



République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA-Bejaia  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

## Thème

Etude d'un bâtiment en béton armé  
(RDC+7 étage+deux enter-sol)

Présenté par :

Afroukh Lyes

Chalal Massinissa

Soutenu le 19/10/2021 devant le jury composé de :

Mr OURTEMACHE	Mourad	Président
Mr BELHAMDI	Nourredine	Encadreur
Mr GUECHARI	Lounis	Examineur

# Remerciements

---

*Tout d'abord, nous remercions le **Dieu**, notre créateur et nous **chères parents** de nous avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.*

*Nous adressons le grand remerciement à notre promoteur **Mr N.Belhamdi** pour ses conseils et ses dirigés du début à la fin de ce travail et de nous avoir soutenue et encourager tout au long. Nous tenons également à remercier messieurs les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de siéger à notre soutenance.*

*Nous remercions **Mr O.Sadaoui** pour les enseignements qu'il a bien voulu nous donner durant notre formation notre apprentissage.*

*Enfin on tient à remercier tous ceux qui nous ont aidés de loin ou de pré afin de pouvoir réaliser ce modeste travail*

# DEDICACES

Afroukh Lyes

*Je dédie ce modeste travail :*

*À celui qui c'est toujours sacrifier pour notre bien et qui a su guidé mes pas jusqu'à ce  
jours mon chère père Abdelhak*

*Au pilier de ma vie celle qui m'a toujours soutenue et à veiller sur mon bonheur et ma  
joie qui éclaire mes jours et me donne l'espoir, le courage la force la volonté qui a tout  
donnée pour mon éducation ma chère mère*

*à mes frères qui ont toujours était présents à mes côtés et l'épaule sur laquelle je  
m'appuie : massinissa ,nassime et fateh et ma précieuse sœur et son petit ange badou*

*A mes deux chère oncles Mr zidane et Mr Rabah ben Oudiba et mes tantes*

*A tous mes meilleurs amis : Oumara Merouane, Mouzaoui Sofiane , Ameer Imed,  
Chelghoume Massinissa, Abdoudou Dady, Halfaoui Djidji .*

*Un grand merci à Marouf Sabrina.*

Chalal Massinissa

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, source de vie et d'affection*

*A ma chère femme la lumière de ma vie*

*A mes chers frères ,sœurs et leurs enfants ,source de joie et de bonheur*

*A toute ma famille, source d'espoir et de motivation*

*A tous mes amis ,tout particulièrement mouzaoui sofiane*

*A lyes afroukh, cher amis avant d'être binôme*

*A vous cher lecteur*

# Table des matières

---

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 PRESENTATION DU PROJECT .....</b>	<b>2</b>
1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
1.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE.....	2
1.2.1. Dimensions en élévation.....	2
1.2.2. Dimensions en plans.....	2
1.3. DONNEES GEOTECHNIQUE DU SITE .....	2
1.3.1. Essais in-situ .....	3
a. Sondage carotté.....	3
b. Essais au pénétromètre dynamique.....	3
c. Essai de pénétration au carottier (SPT) .....	3
1.3.2. Essais de laboratoire.....	4
a. Essai d'identification physique.....	4
b. Essais mécaniques.....	5
c. Essais de cisaillement (résistance).....	5
d. Essais chimique .....	5
1.3.3. Conclusions de l'étude géotechnique .....	5
1.4. CARACTERISTIQUES STRUCTURALES.....	5
1.4.1. Système de contreventement.....	5
1.4.2. Les plancher.....	6
1.4.3. La maçonnerie .....	6
1.4.4. L'acrotère.....	6
1.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	7
1.5.1. Béton .....	7
1.5.2. Module de déformation longitudinale du béton .....	8
1.5.3. Contrainte ultime de cisaillement (du béton)CBA93 (Art. A.5.1.2.1.1.) .....	8
1.6. ACIER .....	9
1.6.1. Résistance caractéristique de l'acier : .....	9
a. Fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :CBA93(Art. A.4.5.3.2).....	10
b. Fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :CBA93(Art. A.4.5.3.3).....	10
c. Fissuration très préjudiciable(FP-milieux agressifs):CBA93(Art. A.4.5.3.4) .....	10
1.7. LES ACTIONS .....	10
1.7.1. Les actions permanentes (G) .....	10
1.7.2. Les actions variables (Q).....	11
1.7.3. Les actions accidentelles (FA) .....	11
1.8. COMBINAISONS D'ACTIONS .....	11
1.8.1. Combinaison d'action à l'ELUCBA93 (article : A.3.3.2).....	12
a. Situation durable ou transitoire : .....	12
b. Situations accidentelles.....	12
1.8.2. Combinaison d'action à l'ELS :.....	12
1.9. REGLEMENTS, NORMES ET DOCUMENTS UTILISEES .....	13
<b>CHAPITRE 2 ETUDE DE STABILITE DE SOL.....</b>	<b>14</b>

2.1. INTRODUCTION .....	14
2.2. LES DIFFERENTES METHODES DE CALCUL DE STABILITE DES PENTES.....	14
2.3. COEFFICIENT DE SECURITE .....	14
2.3.1. <i>Calcul du coefficient de sécurité</i> .....	15
2.3.2. <i>Choix de la méthode et du coefficient de sécurité</i> .....	15
a. -Les glissements plans .....	15
b. Les glissements rotationnels ou circulaires.....	16
2.4. DESCRIPTION DE LA METHODE DE FELLENIUS :	17
2.4.1. • <i>Étude en coupe (détermination du facteur de sécurité):</i> .....	17
2.5. DESCRIPTION DE LA METHODE BISHOP .....	19
2.6. CALCUL MANUEL DE LA STABILITE DES PENTES PAR LA METHODEFELLENIUS :	20
- CHANGEMENT DE L'ANGLE DE TERRASSEMENT. ....	21
- CONSTRUIRE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT. ....	21
2.7. ANALYSE DU GLISSEMENT PAR LOGICIEL .....	21
2.7.1. <i>Présentation du logiciel</i> .....	22
2.8. CONCLUSION.....	25
<b>CHAPITRE 3    PRE-DIMENSIONNEMENT .....</b>	<b>26</b>
3.1. INTRODUCTION :	26
3.2. LES PLANCHERS.....	26
3.2.1. <i>Dispositions des poutrelles</i> .....	26
3.2.2. <i>Plancher en corps creux</i> .....	27
3.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES .....	27
3.3.1. <i>Dalles pleines</i> .....	28
a. Résistance au feu (CBA93).....	28
b. Résistance à la flexion .....	28
3.4. LES ESCALIERS.....	29
3.4.1. <i>Pré dimensionnement des escaliers</i> .....	30
3.5. LES POUTRES.....	31
3.5.1. <i>Les poutres principales</i> .....	31
3.5.2. <i>Les poutres secondaires</i> .....	32
3.5.3. <i>Pré dimensionnement de la poutre chaînage</i> .....	33
3.6. ÉTUDE D'ACROTÈRE .....	33
3.7. LES VOILES .....	34
3.8. LES POTEAUX :	35
3.9. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTE .....	35
3.9.1. <i>Plancher à corps creux</i> .....	35
3.9.2. <i>Plancher en dalle plein</i> .....	36
3.9.3. <i>Murs extérieurs double parois en brique creuses</i> .....	36
3.9.4. <i>Murs intérieurs une seule paroi en brique creuse</i> .....	37
3.9.5. <i>Escaliers</i> .....	37
3.9.6. <i>Evaluation des surcharges d'exploitations(Q)</i> .....	38
3.9.7. <i>Poussé des terres sur les voiles de soutènements</i> .....	38
3.10. CONCLUSION :	39
a. Plancher :	39
b. Poutres :	39

c. Voile : .....	39
d. Poteaux : .....	39
<b>CHAPITRE 4    MODELISATION 3D ET ANALYSE STATIQUE ET DYNAMIQUE DE BATIMENT .....</b>	<b>40</b>
4.1. INSTRUCTION .....	<b>ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.</b>
L'OUVRAGE FAISANT L'OBJET DE CETTE ETUDE EST UN BATIMENT EN BETON ARME DE DIX NIVEAUX (DEUX SOUS-SOL + RDC+7 ETAGES), A USAGE D'HABITATION POUR LE RESTE DES NIVEAUX. ....	40
POUR RAPPEL, LE SYSTEME DE CONTREVENTEMENT QU'ON A PRIVILEGIE POUR LA STRUCTURE EST LE SYSTEME DE CONTREVENTEMENT MIXTE ASSURE PAR DES VOILES ET DES PORTIQUES AVEC JUSTIFICATION DE L'INTERACTION PORTIQUES-VOILES. ....	40
DANS CE CHAPITRE EST PRESENTE : .....	40
– LA MODELISATION 3D DU BATIMENT .....	40
– VERIFICATION DU PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SOUS LES CHARGES GRAVITAIRES .....	40
– ANALYSE SISMIQUE ET JUSTIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA99/VERSION2003 .....	40
4.2. MODELISATION .....	40
4.3. ANALYSE STATIQUE POUR LA VERIFICATION DU PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SOUS CHARGES GRAVITAIRES .....	42
4.3.1. Validation de la prise en compte de la dégression des charges d'exploitation avec le Logiciel .....	42
4.3.2. Vérification des poteaux à la compression simple sous les charges gravitaires .....	43
4.3.3. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1) .....	45
4.4. ANALYSE SISMIQUE.....	46
4.4.1. Méthode de calcul des forces sismiques.....	46
4.4.2. Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base ( <i>Vst</i> ).....	47
4.5. DISPOSITION DES VOILES.....	50
4.6. JUSTIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA99/VERSION2003 .....	50
4.6.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales .....	50
4.6.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base .....	52
4.6.3. Justification de l'interaction voiles portiques .....	53
a. Sous charges horizontales.....	53
b. Sous charges verticales (RPA99/2003(Art 4.a)).....	54
4.6.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	55
4.6.5. Justification vis à vis des déformations.....	55
4.6.6. Justification vis-à-vis l'effet $P-\Delta$ (RPA99(Art5.9)) .....	57
4.7. CONCLUSION.....	58
<b>CHAPITRE 5    FERRAILLAGE DES ELEMENTS .....</b>	<b>59</b>
5.1. INTRODUCTION.....	59
5.2. ETUDE DES POTEAUX.....	59
a. b) Les armatures transversales.....	60
5.3. CALCUL DU FERRAILLAGE LONGITUDINAL.....	61
5.3.1. Exemple de calcul .....	62
5.3.2. Calcul Ferrailage transversale : .....	64
5.3.3. Vérifications.....	65
5.3.4. Dispositions constructives .....	68
5.3.5. Ferrailage des poteaux .....	70
5.4. ETUDE DES POUTRES.....	70
5.4.1. Ferrailage des poutres .....	71
a. Les armatures longitudinales(RPA99/2003(art7.5.2.1)) .....	71

