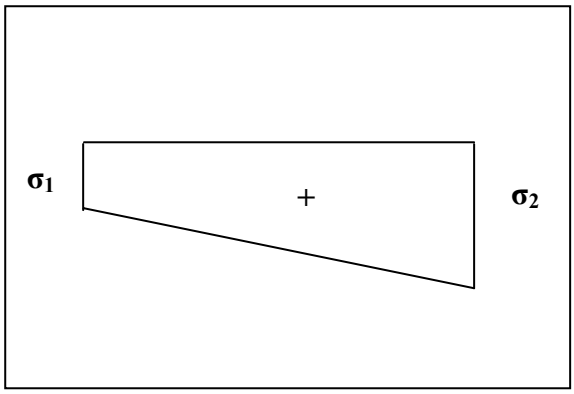


Figure V.5 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.5.3.1) Recommandations réglementaires:

V.5.3.1.a) Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haute adhérence FeE400.

- **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \leq \frac{A_v}{ab} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

- **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B$ Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ Dans la section courante.

Avec :

- B: section du voile.
- a: épaisseur du voile.
- Φ_{ver} : Diamètre vertical.

V.5.3.1.b) Armatures horizontales:

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq \min\left[0.9d\ ; 40cm\right]$
- $S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4a}$
- $S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

$$\begin{cases} \overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right] & : \text{ Fissuration peu nuisible.} \\ \overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] & : \text{ Fissuration Préjudiciable.} \end{cases}$$

- ✓ τ_b : Contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: Section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a \quad ; \quad S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$Sh \leq \min\left[1.5a; 30cm\right]$$

V.5.3.1.c) Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales), il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.5.3.2) Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

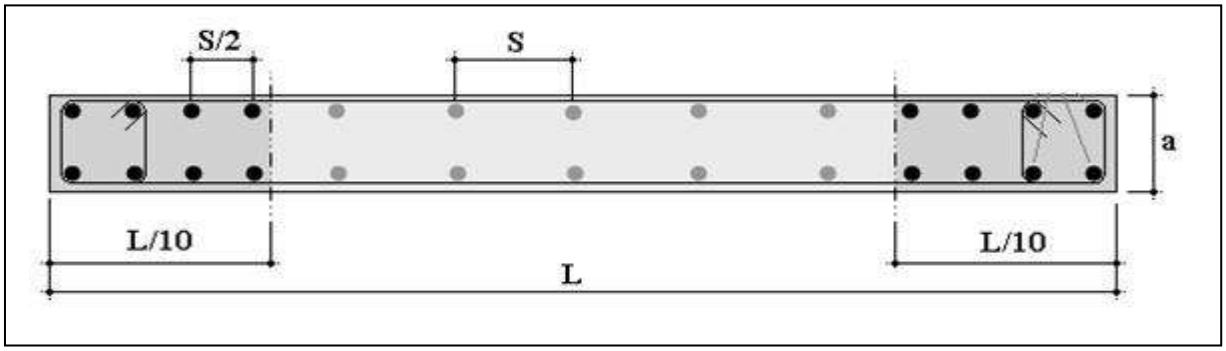


Figure V.6 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.5.4) Armatures verticales des trumeaux:

V.5.4.a) Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau V.21: Les données de calcul

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	***Acier***	***Béton***	***Acier***
γ_b=1.5	γ_s=1.15	γ_b=1.15	γ_s=1
σ_b=25 Mpa	FeE400	σ_b=25 Mpa	FeE400
$\overline{\sigma_b}$ =14.2 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18.48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

V.5.4.b) Espacement des armatures verticales et horizontales :

$S_v \leq$ Min [1.5a ; 30cm] ; Avec a=15cm

$$S_V = \begin{cases} S_V & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_V}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

- ***Sens (X-X)* :**

Tableau V.22 : Armatures longitudinales du voile (V4)

Voiles	**V1**				**V2**			
Section (cm²)	15x430	15x155	15x155	15x155	15x410	15x145	15x145	15x145
Niveau	S-S	RDC-1er	2ème-4ème	5ème-7ème	S-S-RDC	1er	2ème-4ème	5ème-7ème
σ_1 (MPa)	-6.83	-2.02	-0.68	-0.84	-7.09	-0.98	-0.65	-0.8
σ_2 (MPa)	4.41	4.06	2.06	0.6	4.63	2.6	1.76	0.6
Nature	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_t (m)	1.49	0.87	0.98	0.54	1.42	0.87	0.88	0.51
A_{cal} (cm²)	12.33	6.61	3.78	0.61	12.35	4.25	2.89	0.58
0.2% B_t	4.47	2.61	2.94	1.62	4.26	2.61	2.64	1.53
A_{min}RPA (cm²)	9.67	3.48	3.48	3.48	9.22	3.26	3.26	3.26
A_{min}CBA (cm²)	6.45	2.32	2.32	2.32	6.15	2.17	2.17	2.17
S_t (L/10) (cm)	11	11	11	11	11	11	11	11
S_t (cm)	22	22	22	22	22	22	22	22
A_{Poteau} (cm²)	(12HA16) x2= 48.24	12HA16 = 24.12	12HA14 = 18.48	12HA14 =18.48	(12HA16) x 2= 48.24	12HA16 =24.12	12HA14 =14.48	12HA14 = 14.48
A_{Voile} (cm²)	(16HA12) x2= 36.16	(6HA12) x2= 13.56	(6HA10) x2= 9.36	(6HA8) x2= 6	(15HA12) x2= 33.9	(6HA12) x2= 13.56	(6HA10) x2= 9.36	(6HA8) x2= 6

Tableau V.23 : Armatures longitudinales du voile (V3)

Voiles	**V3**			
Section (cm²)	15x410	15x145	15x145	15x145
Niveau	S-S - RDC	1er	2ème - 4ème	5ème - 7ème
σ_1 (MPa)	-8.51	-3.48	-0.65	-1.55
σ_2 (MPa)	4.21	1.12	1.76	0.78
Nature	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_t (m)	1.19	0.29	0.88	0.4
A_{cal} (cm²)	9.41	0.61	2.89	0.59
0.2% B_t	3.57	0.87	2.64	1.2
A_{min}RPA (cm²)	9.22	3.26	3.26	3.26
A_{min}CBA (cm²)	6.15	2.17	2.17	2.17
S_t (L/10) (cm)	11	11	11	11
S_t (cm)	22	22	22	22
A_{Poteau} (cm²)	(12HA16) x2= 48.24	12HA16= 24.12	12HA14 = 18.48	12HA14= 18.48
A_{Voile} (cm²)	(16HA12)x2= 18.08	(6HA12)x2= 13.56	(6HA10)x2= 9.36	(6HA8)x2= 6

Tableau V.24 : Armatures longitudinales du voile (V4)