b. Les armatures transversales (RPA99/2003(art7.5.2.2) .....	71
5.4.2. Calcul du ferrailage .....	72
5.4.3. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) .....	72
5.4.4. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) .....	73
a. Recommandation du BAEL .....	73
5.4.5. Exemple de calcul .....	73
5.4.6. Vérification des armatures selon le RPA99/version2003 .....	74
a. Les longueurs de recouvrement .....	74
5.4.7. Les armatures transversales .....	75
a. Calcul de diamètre des armatures transversal $\Phi$ .....	75
b. Calcul des espacements des armatures transversal .....	75
5.4.8. Vérification des sections d'armatures transversales .....	75
5.4.9. Vérification à l'ELU .....	76
a. Vérification des contraintes tangentielles .....	76
b. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement .....	76
5.4.10. Vérification a l'ELS .....	76
a. État limite d'ouverture des fissures .....	76
b. État limite de compression du béton .....	76
c. État limite de déformation (évaluation de la flèche) .....	77
5.4.11. Schéma de ferrailage des poutres .....	77
5.5. VERIFICATION DES ZONES NODALES .....	79
5.5.1. Les moments résistants dans les poteaux .....	80
5.5.2. Les moments résistants dans poutres .....	81
a. Poutres principale : .....	81
b. Poutre secondaire : .....	81
5.6. ÉTUDE DES VOILES .....	82
5.6.1. Calcul des voiles par la méthode des contraintes .....	82
5.6.2. Recommandation du RPA99 version 2003 .....	85
5.6.3. Ferrailage des voiles .....	86
a. calcul des contraintes : .....	86
b. Ferrailage de voile $V_{y3}$ .....	87
5.6.4. Schéma de ferrailage du voile $V_{y3}$ au 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage .....	91
<b>CHAPITRE 6 ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE .....</b>	<b>92</b>
6.1. INTRODUCTION .....	92
6.2. ÉTUDE DES FONDATIONS .....	92
6.2.1. Les différent type de fondation .....	92
6.2.2. Choix du type des fondations .....	92
6.2.3. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles .....	93
6.2.3.1. Semelles isolées .....	93
a. Pré dimensionnement .....	95
b. La condition de coffrage .....	95
c. La condition de raideur (rigidité) .....	95
d. Condition de cisaillement : .....	96
e. Vérification au poinçonnement .....	96
f. Vérification de la contrainte du sol .....	96
g. Vérification de la stabilité au renversement .....	97
h. Vérification de la poussé hydrostatique .....	97

6.2.4. <i>Ferraillage de radier</i> .....	98
a. <i>Ferraillage de l'hourdis de radier</i> .....	98
b. <i>Schéma de ferraillage de l'hourdis de radier</i> : .....	100
6.2.5. <i>Schéma de ferraillage des nervures</i> : .....	101
6.3. VOILES PERIPHERIQUES .....	101
6.3.1. <i>Introduction</i> .....	101
6.3.2. <i>Caractéristiques des voiles</i> .....	102
6.3.3. <i>Caractéristiques du sol</i> .....	102
6.3.4. <i>Evaluation des charges et surcharges</i> : .....	102
6.3.5. <i>Calcul de ferraillage du voile périphérique</i> .....	103
a. <i>Calcul des moments isostatique</i> : .....	103
b. <i>Espacement des armatures</i> : .....	104
6.3.6. <i>Vérifications</i> .....	104
a. <i>Condition de non fragilité</i> :.....	104
b. <i>Effort tranchant</i> : .....	104
6.3.7. <i>Schéma du voile périphérique</i> .....	106
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	<b>107</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	<b>108</b>

# Table des figures

---

FIGURE 2.1.REPRESENTATION DE GLISSEMENT EN PLAN .....	16
FIGURE 2.2.REPRESENTATION DE GLISSEMENT CIRCULAIRE .....	16
FIGURE 2.3.CALCUL PAR LA METHODE DES TRANCHES .....	17
FIGURE 2.4.BILAN DES FORCES AGISSANT SUR UNE TRANCHE .....	18
FIGURE 2.5.REPRESENTATION DES DIFFERENTS PROGRAMMES DE GEOSTUDIO.....	21
FIGURE 2.6.PRESENTATION DE L'INTERFACE DE LOGICIEL SLOPE/W.....	23
FIGURE 2.7.PRESENTATIO DES LIGNES DE RUPTURE ET COEFFICIENT FS .....	25
FIGURE 3.1.SHEMA DE LA DISPOSITION DES POUTRELLES (ÉTAGE COURANT).....	26
FIGURE 3.2.PLANCHER EN CORPS CREUX.....	27
FIGURE 3.3.COUPÉ TRANSVERSALE D'UNE POUTRELLE.....	28
FIGURE 3.4.DALLE SUR 4 APPUIS .....	29
FIGURE 3.5. SCHEMA D'UN ESCALIER .....	30
FIGURE 3.6.SHEMA STATIQUE D'ESCALIER.....	30
FIGURE 3.7.COUPÉ TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.....	34
FIGURE 3.8.COUPÉ VERTICALE DU VOILE.....	34
FIGURE 4.1.MODELISATION 3D DE LA STRUCTURE SUR ETABS 2016.....	42
FIGURE 4.2.DISPOSITION DES VOILES.....	50
FIGURE 4.3. 1 <sup>ER</sup> MODE DE VIBRATION T=0,598s .....	51
FIGURE 4.4.2 <sup>EME</sup> MODE DE VIBRATION T=0,544s.....	52
FIGURE 4.5.3 <sup>EME</sup> MODE DE VIBRATION T=0,393s .....	52
FIGURE 5.1.ZONE NODALE.....	60
FIGURE 5.2. SECTION REDUITE DU BETON .....	65
FIGURE 5.3.....	67
FIGURE 5.4.FERRAILLAGE DES SECTIONS DE POTEAU.....	69
FIGURE 5.5. SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX .....	70
FIGURE 5.6.SHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES.....	79
FIGURE 5.7.VERIFICATION DES ZONES NODALES.....	79
FIGURE 5.8.DIAGRAMME DES CONTRAINTES ENTIEREMENT TENDU ( $\sigma_{max}, \sigma_{min} < 0$ .....	84
FIGURE 5.9.DIAGRAMME DES CONTRAINTES PARTIELLEMENT COMPRIMEE ( $\sigma_{max}, \sigma_{min} < 0$ .....	84
FIGURE 5.10.DIAGRAMME DES CONTRAINTES ENTIEREMENT COMPRIMEE ( $\sigma_{max}, \sigma_{min} > 0$ .....	84
FIGURE 5.11.DIAGRAMME DE REPARTITION DES CONTRAINTES SUR LE VOILE VY3.....	87
FIGURE 5.12.FERRAILLAGE DE VOILE DE CONTREVENTEMENT.....	91
FIGURE 6.1.VUE D'UNE SEMELLE ISOLEE.....	93
FIGURE 6.2.SHEMA DE LA SEMELLE FILANTE.....	94
FIGURE 6.3.REPATRITION DES MOMENTS SUR L'HOUDIS DE RADIER A L'ÉLU.....	99
FIGURE 6.4.SHEMA DE FERRAILLAGE DE L'HOUDIS.....	100
FIGURE 6.5.SHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES.....	101
FIGURE 6.6. SCHEMA DU MUR PERIPHERIQUE.....	102
FIGURE 6.7. DIAGRAMME DES CONTRAINTES.....	103
FIGURE 6.8.SHEMA DU VOILE PERIPHERIQUE.....	106

# Liste des Tableaux

---

TABLEAU 1.1 : LES COUCHES LITHOLOGIQUES DU SITE.....	3
TABLEAU 1.2.RESISTANCE DYNAMIQUE DE POINTE.....	3
TABLEAU 1.3.RESULTATS DESCRIPTION DE SOL.....	3
TABLEAU 1.4.INTERPETATION DES RESULTATS DE LAGRANULOMETRIE.....	4
TABLEAU 1.5. ÉTAT DE CONSISTANCE DU SOL.....	4
TABLEAU 1.6.VALEURS DES TENEURS EN EAU, LE DEGRE DE SATURATION ET DENSITE.....	4
TABLEAU 1.7. REPRESENTATION LES RESULTATS DE L'ESSAI DE CISAILEMENT.....	5
TABLEAU 1.8.REPRESENTATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE CHIMIQUE.....	5
TABLEAU 1.9. $f_e$ EN FONCTION DU TYPE D'ACIER.....	9
TABLEAU 2.1.LES DIFFERENTES FORMULES DE CALCUL DE COEFFICIENT DE SECURITE DES PENTES.....	15
TABLEAU 2.2.CALCUL LE FACTEUR DE SECURITE PAR LA METHODE FELLENUIS.....	20
TABLEAU 2.3.LES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DE SOL.....	24
TABLEAU 3.1.DIMENSIONNEMENT DE VOLEE 1 ET 3.....	31
TABLEAU 3.2.EVALUATION DES CHARGES DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE 1 ET 2.....	35
TABLEAU 3.3.EVALUATION DES CHARGES DU PLANCHER ETAGE COURANT EN CORPS CREUX.....	36
TABLEAU 3.4.EVALUATION DES CHARGES DU PLANCHER EN DALLE PLEINE.....	36
TABLEAU 3.5.EVALUATION DES CHARGES DANS DES MURS EXTERIEURS.....	36
TABLEAU 3.6.EVALUATION DES CHARGES DANS LES MURS INTERIEURS.....	37
TABLEAU 3.7.EVALUATION DES CHARGES DU PALIER.....	37
TABLEAU 3.8.EVALUATION DES CHARGES DE LA VOLEE 1 ET 3.....	37
TABLEAU 3.9.EVALUATION DES SURCHARGES D'EXPLOITATION.....	38
TABLEAU 4.1.EFFORT NORMALE DANS LE POTEAU C21.....	43
TABLEAU 4.2.VERIFICATION AU FLAMBEMENT DES POTEAUX.....	45
TABLEAU 4.3.VERIFICATION DE L'EXIGENCE DU RPA POUR LE POTEAU C21.....	45
TABLEAU 4.4.VALEURS DES PENALITES PQ.....	47
TABLEAU 4.5. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE.....	53
TABLEAU 4.6. RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES.....	54
TABLEAU 4.7.RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES VERTICALES A LA BASE.....	54
TABLEAU 4.8. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT.....	55
TABLEAU 4.9.VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS X.....	56
TABLEAU 4.10.VERIFICATION DES DEPLACEMENTS DANS LE SENS Y.....	56
TABLEAU 4.11.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- $\Delta$ DANS LE SENS X.....	57
TABLEAU 4.12.JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- $\Delta$ DANS LE SENS Y.....	58
TABLEAU 5.1.ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES DANS LES POTEAUX.....	60
TABLEAU 5.2.ARMATURES LONGITUDINALES CALCULEE.....	62
TABLEAU 5.3.ARMATURES CALCULEES ET ADOPTES DANS LES POTEAUX.....	62
TABLEAU 5.4.VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT.....	66
TABLEAU 5.5.VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON DES POTEAUX.....	67
TABLEAU 5.6.VERIFICATION DES SOLLICITATIONS TANGENTES DANS LES POTEAUX.....	68
TABLEAU 5.7.LES SOLLICITATIONS MAX DANS LES POUTRES.....	72
TABLEAU 5.8.TOTAL MAXIMUM DES ACIERS LONGITUDINAUX $A_{MAX}$ .....	72
TABLEAU 5.9.FERRAILLAGE DES POUTRES.....	74

TABLEAU 5.10. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	76
TABLEAU 5.11. VERIFICATIONS DES ARMATURES AU CISAILLEMENT.....	76
TABLEAU 5.12. VERIFICATION DES CONTRAINTES DE BETON A L'ELS.....	77
TABLEAU 5.13. VERIFICATION DES CONDITIONS DE LA FLECHE. ....	77
TABLEAU 5.14. LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX DANS LE SENS PRINCIPAL.....	80
TABLEAU 5.15. LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POTEAUX DANS LE SENS SECONDAIRE.....	80
TABLEAU 5.16. LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POUTRES PRINCIPALES.....	81
TABLEAU 5.17. LES MOMENTS RESISTANTS DANS LES POUTRES SECONDAIRES.....	81
TABLEAU 5.18. LES ROTULES PLASTIQUES DANS LA DIRECTION PRINCIPALE.....	81
TABLEAU 5.19. LES ROTULES PLASTIQUES DANS LA DIRECTION SECONDAIRE.....	82
TABLEAU 5.20. FERRAILLAGE DE VOILE $V_{y3}$ .....	88
TABLEAU 5.21. FERRAILLAGE DE VOILE $V_{y2}$ .....	89
TABLEAU 5.22. FERRAILLAGE DE VOILE $V_{y1}$ .....	90
TABLEAU 6.1. REPRESENTATION DES SOLLICITATIONS MAX SUR L'HOUDIS DE RADIER.....	98
TABLEAU 6.2. FERRAILLAGE ET VERIFICATION DES CONTRAINTES DE L'HOUDIS DE RADIER.....	99
TABLEAU 6.3. REPRESENTATION DES SOLLICITATIONS MAX SUR LES NERVURES.....	100
TABLEAU 6.4. FERRAILLAGES ET VERIFICATIONS DES CONTRAINTES DES NERVURES.....	101
TABLEAU 6.5. FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	104
TABLEAU 6.6. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES DANS LE VOILE PERIPHERIQUE.....	106

# Introduction générale

Le Génie civil est l'ensemble des arts et techniques de constructions conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'appêtent à abriter des vies humaines.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée, de deux entresols et de sept étages conformément aux règlements de construction algériens. Pour ce faire, nous avons réparti le travail sur six chapitres :

On a donné une présentation du projet en fixant les hypothèses de calcul dans le premier chapitre, le deuxième chapitre est réservé pour l'étude de coefficient de sécurité des pentes par un calcul manuel et avec un outil numérique GOE\_SLOPE, le troisième est pour le pré dimensionnement des éléments structuraux soient-ils ou non, le quatrième comporte l'étude sismique du bâtiment et la modélisation réalisée par le logiciel ETABS 2016, dans le chapitre cinq, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ETABS 2016, et enfin on a consacré le dernier chapitre pour l'étude de l'infrastructure qui se base sur une étude géotechnique approprié; et ensuite une conclusion générale.

# Chapitre 1

## Présentation du Project

### 1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé à usage d'habitation de dix niveau (RDC+7 + deux entres sol) de forme irrégulière, faisant partie d'un ensemble de bâtiments promotionnels (promotion AMEUR IMMO) destiné à usage d'habitation. Son implantation est prévue au lieu-dit SAROUAL dans la commune de Bejaïa qui d'après les règlements parasismiques Algérien 99 version 2003 est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Les plans d'architecture sont joint en annexe 01

### 1.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE

#### 1.2.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale de bâtiment (acrotère non compris).....28,90 m
- Hauteur de deux entres sol (commerces parking).....3,06 m
- Hauteur des autres étages (usage habitation).....2,78m

#### 1.2.2. Dimensions en plans

- Longueur totale  $L_y = 17,92\text{m}$
- Largeur totale  $L_x = 25,10\text{m}$

### 1.3. DONNEES GEOTECHNIQUE DU SITE

L'étude géotechnique du site devoir recevoir le projet a été confiée au laboratoire de construction et engineering « SAID »

Ainsi un ensemble d'essais in-situ et de laboratoire ont été réalisés

Les essais effectués sont comme suit :

### 1.3.1. Essais in-situ

Un sondage carotté de 15 m de profondeur, 05 essais au pénétromètre dynamique lourds (PDL) et un essai au (SPT) ont été réalisés

#### a. Sondage carotté

Le sondage carotté a révélé les couches lithologiques suivantes :

Tableau 1.1 : les couches lithologiques du site

La profondeur (m)	Type de sol
0 à 1	Couche végétale
1 à 3	Argile marneuse, peu plastique
3 à 7	Schiste argileux avec passage rocheux
7 à 14	Marne schisteuse gris compacte

#### b. Essais au pénétromètre dynamique

Cinq essais descendus a des profondeurs entre respective de 3,2 et 6m ont permis de déterminer en continu les caractéristiques mécaniques des couches rencontre et d'appréhender les variations latérales de ces caractéristiques.

D'après les résultats résistance de la pénétration dynamique augmente progressivement en fonction de la profondeur jusqu'au refus détectés entre 3,2 et 6m

Les résultats les plus faibles sont enregistrés au niveau des essais P2 dans la couche comprise entre 2,8m

Tableau 1.2. résistance dynamique de pointe

Profondeur(m)	Résistance dynamique en pointe (bars)
1 à 2,4	27,25
2,4 à 6	23,09 jusqu'à 300,69

#### c. Essai de pénétration au carottier (SPT)

Tableau 1.3. résultats description de sol

Essai	Profondeur (m)	Description du sol
	2 à 2,45	Sol peu compacte
SPT	4 à 4,45	Sol compacte
	7 à 7,45	Sol compacte

### 1.3.2. Essais de laboratoire

Les échantillons prélevés des sondages carottés s'adaptent aux essais classiques de mécanique des sols et d'analyse chimique

Les essais de laboratoire réalisés sont comme suit :

#### a. Essai d'identification physique

##### a.1. La granulométrie

Cet essai permet l'observation de la répartition des grains d'un sol selon leurs dimensions

L'interprétation des résultats obtenus est résumée dans le tableau suivant :

**Tableau 1.4.**interprétation des résultats de la granulométrie.

Sondage	Profondeur (m)	Nature de sol	$\Phi > 80\mu$	classification
	2 à 2,5	Argile limoneuse	45,37%	Sol grenu
SC	4 à 4,3	Argile limoneuse	46,12%	Sol grenu
	9 à 9,3	Sable grossier	49%	Sol grenu

Les analyses granulométriques effectuées indiquent un pourcentage assez important d'éléments de diamètre inférieur à 2 mm

##### a.2. Mesures des limites d'Atterberg

Les essais ont été effectués sur la fonction du sol passant au tamis 0,4mm.