Voiles	**V4**						
Section (cm²)	15x500	15x280	15x280	15x280	15x100	15x100	15x100
Niveau	S-S- RDC	1er	2ème-4ème	5ème-7ème	1er	2ème-4ème	5ème-7ème
σ_1 (MPa)	-4.88	-4.21	-2.97	-1.39	-2.86	-4.37	-2.88
σ_2 (MPa)	4.32	2.7	1.33	0.37	4.55	4.58	3.14
Nature	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_t (m)	2.11	1	0.79	0.54	0.46	0.38	0.39
A_{cal} (cm²)	17.12	5.04	1.97	0.37	3.93	3.3	2.3
0.2% B_t	6.33	3	2.37	1.62	1.38	1.14	1.17
A_{min}RPA (cm²)	11.25	6.3	6.3	6.3	2.25	2.25	2.25
A_{min}CBA (cm²)	7.5	4.2	4.2	4.2	1.5	1.5	1.5
S_t (L/10) (cm)	11	11	11	11	11	11	11
S_t (cm)	22	22	22	22	22	22	22
A_{Poteau} (cm²)	(12HA16) x2= 48.24	12HA16 = 24.12	12HA14 = 18.48	12HA14 =18.48	12HA16 = 24.12	12HA14 = 18.48	12HA14 =18.48
A_{Voile} (cm²)	(19HA12) x2=42.94	(12HA12) x2= 27.12	(12HA10) x2=18.72	(12HA8) x2=12	(3HA12) x2=6.78	(3HA10) x2=4.68	(3HA8) x2=3

- ***Sens y-y :***

Tableau V.25 : Armatures longitudinales du voile (V1)

Voiles	**V1'**		
Section (cm²)	15x500	15x500	15x500
Niveau	S-S-1er	2ème-4ème	5ème-7ème
σ_1 (MPa)	-7.67	-5.28	1.49
σ_2 (MPa)	5.32	3.8	0.67
Nature	S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_t (m)	1.84	1.88	1.40
A_{cal} (cm²)	18.38	13.42	1.75
0.2% B_t	5.52	5.64	4.20
A_{min}RPA (cm²)	11.25	11.25	11.25
A_{min}CBA (cm²)	7.5	7.5	7.5
S_t (L/10) (cm)	11	11	11
S_t (cm)	22	22	22
A_{Poteau} (cm²)	(12HA16) x2= 48.24	(12HA14) x2= 36.96	(12HA14) x2= 36.96
A_{Voile} (cm²)	(19HA12)x2= 42.94	(19HA10)x2=42.94	(19HA8)x2=42.94

Tableau V.26 : Armatures longitudinales du voile (V2)

Voiles	**V2'**						
Section (cm²)	15x498	15x344	15x344	15x344	15x60	15x60	15x60
Niveau	S-S	RDC-1er	2ème-4ème	5ème-7ème	1er	2ème-4ème	5ème-7ème
σ_1 (MPa)	-8.84	-5.29	-3.14	-1.72	-0.57	-4.15	-1.46
σ_2 (MPa)	5.41	3.67	1.46	0.34	3.71	3.62	3.9
Nature	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_t (m)	1.7	1.31	1.01	0.53	0.3	0.16	0.25
A_{cal} (cm²)	17.25	8.99	2.77	0.34	2.11	1.11	1.86
0.2% B_t	5.1	3.93	3.03	1.59	0.9	0.48	0.75
A_{min}RPA(cm²)	11.20	7.74	7.74	7.74	1.35	1.35	1.35
A_{min}CBA(cm²)	7.47	5.16	5.16	5.16	0.9	0.9	0.9
S_t (L/10) (cm)	11	11	11	11	11	11	11
S_t (cm)	22	22	22	22	22	22	22
A_{Poteau} (cm²)	(12HA16) x2= 48.24	12HA16 = 18.48	12HA14 = 18.48	12HA14 =18.48	12HA16 = 24.12	12HA14 = 18.48	12HA14 =18.48
A_{Voile} (cm²)	(19HA12) x2=42.94	(15HA12) x2=33.9	(15HA10) x2=23.4	(15HA8) x2=15	(1HA12) x2=2.26	(1HA10) x2=1.56	(1HA8) x2=1

Tableau V.27 : Armatures longitudinales du voile (V3)

Voiles	**V3'**						
Section (cm²)	15x500	15x219	15x219	15x219	15x177	15x177	15x177
Niveau	S-S-RDC	1er	2ème-4ème	5ème-7ème	1er	2ème-4ème	5ème-7ème
σ_1 (MPa)	-8.63	-1.96	-1.68	-1.21	-4.85	-4.05	-1.82
σ_2 (MPa)	6.19	2.12	1.76	0.13	2.89	2.24	1.52
Nature	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_t (m)	1.88	1.01	0.99	0.19	0.57	0.54	0.69
A_{cal} (cm²)	21.81	4.01	3.28	0.05	3.08	2.27	1.97
0.2% B_t	5.64	3.03	2.97	0.57	1.71	1.62	2.07
A_{min}RPA (cm²)	11.25	4.92	4.92	4.92	3.98	3.98	3.98
A_{min}CBA (cm²)	7.5	3.28	3.28	3.28	2.65	2.65	2.65
S_t (L/10) (cm)	11	11	11	11	11	11	11
S_t (cm)	22	22	22	22	22	22	22
A_{Poteau} (cm²)	(12HA16) x2= 48.24	12HA16 = 24.12	12HA14 = 18.48	12HA14 =18.48	12HA16 = 24.12	12HA14 = 18.48	12HA14 =18.48
A_{Voile} (cm²)	(19HA12) x2=42.94	(9HA12) x2=20.34	(9HA10) x2=14.04	(9HA8) x2= 9	(7HA12) x2=15.82	(7HA10) x2=10.92	(7HA8) x2=7

Tableau V.28 : Armatures longitudinales du voile (V4)

Voiles	**V4'**						
Section (cm²)	15x500	15x326	15x326	15x326	15x70	15x70	15x70
Niveau	S-S-RDC	1er	2ème-4ème	5ème-7ème	1er	2ème-4ème	5ème-7ème
σ_1 (MPa)	3.81	-5.16	-3.02	-1.68	-0.89	-4.22	-1.51
σ_2 (MPa)	-8.08	3.55	1.38	0.29	3.82	3.7	1.85
Nature	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
L_t (m)	1.44	1.23	0.94	0.45	0.36	0.21	0.25
A_{cal} (cm²)	10.30	8.17	2.44	0.24	2.61	1.46	0.86
0.2% B_t	4.32	3.69	2.82	1.35	1.08	0.63	0.75
A_{min}RPA (cm²)	11.25	7.33	7.33	7.33	1.57	1.57	1.57
A_{min}CBA (cm²)	7.5	4.89	4.89	4.89	1.05	1.05	1.05
S_t (L/10) (cm)	11	11	11	11	11	11	11
S_t (cm)	22	22	22	22	22	22	22
A_{Poteau} (cm²)	(12HA16) x2= 48.24	12HA16 = 24.12	12HA14 = 18.48	12HA14 =18.48	12HA16 = 24.12	12HA14 = 18.48	12HA14 =18.48
A_{Voile} (cm²)	(19HA12) x2=42.94	(14HA12) x2=31.64	(14HA10) x2=21.84	(14HA8) x2=14	(2HA12) x2=4.52	(2HA10) x2=3.12	(2HA8) x2=2