**Tableau 1.5.** État de consistance du sol

Sondage	Profondeur(m)	WL %	IP%	Classification
	2 à 2,5	47%	20%	Argile peu plastique
SC	4 à 4,3	49%	23%	Argile peu plastique
	9 à 9,3	44%	19%	Argile peu plastique

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 1.5, et indiquent que le sol appartient au domaine des argiles moyennement plastique.

##### a.3. Teneur eau, densité sèche, et degré de saturation

Les résultats sur la teneur en eau (W), le degré de saturation (SR) et la densité sèche (Yd) sont donnés au tableau 1.6 suivant :

**Tableau 1.6.**valeurs des teneurs en eau, le degré de saturation et densité

Sondage	Profondeur(m)	W%	SR%	Yd(g/cm)
	2 à 2,5	20,50	95	1,63
SC	4 à 4,3	20,79	90	1,65
	9 à 9,3	15,46	98	1,83

La valeur moyenne de teneur en eau (w) est de 18,98%

Le degré de saturation (SR) est de 94% donc c'est un sol humide

## b. Essais mécaniques

### c. Essais de cisaillement (résistance)

L'essai de cisaillement de la boîte, permet d'obtenir les caractéristiques intrinsèques du sol à la rupture.

Tableau 1.7. Représentation les résultats de l'essai de cisaillement

Sondage	Profondeur(m)	C(bars)	$\Phi$
SC	4 à 4,3	0,65	10,61

Les caractéristiques de cisaillement de sol sont faibles.

### d. Essais chimique

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés, sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 1.8.représentation des résultats de l'analyse chimique

Sondage	Profondeur(m)	Sulfates $SO_4$	Carbonates $CaCO_3$	insolubles
	3 à 3,5	Nul	46,7	39,15

Les analyses chimiques indiquant que le sol n'est pas agressif pour l'infrastructure.

## 1.3.3. Conclusions de l'étude géotechnique

– Le site est en pente et les terrassements vont créer des talus de grande hauteur ce qui va nécessiter des murs de soutènement.

Les caractéristiques à considérer pour le dimensionnement des murs de soutènement sont :

- Poids volumique ( $\gamma_h$ ) est de  $19,4 \text{ kn/m}^3$
- La cohésion est de (C) 0.65 bar
- L'angle de frottement ( $\phi$ ) est de  $10,61^\circ$
- Le sol du site peut être classé dans la catégorie S3 sol ferme.

– Des fondations superficielles à ancrer à partir de 3 m. sont recommandées. La contrainte admissible de sol est de 1,54 bar.

– Le sol de site est dépourvu de Sulfates ( $\%SO_4^-$  est nul), il n'est pas agressif vis-à-vis des bétons de fondation

## 1.4. Caractéristiques structurales

### 1.4.1. Système de contreventement

L'ouvrage concerné s'inscrit dans cadre de l'application des règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003. Ce dernier, classe les systèmes de contreventement en plusieurs catégories, en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité à dissiper

l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Ce classement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, à travers les propriétés de chaque catégorie, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (tableau 4.3 du RPA99/Version 2003)

Au vu de notre structure est en béton armé et que sa hauteur hors sol est de 28,90 m, quatre (04) systèmes de contreventement peuvent être retenus (Article 3.4.A), à savoir :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (R=5) ;
- Système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=4) ;
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R=3.5) ;
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par un noyau en béton armé (R=3.5).

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système pour sa meilleure ductilité (R=5).

#### **1.4.2. Les plancher**

Les plancher seront semi-préfabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé. Certains balcons ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur seront en dalle pleine.

#### **1.4.3. La maçonnerie**

- Les murs extérieurs en doubles cloisons de briques creuses de 15+10cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs (cloisons de séparation) en simple parois réalisée en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

#### **1.4.4. L'acrotère**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse. Dans notre projet on a un seul type d'acrotère celui de terrasse inaccessible.

## 1.5. Caractéristiques des matériaux

### 1.5.1. Béton

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression ;
- Une souplesse d'utilisation ;
- Un entretien facile ;
- Une bonne résistance aux feux ;
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

Résistance caractéristique Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25MPa prévue à 28j, et par conséquent :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{Mpa.}$$

Contraintes limites

1. à l'ELU contrainte limite à la compression: CBA93 (Art A.4.3.4)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{MPa} \quad .$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad \Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

$\theta$  : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

$$-\theta = 1 \quad \text{si durée d'application est supérieur à 24 heures.}$$

$$-\theta = 0.9 \quad \text{si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.}$$

$$-\theta = 0.85 \text{ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.}$$

$$\text{Notre cas on prend ; } f_{bc} = 14,20 \text{ MPa; } \theta = 1$$

2. à l'ELS : est donné par  $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

### 1.5.2. Module de déformation longitudinale du béton

- le module de déformation instantanée du béton :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93(Art. A.2.1.2.1)}$$

- Le module de déformation différée:

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Art. A.2.1.2.2)}$$

- Pour:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on a:

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "  $\nu$  " CBA93 (Art. A.2.1.3).

L'ELU :  $\nu = 0$  (calcul des sollicitations)

L'ELS :  $\nu = 0,2$  (calcul des déformations)

### 1.5.3. Contrainte ultime de cisaillement (du béton) CBA93 (Art. A.5.1.2.1.1.)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le CBA93 , la contrainte admissible  $\tau_{adm}$  diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\text{Fissuration peu nuisible F.P.N : } \tau_{adm} = \min\left(0,20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 4,34 \text{ MPa} & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Fissuration nuisible ou très nuisible F.N ou F.T.N :  $\tau_{adm} = \min(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa)$

$$\tau_u = \begin{cases} 2,5MPa & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 3,26MPa & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

## 1.6. Acier

L'acier est un matériau qui rentre dans le béton pour le but de reprendre les efforts de traction puis qu'il a une bonne résistance à la traction

Les limites d'élasticités courant utilisées sont récapitulées au tableau 1.9 suivant :

Tableau 1.9.  $f_e$  En fonction du type d'acier

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ (MPa)	215	235	400	500	500	500

Pour notre projet on va utiliser les trois types suivants :

- Haute adhérence FeE400, pour les armatures longitudinales et transversales des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, escaliers, dallés pleines.....).
- Rond lisses FeE235, pour les armatures transversales de poutrelles des planchers à corps creux.
- Treillis soudés a haute adhérence FeE500, pour la dalle de compression des planchers à corps creux.

### 1.6.1. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité  $f_e$

- Contraintes limites  $\sigma_s$  :

✓ ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{talque } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité d'acier.

Pour le cas de ce projet :  $\sigma_s = \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{pour: une situation courante} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{pour: une situation accidentelle.} \end{cases}$

✓ **ELS :** *CBA93(Art. A.4.5.3)*

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**a.** Fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) : *CBA93(Art. A.4.5.3.2)*

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

**b.** Fissuration préjudiciable (FP-extérieur) : *CBA93(Art. A.4.5.3.3)*

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ [MPa]}$$

$f_{tj}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

**c.** Fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs) : *CBA93(Art. A.4.5.3.4)*

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en [MPa]}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

- $\eta=1$  : pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1,6$  : pour les hautes adhérences  $\phi \geq 6 \text{mm}$ .
- $\eta=1,3$  : pour les hautes adhérences  $\phi < 6 \text{mm}$ .

## 1.7. Les actions

C'est l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées directement à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc), ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température déplacement d'appuis, etc), on distingue trois catégories d'action :

### 1.7.1. Les actions permanentes (G)

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

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.

- Les déformations imposées à la structure.

### 1.7.2. Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- charge appliquées en cours d'exécution.
- Les effets thermiques

### 1.7.3. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomènes de courte durée qui se produisent rarement, on peut citer :

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

## 1.8. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont l'ensemble constitué par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

$G_{max}$ : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de la résistance de l'élément.

$G_{min}$ : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de la résistance de l'élément.

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$ : Action variable dite d'accompagnement.

### 1.8.1. Combinaison d'action à l'ELUCBA93 (article : A.3.3.2)

#### a. Situation durable ou transitoire :

On tient compte que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35 G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i \quad (\text{A.3.3, 21 BAEL91})$$

$\gamma Q_1 = 1.5$  dans le cas général.

$\gamma Q_1 = 1.35$  pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine,

$\psi_{0i}$  : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement, il est égal à 0.77 pour les bâtiments courants.

#### b. Situations accidentelles

Les situations de calcul considérées résultent de la combinaison suivante :

$$G_{max} + G_{min} + \psi_{11} Q_1 + FA + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (\text{A.3.3, 2.2 BAEL91})$$

$FA$  : Valeur nominale de l'action accidentelle,

$\psi_{11}$  : Valeur fréquente d'une action variable,

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

### 1.8.2. Combinaison d'action à l'ELS :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i \quad (\text{A.3.3,2.2 BAEL91})$$

$G_{max}$  : ensemble des actions permanentes défavorable

$G_{min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorable

$\Psi_{0i} = 0,6$  Pour l'effet de la température.

$Q_1$  : action variable de base

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques Algériennes RPA/2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

1.  $G + Q \pm E$ .

2.  $0.8 \times G \pm E$ .
3. Dans le cas de portiques auto stables, la premier combinaison est remplacée par  $G+Q \pm 1.2E$ .

### 1.9. Règlements, normes et documents utilisées

Notre projet est fait conformément aux règlements et documents suivants :

- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR-B.C.2\_41 de CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR de BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites).
- DTR de RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).
- CBA93 (Code du Béton Armé)
- CNERIB 2019 (Recommandations pour la construction sur les terrains en pente)  
<http://elmouchir.caci.dz>
- Fondations et ouvrages en terre (manuel professionnel de géotechnique du BTP)
- Plans architecturaux.
- Rapport de l'étude géotechnique

# Chapitre 2 Etude de stabilité du talus

## 2.1. Introduction

Compte tenu du dénivelé important dans l'assiette devant recevoir l'ouvrage, une attention particulière doit être portée à études et de stabilité de pente pendant la réalisation de l'ouvrage.

Dans cette partie on s'intéressera à la satisfaction de la stabilité de(s) pente(s) en cours d'exécution.

## 2.2. Les différentes méthodes de calcul de stabilité des pentes

Un glissement de terrain est caractérisé par un déplacement de masse de terrain plus ou moins brutal sous l'action de la pesanteur. Ce déplacement se produit en un lieu, si de nombreux facteurs d'instabilités (facteurs permanents et variables) sont réunis pour générer des mécanismes de rupture. Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la stabilité des terrains plus ou moins efficaces. Un mouvement de terrains présente différentes phases, différents mécanismes de rupture et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être décrits par le programme de calcul (il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique du site). L'étude d'un glissement nécessite, donc de savoir si le problème va dépendre de ce choix, si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps de leur acquisition vont être très importants. Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres: les moyens disponibles et le comportement global de la pente

## 2.3. Coefficient de sécurité

Le coefficient est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis la rupture.

### 2.3.1. Calcul du coefficient de sécurité

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues. L'étude d'un talus comporte une reconnaissance du site, le choix des caractéristiques mécaniques des sols ( $C$  et  $\varphi$ ), un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité (FS) par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit par différentes façons montrées au tableau ci-dessous :

**Tableau 2.1.** Les différentes formules de calcul de coefficient de sécurité des pentes

Définition	formule
Rapport de contraintes	$FS = \frac{\tau_{max}}{\tau}$
Rapport de forces	$FS = \frac{E_{résistant}}{E_{moteur}}$
Rapport de moments	$FS = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}}$
Rapport de grandeurs	$FS = H/H_m$

Ces rapports peuvent avoir l'une des valeurs suivantes :

- \_FS=1 : les terrains sont en équilibre critique.
- \_ FS>1 : les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement).
- \_ FS<1 : les terrains sont instables (il y a un glissement).

### 2.3.2. Choix de la méthode et du coefficient de sécurité

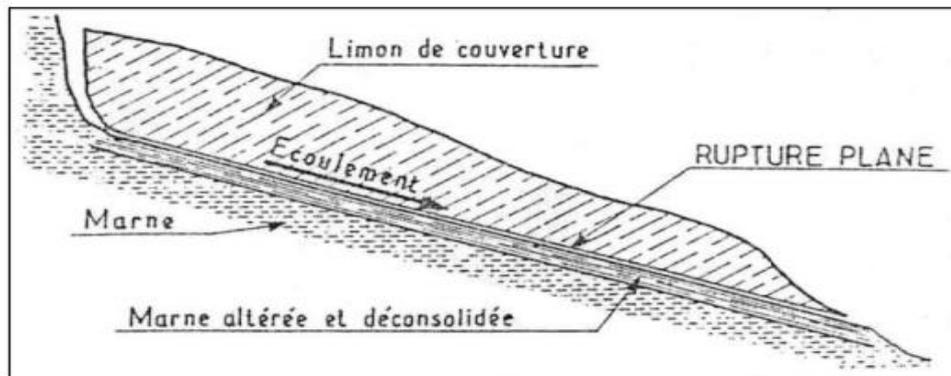
le choix de la méthode de confortement et le coefficient de sécurité se base sur plusieurs critères :

- La forme de la surface de glissement;
- Le type de la rupture (rupture plan ou circulaire)

#### a. -Les glissements plans

Mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique), il se produit surtout en milieu rocheux. En général, la ligne de rupture suit une couche

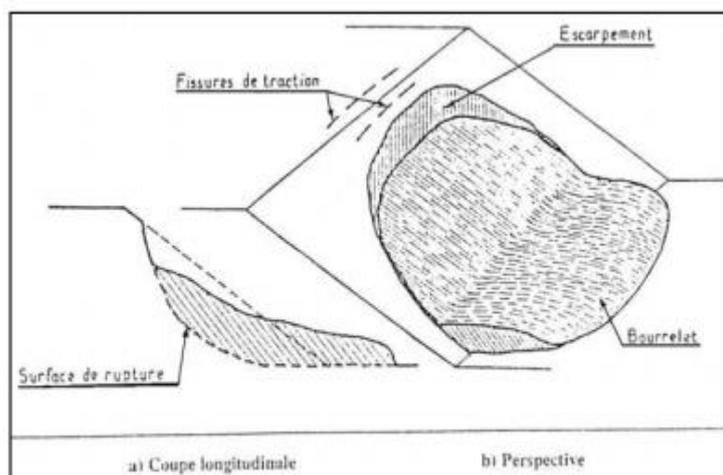
mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau



**Figure 2.1.** Représentation de glissement en plan

### b. Les glissements rotationnels ou circulaires

Surface de glissement plus ou moins circulaire, mouvement caractérisé en générale par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontale plus ou moins marqué. Le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles (argileux et silteux), dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisés. La majorité des glissements observés se rattache assez correctement à cette catégorie.



**Figure 2.2.** Représentation de glissement circulaire

Pour les ruptures planes, les calculs sont très simples, les formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilités.

En ce qui concerne les ruptures circulaires, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et les  $F_s$  que l'on évalue sont donc différents (ex : méthodes de Fellenius ou méthode de Bishop).

## 2.4. Description de la méthode de fellenius :

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de la stabilité des pentes. Fellenius suppose que le volume de glissement défini par la surface de glissement et le terrain en pente est subdivisé en (n) tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en état d'équilibre sur la ligne de glissement. Considérons une pente qui coupe plusieurs couches de sol avec des caractéristiques différentes :  $C_i$ ,  $\phi_i$ ,  $\gamma_i$ . La stabilité est étudiée en considérant le problème plan, c'est-à-dire en analysant le bilan de l'épaisseur unitaire du bloc de sol dans la direction perpendiculaire à la figure

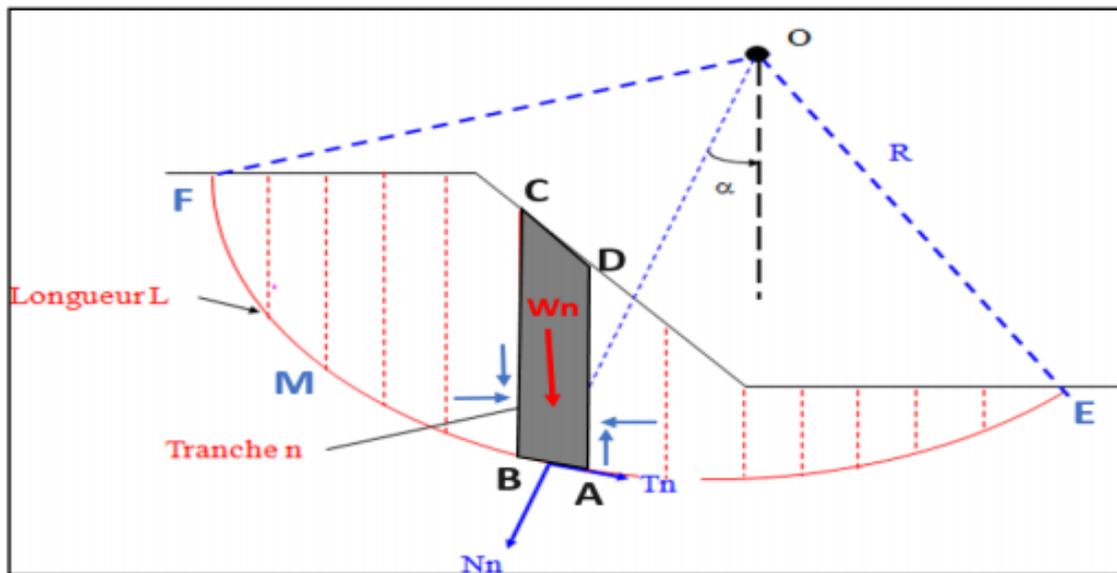


Figure 2.3. Calcul par la méthode des tranches

En d'autres termes, un cercle quelconque de centre O et de rayon R est utilisé pour vérifier la sécurité et le risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol pertinent (inclus dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches délimitées par un plan vertical. Etudions l'équilibre d'une de ces tranches, par exemple la tranche "ABCD"

### 2.4.1. • Étude en coupe (détermination du facteur de sécurité):

Les forces agissant sur cette tranche sont :