V.5.5) Armatures horizontales des trumeaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ. Dans le cas ou il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- ***Contraintes limites de cisaillement dans les voiles*** :

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{\overline{V}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28}$$

Avec :

- $\overline{V} = 1.4\, V$
- $\mathbf{b_0}$: épaisseur du voile.
- **d**: hauteur utile (b = 0.9 h).
- **h** : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme suit et leurs espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$s_t \leq \frac{0{,}9.f_e.A_t}{b_0.\gamma_s.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.k)} \quad \text{Avec} \quad A_t = \frac{2.\pi.\phi^2}{4}$$

Avec dans le cas de la flexion composée (compression) on a :

$$k = 1 + \frac{3.\sigma_{cm}}{f_{cj}} \; ; \quad \sigma_{cm} = \frac{N(compression)}{B}$$

Et dans le cas de la flexion composée (Traction) on a :

$$k = 1 - \frac{3.\sigma_{tm}}{f_{cj}} \; ; \quad \sigma_{tm} = \frac{N(traction)}{B}$$

B= L.a (section totale du béton)

Les résultats de calcul sont résumes dans le tableau suivant :

- ***Sens X-X :***

Tableau V.29 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les trumeaux sens (X-X)

Voiles	Type	T (kN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
V1	Plein	402.97	1.1	5	C.V
	Trumeau	169.32	1.35	5	C.V
V2	Plein	335.56	0.96	5	C.V
	Trumeau	113.42	0.98	5	C.V
V3	Plein	407.44	1.17	5	C.V
	Trumeau	200.4	1.73	5	C.V
V4	Plein	840.63	1.93	5	C.V
	Trumeau	502.61	2.04	5	C.V

- ***Sens Y-Y :***

Tableau V.30 : Vérification des contraintes de cisaillement dans les trumeaux sens (Y-Y)

Voiles	Type	T (kN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
V1	Plein	592.97	1.17	5	C.V
V2	Plein	734.71	1.7	5	C.V
	Trumeau	633.54	2.05	5	C.V
V3	Plein	665.89	1.53	5	C.V
	Trumeau	316.89	1.69	5	C.V
V4	Plein	528.45	1.21	5	C.V
	Trumeau	478.36	1.64	5	C.V

Tableau V.31 : Calcul des armatures horizontales des trumeaux

Voile	K	S_t CBA (cm)	S_t RPA (cm)	$S_{t,\ choisis}$ (cm)	$A_{choisis}$ (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	$A_{choisis} \geq A_{min}$
Sens (X-X)							
V1	0.52	83.28	22.5	20	2 x (17HA8) = 26.52	7.2	C.V
V2	0.11	61.82	22.5	20	2 x (17HA8) = 26.52	7.2	C.V
V3	-0.348	35.91	22.5	20	2 x (17HA8) = 26.52	7.2	C.V
V4	0.352	32.81	22.5	20	2 x (17HA8) = 26.52	7.2	C.V
Sens (Y-Y)							
V1	0.092	48.80	22.5	20	2 x (17HA8) = 26.52	7.2	C.V
V2	-0.052	30.31	22.5	20	2 x (17HA8) = 26.52	7.2	C.V
V3	-0.392	28.18	22.5	20	2 x (17HA8) = 26.52	7.2	C.V
V4	0.148	49.14	22.5	20	2 x (17HA8) = 26.52	7.2	C.V

V.5.6) Les linteaux : [1]

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts (M, V) on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion: Al
- Des aciers transversaux: At
- Des aciers en partie courante: Ac

On a 2 cas :

- **Premiers cas: $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ [1]** ►► Art [7.7.3.1] ◄◄

1) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inferieurs et supérieurs sont calcules par la formule:

$$A_l \geq \frac{M}{z.f_e} \qquad \text{Avec} \qquad Z = h - 2d'$$

- M: moment du a l'effort tranchant.
- h: hauteur totale du linteau.
- d': distance d'enrobage.

2) Aciers transversaux:

On distingue deux cas:

2.a) linteau long: $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$

Dans ce cas l'espacement devra rester inférieur ou égale à :

$$S_t \leq \frac{A_t.f_e.z}{\overline{V}}$$

2.a) linteau court: $\lambda_g = \frac{l}{h} < 1$

Dans ce cas l'espacement devra rester inférieur ou égale à :

$$S_t \leq \frac{A_t.f_e.l}{V + A_t.f_e} \qquad \text{Ou :}$$

$V = \text{Min}\ (V_1 \text{ et } V_2)$; $\begin{cases} V_1 = \dfrac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \\ V_2 = 2.Vu \end{cases}$

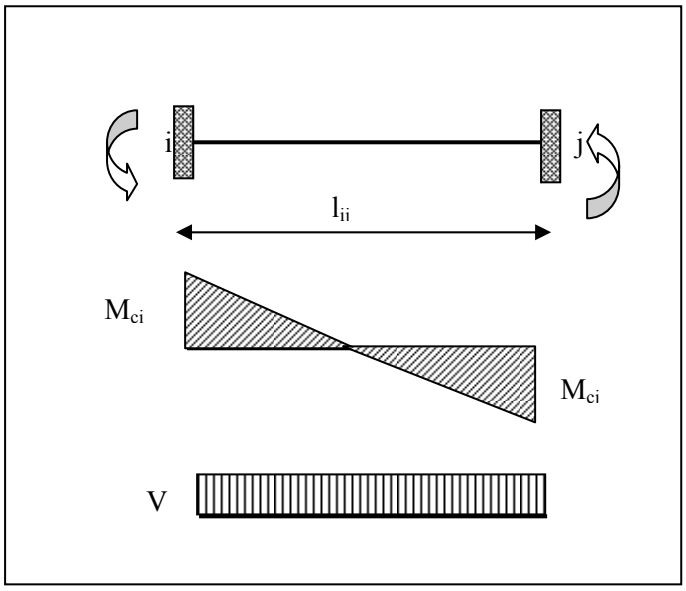


Figure V.7 : Moment et effort tranchant dans les linteaux

- **Premiers cas:** $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal (sup, inf), transversal, et de peau suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " AD " suivant l'axe moyen des armatures diagonales.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_D = \frac{V}{2.f_e.\sin\alpha}$$

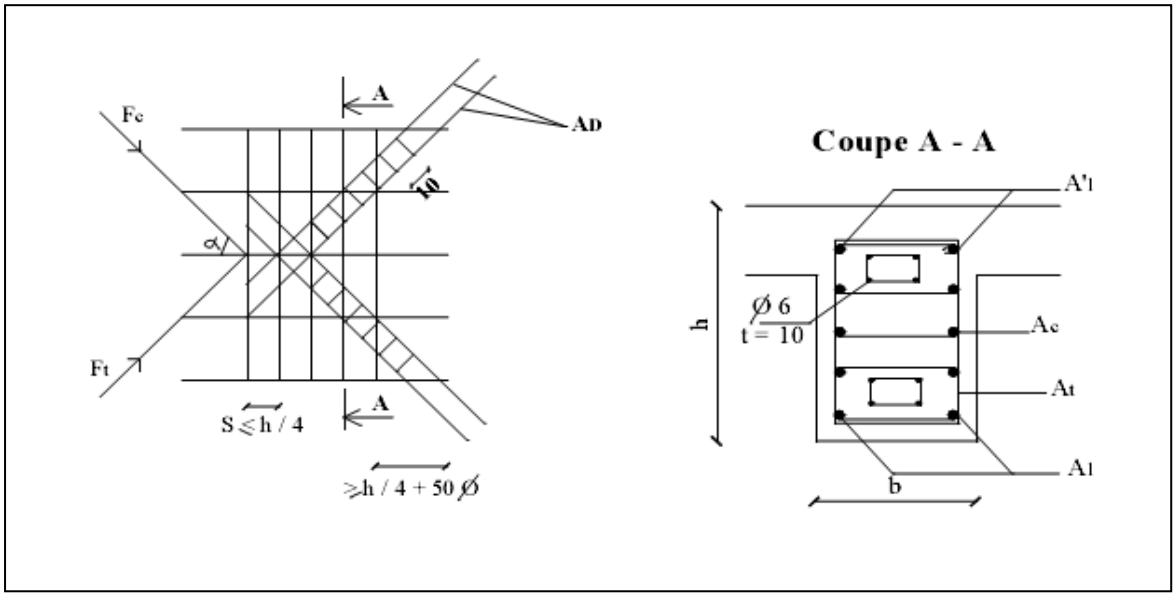


Figure V.8 : Armatures diagonales des linteaux

❖ ***Ferraillage minimales des linteaux :***

- *Armatures longitudinales :*

$$(A_l \text{ et } A_{l'}) \geq 0.0015\ b.h$$

- *Armatures transversales :*

- Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0015\ b.s$
- Pour $\tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0025\ b.s$

- *Armatures diagonales :*

- Pour $\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- Pour $\tau_b > 0.06 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.0015\ b.h$

- *Armatures de peau :*

$$A_c \geq 0.002\ b.h$$

Les calculs du ferraillage sont résumes dans les tableaux suivants:

Tableau V.32 : Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux

Voile	$b_0$xd (cm²)	$\overline{V}$	τ_b	$0.06 f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
Sens (X-X)					
V1	15x180	488.33	1.8	1.5	Non
	15x180	344.24	1.27	1.5	Oui
	15x99	119	0.8	1.5	Oui
V2	15x81	343.82	2.82	1.5	Non
	15x180	507.43	1.87	1.5	Non
	15x180	285.36	1.05	1.5	Oui
	15x99	120.77	0.81	1.5	Oui
V3	15x0.81	507.87	4.18	1.5	Non
V4	15x0.81	532.22	4.38	1.5	Non
Sens (Y-Y)					
V2	15x0.81	512.87	4.22	1.5	Non
	15x0.81	371.53	3.05	1.5	Non
V3	15x0.81	569.21	4.68	1.5	Non
	15x0.81	358.19	2.94	1.5	Non
V4	15x0.81	545.81	4.49	1.5	Non
	15x0.81	332.05	2.73	1.5	Non

Tableau V.33 : Calcul des armatures longitudinales, transversales et diagonales dans les linteaux

Sens	Voile	Niveau	Section (cm²)	$A_l=A_{l'}$ (cm²)	$A_{l,min}$ (cm²)	$A_{l,choisis}$ (cm²)	A_t (cm²)	$A_{t,min}$ (cm²)	$A_{t,choisis}$ (cm²)	A_c (cm²)	A_D (cm²)	$A_{D,min}$ (cm²)	$A_{D,choisis}$ (cm²)
Sens X-X	**V1**	1er-3ème	15x200	4.5	4.5	4HA12	1.875	1.875	2HA12	6HA12	5.11	4.5	8HA10
		4éme-6ème	15x200	0.85	4.5	4HA12	1.61	1.875	2HA12	6HA12	/	/	/
		7ème	15x110	0.59	2.47	4HA12	0.7	1.03	2HA12	3HA12	/	/	/
	V2	1er	15x90	2.02	2.02	2HA12	0.84	0.84	2HA12	3HA12	5.31	2.02	8HA10
		2éme-3ème	15x200	4.5	4.5	4HA12	1.875	1.875	2HA12	6HA12	5.31	4.5	8HA10
		4éme-6ème	15x200	0.74	4.5	4HA12	1.34	1.875	2HA12	6HA12	/	/	/
		7ème	15x110	0.61	2.47	4HA12	0.71	1.03	2HA12	3HA12	/	/	/
	V3	1er-7ème	15x90	2.02	2.02	4HA12	0.84	0.84	2HA12	3HA12	7.84	2.02	8HA10
	V4	1er-7ème	15x90	2.02	2.02	4HA12	0.84	0.84	2HA12	3HA12	8.22	2.02	8HA10
Sens Y-Y	**V2**	1er-4ème	15x90	2.02	2.02	4HA12	0.84	0.84	2HA12	3HA12	6.82	2.02	8HA10
		5éme-7ème	15x90	2.02	2.02	4HA12	0.84	0.84	2HA12	3HA12	4.94	2.02	8HA10
	V3	1er-4ème	15x90	2.02	2.02	4HA12	0.84	0.84	2HA12	3HA12	8.03	2.02	8HA10
		5éme-7ème	15x90	2.02	2.02	4HA12	0.84	0.84	2HA12	3HA12	5.05	2.02	8HA10
	V4	1er-4ème	15x90	2.02	2.02	4HA12	0.84	0.84	2HA12	3HA12	7.70	2.02	8HA10
		5éme-7ème	15x90	2.02	2.02	4HA12	0.84	0.84	2HA12	3HA12	4.68	2.02	8HA10

❖ **Recommandations pour les linteaux:**

Les armatures longitudinales et de peau doivent être ancrées dans les trumeaux de 35 Φ (ancrage droit).

Ancrage :

- 35 cm pour les barres de T 10.
- 45 cm pour les barres de T 12.

Les armatures transversales doivent être munies d'un crochet à 135° de 8 cm de longueur.

Chapitre VI :
Etude De L'infrastructure

VI.1) Introduction:

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnement des éléments résistants de la structure et les fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol. Introduction

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts au sol.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable
- Jouer un rôle d'appuis.

VI.2) Généralité:

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques . Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- ♠ Les caractéristiques du sol support.
- ♠ Type d'ouvrage à construire.
- ♠ La nature et l'homogénéité du sol.
- ♠ La capacité portante du terrain de fondation.
- ♠ La charge totale transmise au sol.
- ♠ L'aspect économique.
- ♠ La facilité de réalisation.
- ♠ La distance entre axes des poteaux.

VI.3) Connaissance du lieu & du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} **= 1.50 bars** avec un ancrage de **2.00m** et cela en absence de l'étude géotechnique.

VI.4) Choix de type de fondation:

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1.50 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ♠ Semelle filante sous poteaux et voiles.
- ♠ Radier nervuré.
- ♠ Radier général.