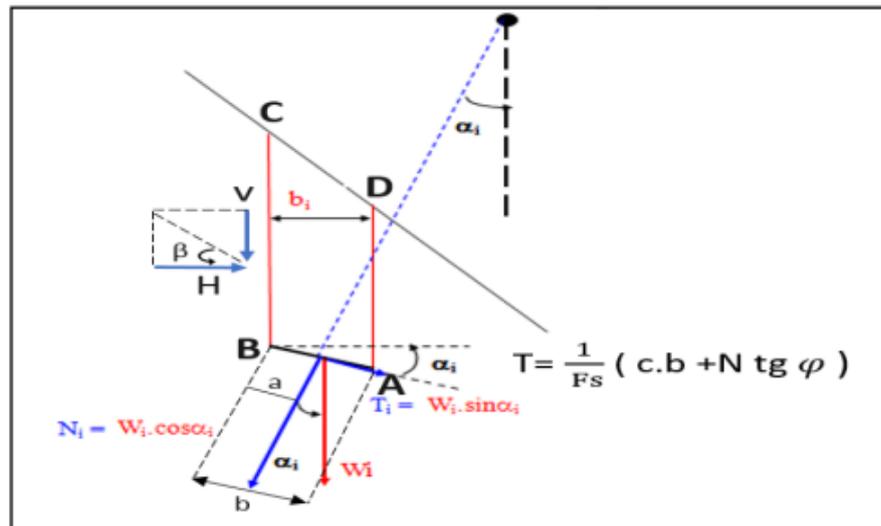


Figure 2.4. Bilan des forces agissant sur une tranche

Les forces agissant sur cette tranche sont :

- \_  $W$  : poids de la tranche ABCD se décompose en une force normale "N" et une force tangentielle « T ».
- \_  $N_n$  (force résistante) : la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB; elle est aussi la résistance du sol due à sa cohésion et son angle de frottement interne.
- \_ Les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H et en réactions verticales V. Il s'agit de forces internes au massif étudié.
- \_ Les pressions hydrauliques.

Définissons par rapport au centre "O" :

Les moments moteurs : comme celui du poids des terres  $W$  (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement ;

Les moments résistants : comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

La surface de rupture étant limitée par les points E et F, le coefficient de sécurité global FS est défini par le quotient:

$$FS = \frac{\sum \text{moments résistants}}{\sum \text{moments moteurs}}$$

Considérons la somme des moments pour l'arc EF, sachant que la somme des moments des forces est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W, à l'exception des forces internes. Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de  $R_n$ . D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit :

$$(N_n)_t = C_i \cdot AB + N_i \cdot \tan \varphi_i$$

La somme des moments pour toutes les tranches sera :

$$\sum_1^n N \cdot (C_i \cdot AB + N_i \cdot \tan \varphi_i)$$

Avec  $i$ : nombre total des tranches

$c_i$  et  $\varphi_i$  : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB. D'autre part, le moment moteur est dû à  $T_i$  et est égal à  $T_i \times R$ , d'où :

$$F_s = \frac{\sum (C_i \cdot AB + N_i \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_1^n T_i}$$

Tel que :  $N_i = W_i \cos \alpha_i$  et  $T_i = W_i \sin \alpha_i$

## 2.5. Description de la méthode Bishop

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ( $V_n - V_{n+1} = 0$ )

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum (C_i \cdot AB + N_i \cdot \tan \varphi_i)}{m_a \sum_1^n T_i}$$

$$\text{Avec } m_a = \cos \alpha_i \left[ 1 + \frac{\tan \alpha_i}{F_s} \cdot \tan \varphi_i \right]$$

Pour déterminer  $F_s$  il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur  $F_{s0}$  le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur  $F_s$  peuvent atteindre 10 %. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.

**2.6. Calcul manuel de la stabilité des pentes par la méthode fellenuis :**

Pour un terrassement à un angle choisis de 77° les résultats obtenus par la méthode de fellenuis sont comme suit :

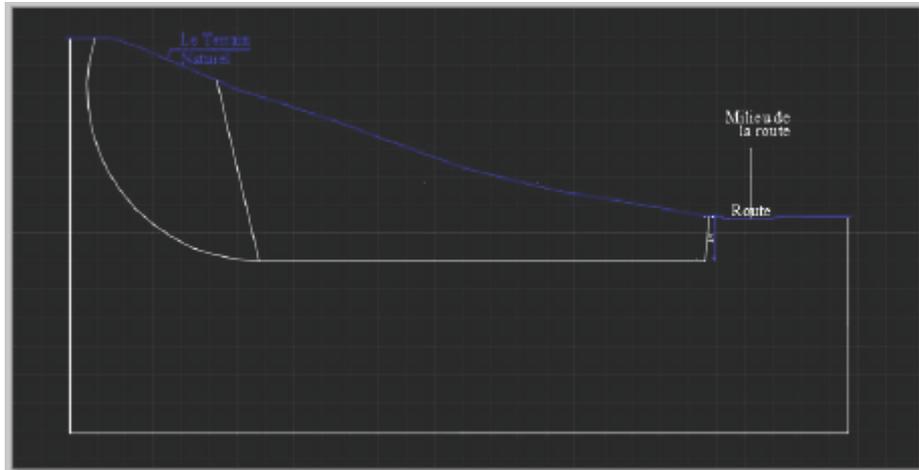


Figure 2.5. Plan de terrassement.

Tableau 2.2. Calcul le facteur de sécurité par la méthode fellenuis.

N° de la tranche	Wi (kn)	αi degré	Bi (m)	Ci (kpa)	φi degré	Ti (kn)	Ni (kn)
1	216,6116	3	1	65	10,2	11,284	215,316
2	347,687	8	1	65	10,2	47,918	344,303
3	331,527	11	1	65	10,2	63,258	325,436
4	290,02	17	1	65	10,2	87,491	277,339
5	267,235	20	1	65	10,2	91,398	251,118
6	362,974	26	1	65	10,2	159,117	326,239
7	332,923	27	1	65	10,2	151,144	296,637
8	289,855	34	1	65	10,2	162,080	240,320
9	292,940	37	1	65	10,2	176,290	233,955
10	278,836	43	1	65	10,2	190,165	203,931
11	256,468	51	1	65	10,2	199,300	161,413
12	190,973	56	1	65	10,2	156,400	109,537
13	225,350	60	2	65	10,2	195,150	112,675
$\Sigma$ .						1690,991	2788,2952

$$F_s = \frac{\sum(C_i \cdot AB + N_i \cdot \tan \phi_i)}{\sum T_i} = \frac{1448,287}{1690,991} = 0,86$$

Le coefficient de sécurité  $F_s=0,86 < 1$  donc on constatant que le terrain est instable (il y a un risque de glissement)

Le coefficient de stabilité de sol est insuffisant pour avoir une sécurité au cours d'exécution de l'ouvrage donc on est dans l'obligation d'appeler technique pour

assurer ce dernier ; il existe différentes techniques de confortement des talus par exemple :

- Modification géométrique des terrains.
- Changement de l'angle de terrassement.
- Construire des ouvrages de soutènement.

## 2.7. Analyse du glissement par logiciel

Ils existent plusieurs logiciels utilisés pour l'analyse des glissements, mais chaque logiciel à ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètres de modélisation. Donc on peut obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées.

En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse limite appelé le logiciel GeoStudio (SLOPE/W).

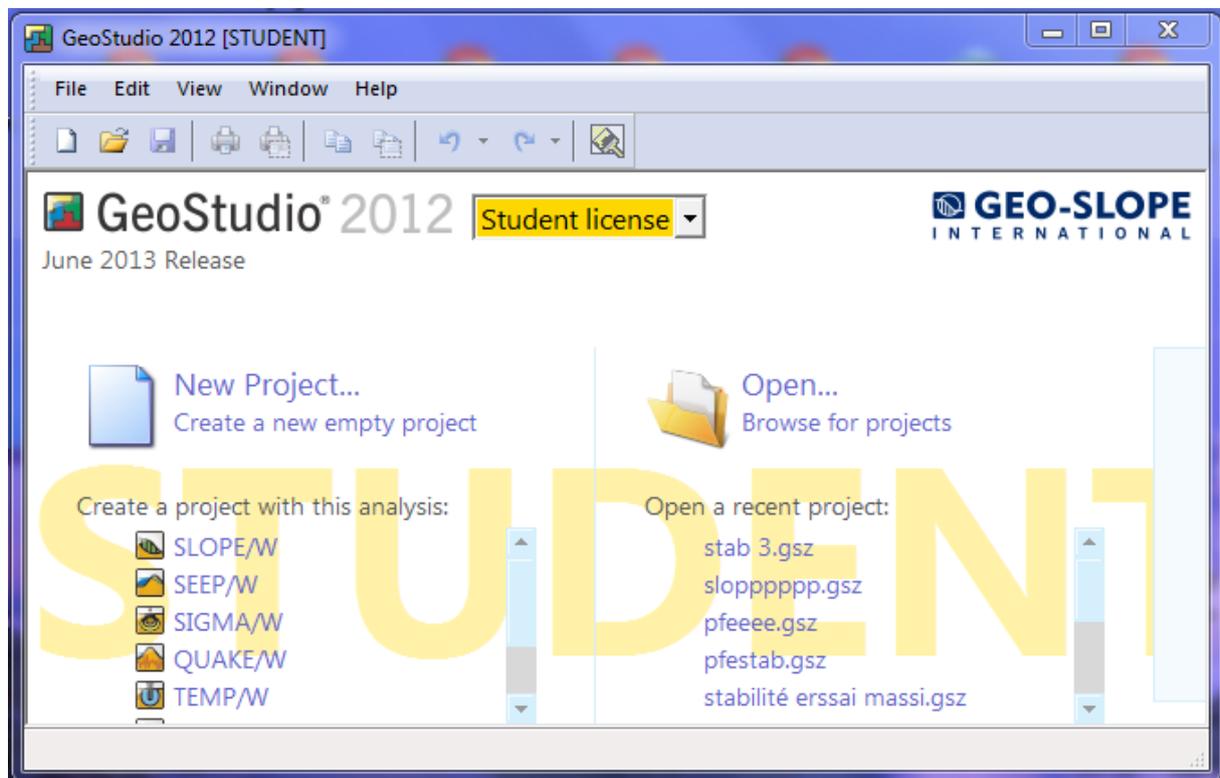


Figure 2.6.Représentation des différents programmes de GeoStudio.