D'après (une contrainte moyenne admissible =1.50 bars), sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution ; pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50$ %)

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma_s}}$$

Avec :

- $\overline{\sigma_s} = 1.5\ bars = 15\ t/m^2$

VI.4.1) Calcul des surfaces revenant aux semelles :

- Surface totale des semelles =328.54 m² : (Ss).
- Surface total du bâtiment = 543.62 m² (Sb).

Vérification:

- $S_s / S_b = 328.54 / 543.62 = 0.604$
- $S_s / S_b = 60.4\ \% > 50\ \%$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci nous amène à envisager un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité de l'exécution.

Les dimensions du radier sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- ➢ Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous radier.
- ➢ Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- ➢ Bon enrobage des armatures.
- ➢ Non poinçonnement.

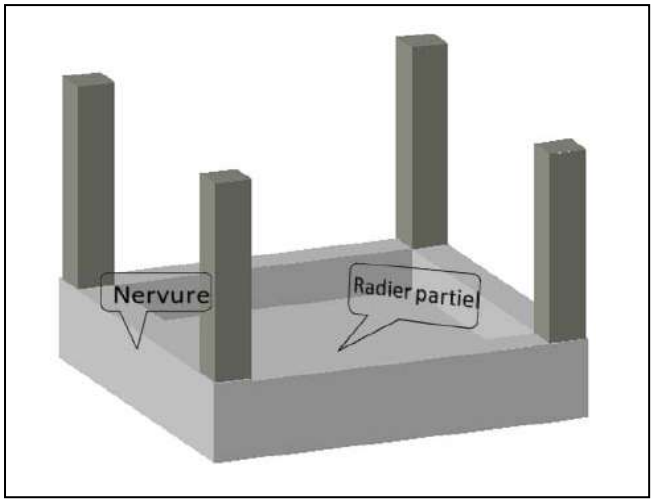


Figure VI.1 Schémas d'un radier nervuré

VI.4.2) Le Radier :

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux. Pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$$\rho = \frac{3.50}{4.50} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow$$ panneau travaillant suivant les deux directions

VI.4.3) Prédimensionnement du radier :

- La surface minimale du radier :

On a N_{ser}=49254.20 kN ; σ_{sol}=1.5 bars=150 kN/m^2

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{49254.20}{150} = 328.36 m^2$$

L'emprise totale de l'immeuble est de : 543.62 m^2

Alors :

Il y a deux étapes à suivre pour le dimensionnement d'un radier qui sont :

- Prédimensionnement de la dalle
- Prédimensionnement de nervure

VI.4.3.a) Dalle :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{500\text{-}50}{20} = \frac{450}{20} = 22.5cm$$

- **Calcul du débordement D**

$D \geq Max\ (h_r/2, 30cm) = 30cm$

Soit : D= 60cm ; D'ou : Sr = S+DxP

- **Sr** : Surface du radier.
- **S** : Surface totale du bâtiment.
- **P** : le périphérique de bâtiment

Sr=543.62+0.6x99.16=603.11 m2

Alors la surface de radier est Sr= 603.11 m2

VI.4.3.b) Nervure :

- **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier général doit saisfaire : $h_r \geq \frac{L_{max}}{10}$

Avec :

- $\mathbf{L_{max}}$: La plus grande distance entre deux poteaux
- $\mathbf{h_r}$:épaisseur du radier.

D'où : $h_r \geq 450/10 = 45$ cm ; alors **$h_r \geq 45$ cm .**

- **Condition de la longueur élastique :**

$$Le \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- $\mathbf{L_{max}}$: plus grande distance entre deux portique parallèles :
- $\mathbf{L_e}$: longueur élastique.

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

- **E** : module d'élasticité.
- **I** : inertie d'une bande d'1 m de radier.

- **K** : coefficient de raideur du sol.
- **b** : largeur du radier (bande de 1m) .

$$Le^4 = \frac{4EI}{Kb} \quad [7], \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^2}}$$

$L_{max} = 4.50$ m ; $E = 32164.19$ MPa ; $K=0.04$ N/mm^3 (sol moyen)

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 0.04 \times 4500^4}{32164.19 \times \pi^4}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{h \geq 63.10\ cm}$$

Donc :

- On choisit h= 70 cm et b=50cm
- Alors : on a des nervures de **50x70cm**.

Condition de poinçonnement:

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$N_u \leq 0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28} / \gamma_b$ (art A.5.2.4) CBA93.

Avec:

- **N_u**: Effort normal du poteau le plus solicité.
- **μ_c**: Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen. ($\mu_c = 2[(a+b)+2h]$)

On a

$N_u = 1955.35$ kN ; $0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28}/\gamma_b = 2520$ kN

Donc : $N_u \leq 0{,}045\ \mu_C * h * f_{c28}$ **C.V**

VI.4.4) Ferraillage du radier :

Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93. La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.4.4.a) Dalle

Evaluation des charges :

- **A l'ELU**: $q_u = [\Sigma N_u + 1.35(P_{rad} + P_{remblai} + P_{amor})]/S_{rad} = 114.08$ kN/m².
- **A l'ELS** : $q_{ser} = [\Sigma N_{ser} + P_{rad} + P_{remblai} + P_{amor}]/S_{rad} = 83.03$ kN/m².

- **Vérification de la surface du radier :**

$$\sigma_{radier}=q_{radier}=\frac{114.08\ kN}{m^2}=0.114\ MPa$$

Cette contrainte est inferieur à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{radier}=1.14\ bars < \overline{\sigma_{adm}} = 1.5bars$$

Donc la surface du radier est suffisante.

- **Calcul des moments de la dalle :**

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

1.) Détermination des moments à l'ELU:

$Mx = \mu x.qu.lx^2 = 0.0596x114.08x\ (3.5)^2 = 83.28$ kN.m.

$My = \mu y.\ Mx = 0.5440x83.28 = 45.30$ kN.m.

- ***En travée:***

$Mtx = 0.85Mx = 0.85x83.28 = 70.78$ kN.m.

$Mty = 0.85My = 0.85x45.30 = 38.50$ kN.m.

- ***Aux appuis:***

$Max = -0.3\ Mx = -0.3\ x83.28 = -24.98$ kN.m.

$May = -0.3\ Mx = -0.3\ x83.28 = -24.98$ kN.m.

2.) Détermination des moments à l'ELS:

$Mx = \mu x.q_{ser}.lx^2 = 0{,}0661\ x83.03x\ (3.5)^2 = 67.23$ kN.m.

$My = \mu y.\ Mx = 0.6710\ x67.23 = 45.11$ kN.m.

- ***En travée:***

$Mtx = 0.85Mx = 0.85x67.23 = 57.14$ kN.m.

$Mty = 0.85My = 0.85x45.11 = 38.34$ kN.m.

- ***Aux appuis:***

$Max = -0.3\ Mx = -0.3x67.23 = -20.16$ kN.m.

$May = -0.3\ Mx = -0.3x67.23 = -\ 20.16$ kN.m.