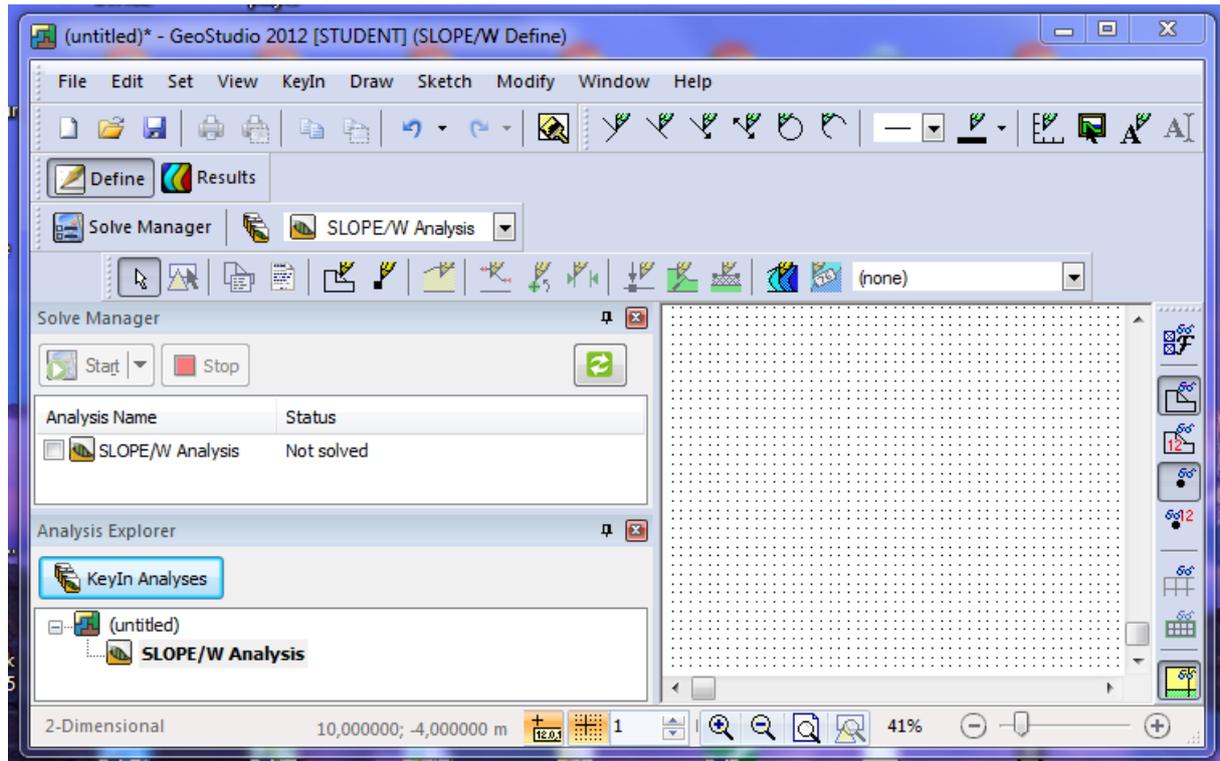
### 2.7.1. Présentation du logiciel

Le logiciel Géo-Slope est un logiciel de calcul géotechnique qui analyse la stabilité des terrains et détermine la surface de rupture potentielle, il utilise la méthode des tranches basée sur l'analyse limite et donne un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudiés suivant plusieurs méthodes. Pour notre cas, on utilise les deux méthodes :

Ordinaire(Fellenius) et Bishop qui considèrent le terrain comme un solide rigide plastique. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- SLOPE/Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel Par les méthodes d'analyses classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- SEEP/Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).
- SIGMA/Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformations (Par la méthode des éléments finis).
- QUAKE/Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).
- TEMP/Permet d'analyser les problèmes Géothermique du sol (Par la méthode des éléments finis) et autres logiciels.

Parmi ces programmes on s'intéresse à SLOPE/W.



**Figure 2.7.**Présentation de l'interface de logiciel SLOPE/W

L'interface du logiciel Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants:

- File:Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- Edit: permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.
- Set: définit les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.

Application au glissement étudié :

Logiciel géoslope nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre de calculé ou faire une étude complète et suffisante, ainsi donnée des résultats plus proche à la réalité et raisonnable, et Qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Les paramètres géotechniques d'entrée de chaque couche sont :

- Le poids volumique:  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>),
- La cohésion : C (kN/m<sup>2</sup>),
- L'angle de frottement :  $\varphi$  (°). }

- Les coordonnées  $x_i, y_i$  de chaque couche en m.
- Les coordonnées de la nappe  $x_i, y_i$  en m.

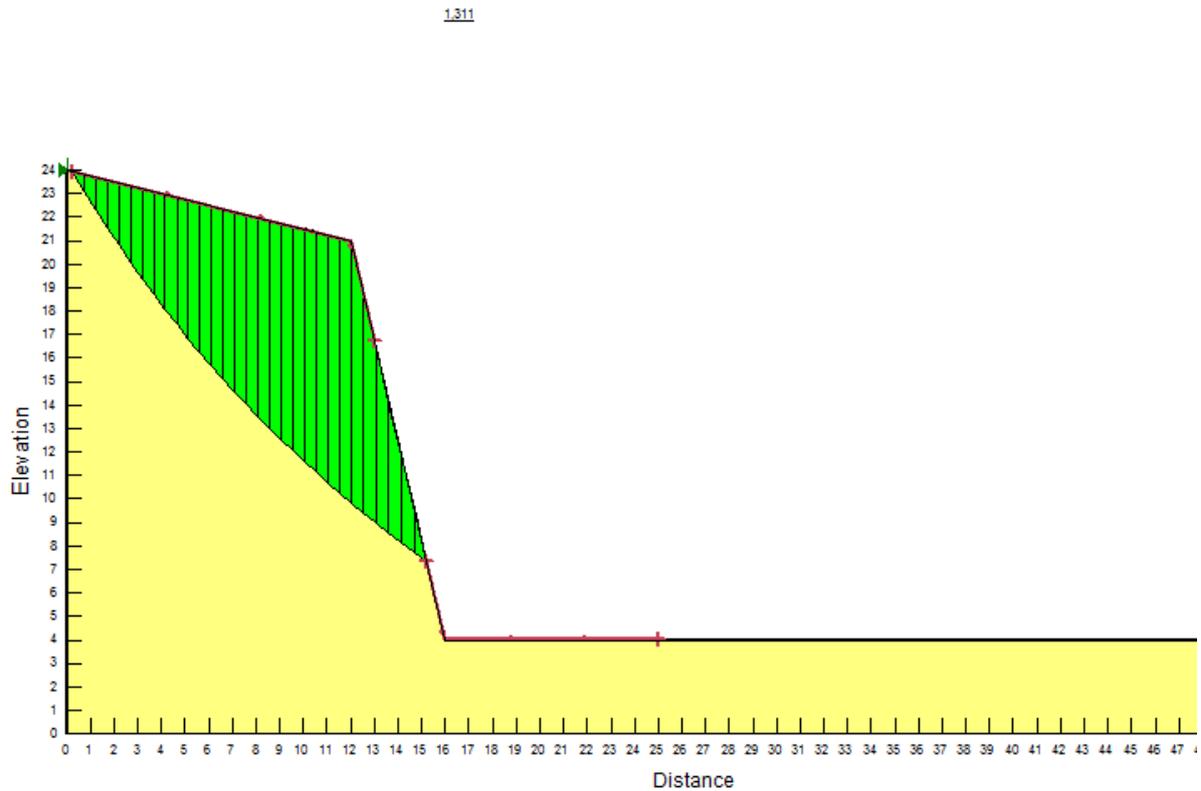
Après l'obtention des coefficients de sécurité (Fs), on choisit la valeur minimale de ces derniers, cette valeur permet de déterminer le cercle de glissement.

Pour le calcul de coefficient de sécurité, nous avons utilisé les caractéristiques géotechniques représentées dans le tableau suivant :

**Tableau 2.3.** les caractéristiques géotechniques de sol

Poids volumique	C(bars)	$\Phi$
19,4	0,65	10,61

Après avoir intégré les coordonnées géométriques et géotechniques de notre sol sur le logiciel, on obtient par la méthode de Bishop les résultats sur la figure suivante :



**Figure 2.8.**présentatio des lignes de rupture et coefficient  $F_s$

La valeur minimale du coefficient de sécurité calcule par l'outil numérique (Géo-slope)

$F_s=1,31 > 1$  donc pas de risque de glissement du talus.

## 2.8. Conclusion

D'après le résultat obtenu par le logiciel, le talus pourra être considéré comme stable pour la surface de glissement considérée.

# Chapitre 3 Pré-dimensionnement

## 3.1. Introduction :

Pour assurer une bonne transmission de différentes charges et sollicitations au sol, les éléments de la structure doivent avoir des sections suffisantes. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (CBA 93,RPA99 (version 2003)).C'est ce qui fait l'objet de ce deuxième chapitre.