- **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:**

Tableau VI.1 : calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	Sens	M (kN.m)	D (cm)	A_{Cal} (cm²)	A_{Min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)
Travée	X-X	70.78	27	7.80	3.00	8HA14
	Y-Y	38.50	27	4.17	3.00	8HA14
Appui	X-X	24.98	27	2.69	3.00	8HA12
	Y-Y	24.98	27	2.69	3.00	8HA12

- **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Tableau VI.2 : Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{ELU} (cm²)	M_{ser}(kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X-X	12.31	57.14	191.56	5.97	Oui	Oui
	Y-Y	12.31	38.34	128.53	3.80	Oui	Oui
Appui	X-X	9.05	-20.16	90.69	2.24	Oui	Oui
	Y-Y	9.05	-20.16	90.69	2.24	Oui	Oui

- **Espassement des armatures :**

- **Et travée :**

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **A l'appui:**

$$S_t = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**:

$$Tx = \frac{qu \,.lx\,.ly}{2ly+lx} = \frac{114.08 \cdot 3.50 \cdot 4.50}{2 \cdot 4.50 + 3.50} = 143.74 \text{ kN}$$

$$Ty = \frac{qu \,.lx\,.ly}{3ly} = \frac{114.08 \cdot 3.50 \cdot 4.50}{3 \cdot 4.50} = 133.09 \text{ kN}$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \,.\, d} = \frac{143.74.10^3}{1000*270} = 0.53 \text{ MPa} \leq \frac{0.07\,.fc28}{\gamma b} = 1.167 \text{ MPa}$$

D'où la condition est vérifiée donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.4.4.b) Le calcul de D (débordement) :

Le calcul se fait pour une tranche de 1m

b = 1 m ; h = 30 cm ; d = 0.9 h = 27 cm

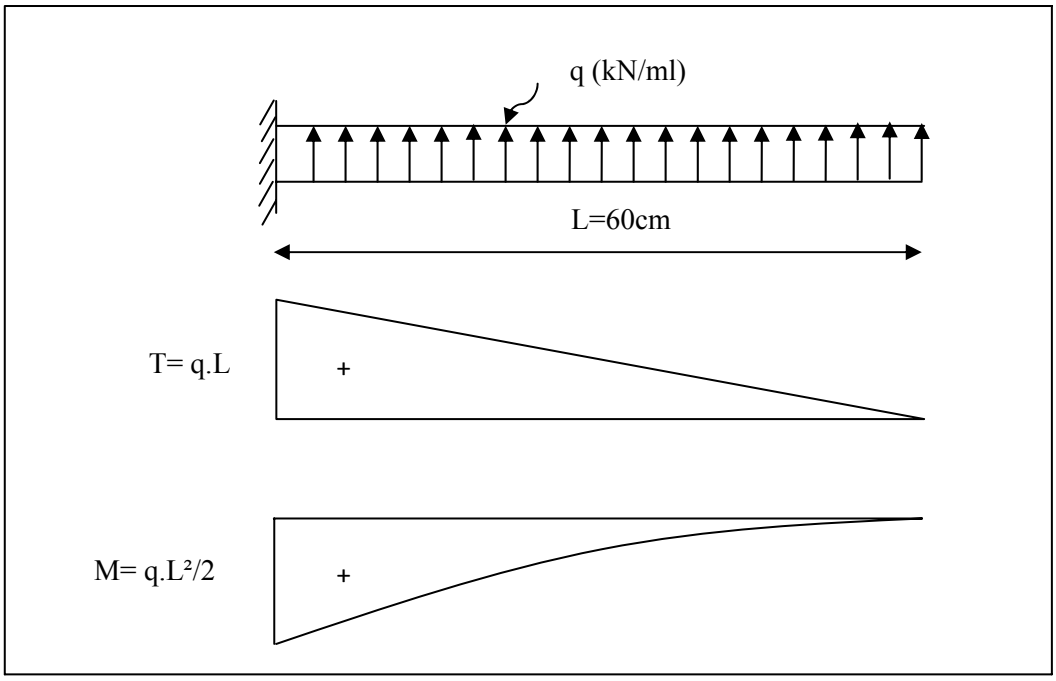


Figure VI.2 : Schéma statique du débord de radier

- **Calcul a L'ELU :**

On a : q_u= 114.08 kN/ml

$M_{max} = q_u L^2 / 2 = 114.08 \times (0.6)^2 / 2 = 20.53$ kN.m.

Tableau VI.3 : Calcul à l'ELU du débord du radier

Mu (kN.m)	d (m)	μ	A_S (cm²)	$A_{S, choisis}$ (cm²)
20.53	0.27	0.02	2.20	4HA12=4.52

- **Vérification à l'ELS**

On a : q_{ser}= 83.03 kN/ml

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 14.94 \text{kN.m}$$

σ_b=2.19 MPa ; σ_s=131.18 MPa

Les contraintes sont vérifiées.

- **Condition de non fragilié :**

$$A_s \geq A_s^{min} \quad \text{Tel que} \quad \begin{cases} A_s^{min} = 0.23bd\dfrac{f_{tj}}{f_e} \\ A_s^{min} = 3.26\text{cm} \end{cases} \quad \textbf{(C.V)}$$

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Vu}{bd} < \overline{\tau u}$$

b =1 m ; d =0,90 x 0.30 = 0,27 m.

$V_u = q_u.l = 68.44$ kN

$$\tau u = \frac{0.068}{0.27} = 0.25 MPa$$

$\tau u < \overline{\tau u}$ =2.5 **(C.V)**

Observation : pour des raisons pratiques et constructives, on adopte pour la $A_{débord}$ le prolongement des aciers du radier (A_s=8HA14/ml).

VI.4.4.c) Nervure :

- **Evaluation des charges** :
  - **À l'ELU :**

q_u= 187.15 kN/ml

  - **À l'ELS :**

q_{ser}= 131.26 kN/ml

- **Calcul des moments :**

1.) Aux appuis :

- **À l'ELU :**

$$M_a = -\frac{q_u.l^2}{12} = \frac{187.15 x 4.50^2}{12} = -315.81 \text{ kN.m}$$

- **À l'ELS :**

$$M_a = -\frac{q_{ser}.l^2}{12} = \frac{131.26 x 4.50^2}{12} = -221.50 \text{ kN.m}$$

2.) En travées :

- **À l'ELU :**

$$M_t = -\frac{q_u x l^2}{24} = \frac{187.15 x 4.50^2}{24} = 157.90 \text{ kN.m}$$

- **À l'ELS :**

$$M_t = -\frac{q_{ser} x l^2}{24} = \frac{131.26 \ x 4.50^2}{24} = 110.75 \text{ kN.m}$$

- **Calcul du ferraillage des armatures longitudinales à l'ELU de résistance :**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h = 54cm \qquad et \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.\, b.\, d^2} \; ; \quad Si \;\; \mu \leq \mu l \; = \; 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \;\; et \;\; A = \frac{Mu}{\beta.\, d.\, \sigma s}$$

Tableau VI.4 : Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	M_u (kN.m)	D (cm)	A_{Cal} (cm²)	A_{Min} (cm²)	A_{choisi} (cm²)
Travée	157.90	65	7.25	3.50	4HA20
Appui	315.81	65	14.74	3.50	8HA20

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI.5 : Vérification des armatures longitudinales de la nervure à l'ELS

	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σ_b (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
Travée	12.56	110.75	4.03	150.03	Oui	Oui
Appui	25.13	-221.50	6.32	155.23	Oui	Oui

- **Les armatures transversales :**
  - **Calcul de l'effort tranchant Tu :**

Tu=q_u.l/2=315.81 x4.50/2=710.57kN.

  - **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{710.57 * 10^3}{500\,.\,650} = 2.18 \text{ MPa} < [\tau] = 2.50 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

  - **Zone nodale :**

- L_{nod} = 2h = 1.4 m
- A_t = 6Φ10 ; S_t = 10cm

  - **Zone courante :**

- A_t = 6Φ10 ; S_t = 20cm.

VI.5) Les longrines :

VI.5.1) Introduction:

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, leurs rôles d'aborder l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

VI.5.2) Prédimensionnement : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

30 cm x 25 cm : sites de catégorie S_3

On adopte une section de 30cm x 30cm

VI.5.3) Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F_u=\frac{N_u}{\alpha} \geq 20kN$$

- **N**: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.
- **α**: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

(Dans notre cas : site S_3 et zone sismique III **α = 10**)

$$F_u=\frac{N_u}{\alpha}=\frac{1955.35}{10}=195.535\ kN$$

$$F_{ser}=\frac{N_{ser}}{\alpha}=\frac{1420.40}{10}=142.040k$$

VI.5.4) Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **à l'ELU :**

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$$A_u=\frac{195.535.10^3}{348}=5.61\ cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$A \geq \frac{B.f_{t28}}{f_e}$$

Donc : $A \geq \frac{(30\times30)\times2,1}{400} \Rightarrow A \geq 4.72\ cm^2$

Alors on adopte : **A= 2 x (3HA14) = 9.23 cm²**

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{142.040.10^3}{9.23} = 153,88$ Mpa $\leq \overline{\sigma_s} = 202$ Mpa C.V

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B: [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄

$A_{min} = \frac{0,6b.h}{100} = 5.40\ cm^2$

Donc on adopte : **A= 2 x (3HA14) = 9.23 cm²**

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄qui doit être inférieur au

Min (20 cm $15\Phi_l$).

- **Section :**

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66$ mm

On adopte :

$\varphi_t = 8mm$

$A_t = 4\emptyset8 = 201\ mm^2$

- **Espacement :**

$S_t \leq Min[20\ cm; 15\varphi_l] = Min[20\ cm; 21\ cm]$

On adopte : S_t= 15cm

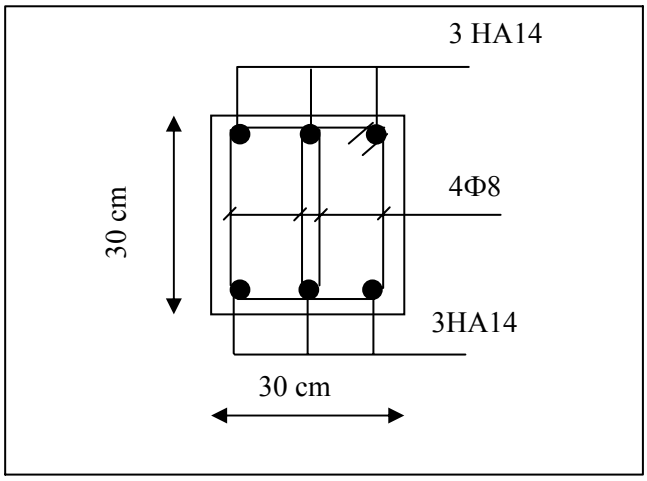


Figure VI.3 : Ferraillage des longrines

VI.7) Etude de mur de soutènement :

VI.7.1) Introduction:

Les murs de soutènement sont réalisés dans le But de retenir des pressions latérales causées par les sols, on distingue deux types :

1.) Murs poids.

2.) Murs en béton armé.

Notre ouvrage contient le mur de soutènement de 2eme type (Mur en Béton armé).

VI.7.2) Prédimensionnement du Mur:

h = 5.20m

e = h/24 (min = 30cm)

⇒ e = 5.20/24=21.66 **[10]**

On prend : e = 30 cm

e_1 = h/12 =5.20/12

On prend : e1= 45 cm

Notre mur est ancré dans le radier général.

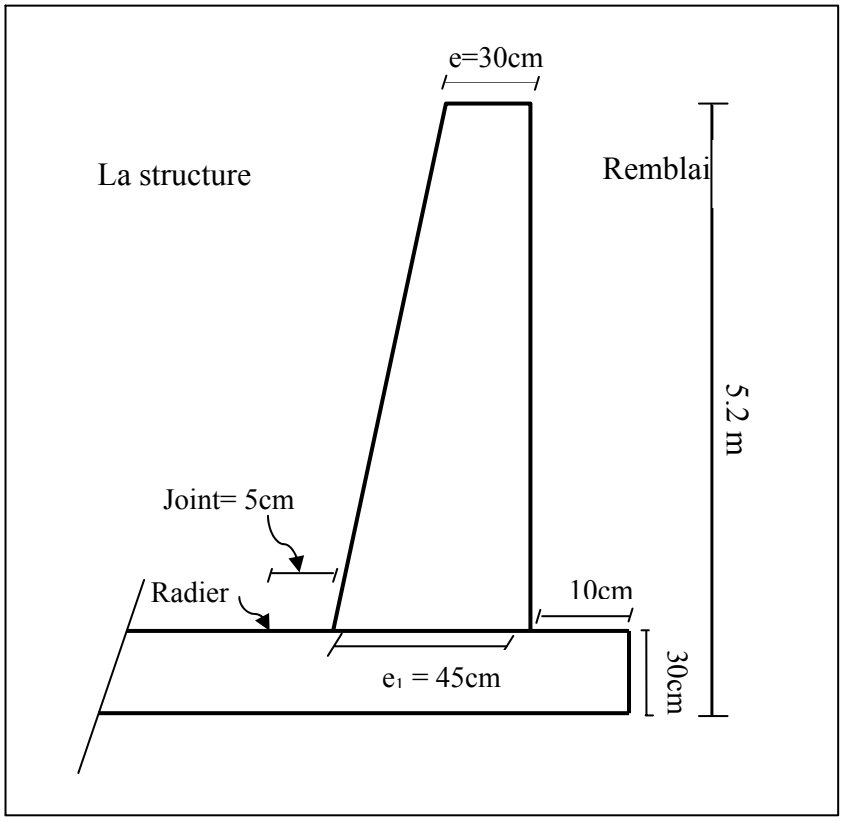


Figure VI.4 : schéma de mur de soutènement

VI.7.3) Calcul du Mur à l'état limite ultime :

Le calcul se fait pour une tranche de 1m.

- **Calcul des poussées :**

Les caractéristiques de terrain naturel : σ_s = 1.50 bar, γ_h = 18kN/m^3, φ = 25°, c= 0,1 bar, $\beta = 0$, $\lambda = 0$.

Il existe plusieurs type de poussée, on site :

- Poussée de terre
- Poussée de surcharge

1.) Poussée de terre :

$$P = \frac{1}{2} . K_a . \gamma . H^2$$

Avec : $k_a = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ (Formule simplifiée de Rankine)

$$K_a = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}) = 0,405$$

$$P_a = \frac{1}{2} \text{ x } 0,405 \text{ x } 18 \text{ x } 5,20^2 = 98.560 \text{ kN}$$

$$M_r = \frac{1}{3} . P_a . H = 170.837 \text{ kN.m}$$

VI.7.4) Ferraillage :

Tableau VI.6 : Les données de calcul

Situation durable		**Situation durable**	
Béton	***Acier***	***Béton***	***Acier***
γ_b= 1.5	γ_s= 1.15	γ_b= 1.5	γ_s= 1.15
σ_b= 25 MPa	FeE 400	σ_b= 25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$= 14.2 MPa	$\overline{\sigma_s}$= 348 MPa	$\overline{\sigma_b}$= 14.2 MPa	$\overline{\sigma_s}$= 348 MPa

- **Rideau :**
  - **Ferraillage à ELU**:

2/ Base du voile :

$$M_U (5.20) = 1,35(\frac{1}{3} . P_a . H) = 230.629 \text{ kN.m}$$

Pour b =100 cm, h=45 cm, c1= c2=3 cm,

On obtient Au= 16.59 cm^2 donc le ferraillage choisie est :

$A_{choisis}$= **8HA20**=25.13 cm^2 (St=12cm)

$A_{REP}=A_{choisi}/4=$ 6.28 cm^2 = **20HA10**= 15.70 cm^2 (St =22.5 cm).

❖ **Conclusion :**

La vérification de la stabilité au renversement et au glissement du mur n'est pas nécessaire vu que le mur est ancré dans le radier.

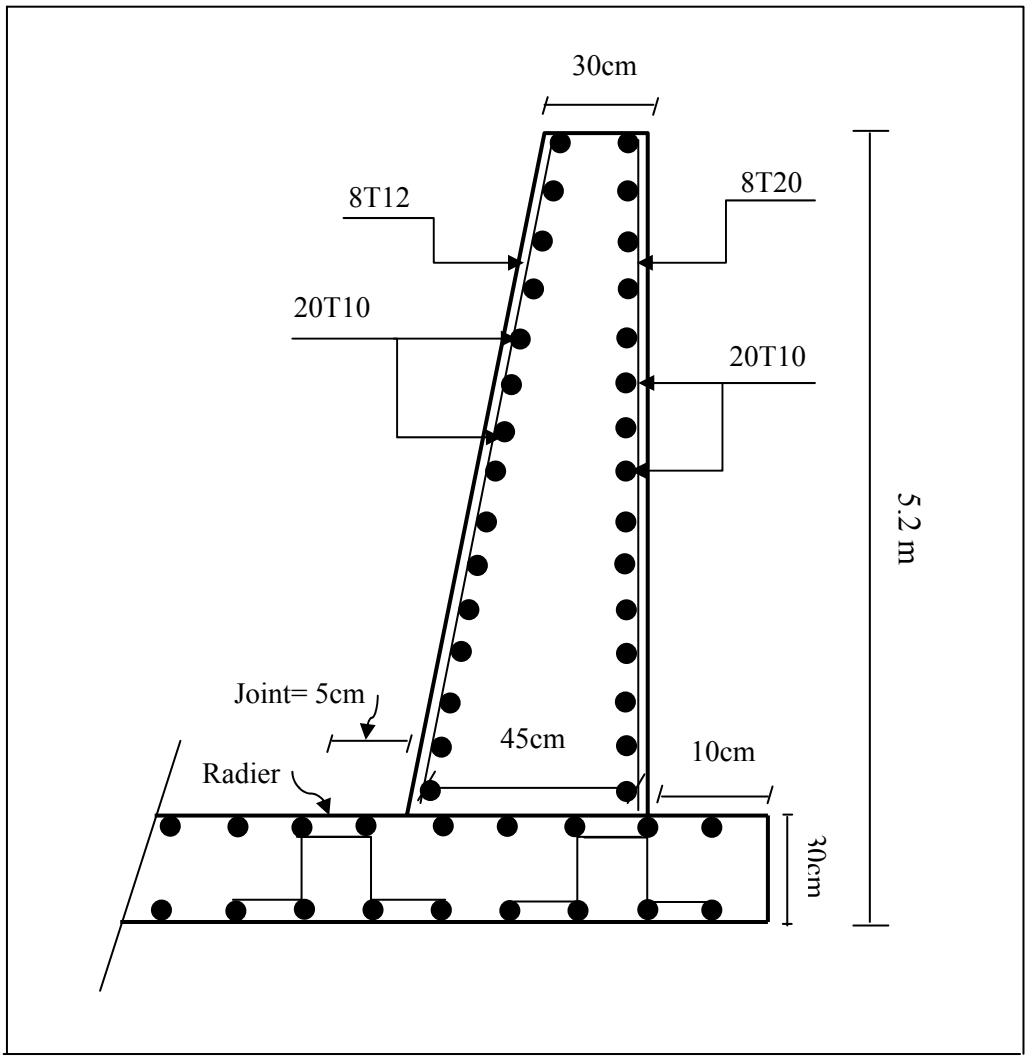


Figure VI.5 : Ferraillage de mur de soutènement

Conclusion

L’étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l’apprentissage théorique du cycle de formation de licence et Master et surtout d’apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d’une part.

Et d’autre part d’acquérir des conaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d’études des structures ; même sur le pratique des logiciels comme **ROBOT2010** ; **SOCOTEC** ; **AUTOCAD** …etc.

Pour le contreventement et la disposition des voiles ; on a constate que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

De ce fait cette étude constitue la première expérience dans notre métier à savoir l’apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que le contacte avec les entreprises qui nous permis d’avoir des solutions économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés.

REFERENCE BIBIOGRAPHIQUE

Document Réglementaire :

[1] : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.

[2] : Règles parasismiques algériennes RPA 99 / VERSION 2003.

[3] : Charges Permanentes et Charges d'Exploitation DTR B.C.2.2.

[4] : Cours Monsieur BOUKENDADJI.

[5] : Calcul des ouvrages en BA. M. BELAZOUGUI.

[6] : Conception et calcul des structure en Béton « Henry THONIER ».

[7] : Cours pratique de MECANQUE DES SOLS « G. SANGLERAT ».

[8] : DAVIDOVICI Formulaire -BA-

[9] : Thèse de M SAIDI Med Mouloud.

[10] :Mur de soutènement.

LOGICIELES :

- ROBOTBAT 2010.
- SOCOTEC.
- EXPERT 2010.