## 3.2. Les planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux. Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

- Plancher en corps creux
- Plancher en dalle pleine

### 3.2.1. Dispositions des poutrelles

La dispositions des poutrelles se fait selon les deux critères suivants :

1. Critère de la petite portée
2. Critère de continuité

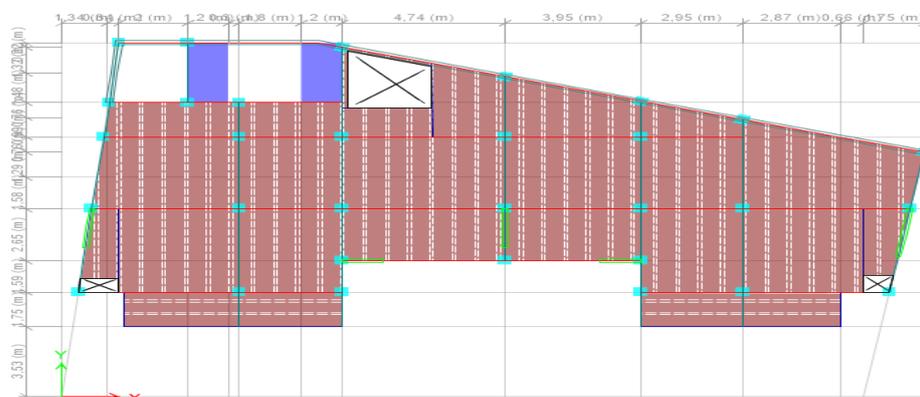


Figure 3.1.Schéma de la disposition des poutrelles (Étage courant).

### 3.2.2. Plancher en corps creux

Le plancher en corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

$h_t$ : hauteur totale du plancher

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{445}{22,5} = 19,77 \text{ cm soit } h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers en corps creux avec une hauteur de  $(16+4)=20\text{cm}$ .

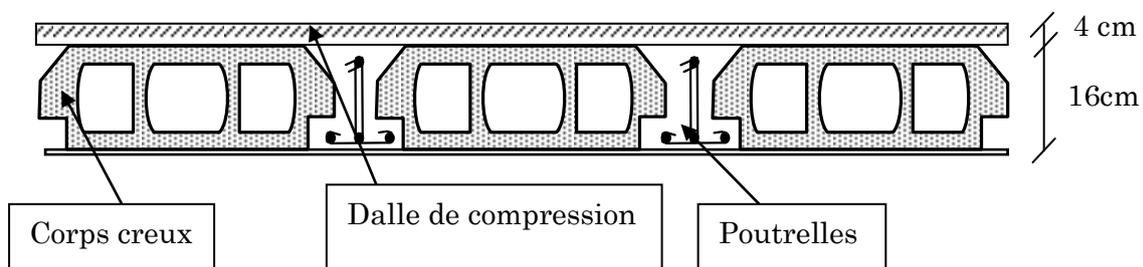


Figure 3.2. plancher en corps creux.

### 3.3. Pré-dimensionnement des poutrelles

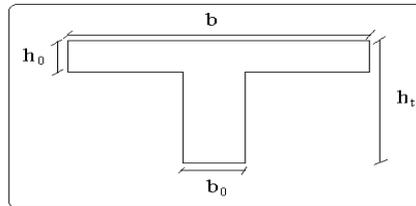
Les poutrelles du plancher en corps creux se calculent comme des sections en T à la flexion simple, la nervure est solidaire avec la dalle de compression.

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches.

La largeur de la table de compression à prendre est définie par :  $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$



**Figure 3.3.** Coupe transversale d'une poutrelle.

$l_x$ : Distance entre nus de poutrelles.  $l_x = l_0 - b_0$  ;  $l_x = 65 - 10 = 55cm$

$l_y$ : Longueur minimale entre nus d'appuis d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles ;  $l_y = 305 - 30 = 275cm$

$b_0$ : Largeur de la nervure ;  $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12cm)$  ; Soit :  $b_0 = 10cm$

$b$ : Largeur efficace de la dalle qui forme avec la nervure un élément monolithique;

$b = 65cm$

$h_0 = 4cm$  épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20cm$  hauteur totale de la poutrelle.

### 3.3.1. Dalles pleines

Ce type de plancher est généralement utilisé quand le plancher en corps creux ne peut être utilisé, soit la surcharge est importante ( $Q$ ) et / ou les travées sont importantes.

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

#### a. Résistance au feu (CBA93)

- $e \geq 7cm$  pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11cm$  pour deux heures de coupe-feu ; Avec :  $e$  = épaisseur de la dalle

#### b. Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis parallèles :  $e \geq \frac{L_x}{20}$ .

➤ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

➤ Pour les dalles avec  $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$L_x$  : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

$L_y$  : la grand portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

On a :  $L_x = 4,78m$  ;  $L_y = 4,78m$

$$\rho = 1 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\Rightarrow \frac{478}{45} \leq e \leq \frac{478}{40} \Rightarrow 10,62cm \leq e \leq 11,95cm$$

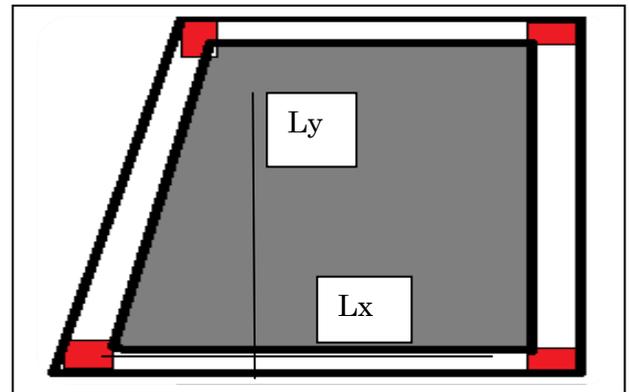


Figure 3.4. Dalle sur 4 appuis

L'épaisseur obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition critère d'isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur des dalles  **$e = 12cm$** .

### 3.4. Les escaliers

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Giron (g): la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.

- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier( $\alpha$ ) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escalier confortable ;  $\alpha=[20^\circ \text{ à } 40^\circ]$ .
- La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

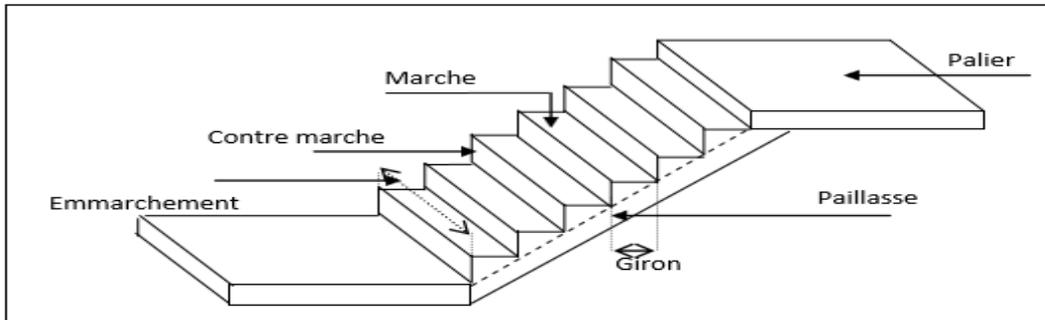


Figure 3.5. Schéma d'un escalier

### 3.4.1. Pré dimensionnement des escaliers

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :  $59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$ ..... (1).

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

H : la hauteur de la volée.

L : longueur totale en appui inclinée.

$L_0$  : la longueur projetée de la volée.

$L_p$  : la longueur de palier de départ et d'arrivée

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1)$$

En remplaçant h et g dans (1) :

$$g + 2 \times h = 64\text{cm}$$

$$L_0 / (n - 1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm}$$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0$$

n: c'est la solution de l'équation

✓ **1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> Volée sont identiques**

H=1.36 m ;  $L_0=2,1\text{m}$  ;

AN:

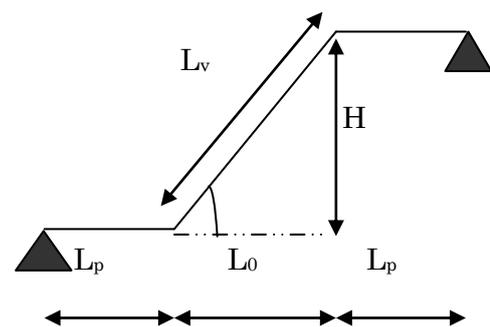


Figure 3.6. Schéma statique d'escalier.

$64 n^2 - 546 n + 272 = 0$  ;Après la résolution, on trouve  $\{n = 8\}$

D'ou:  $h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.}$

$g = \frac{L_0}{n-1} = 30 \text{ cm.}$

- **Inclinaison de la paille**

Calcul de  $\alpha$ :

$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(136/210) \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ$

- **Calcul de la longueur de la paille**

$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (2,1^2 + 1,36^2)^{1/2} = 2,5 \text{ m}$

- **Épaisseur de la paille**

Elle est calculée par la relation suivante:  $L/30 \leq e \leq L/20$

Notre cas :  $L = L_v + L_p$  avec  $L_v = 2.50 \text{ m}$  ;  $L_p = 1.14 \text{ m}$

D'ou:  $L = 3,64 \text{ m}$ .

$L/30 \leq e \leq L/20 \Leftrightarrow 12,13 \text{ cm} \leq e \leq 18,20 \text{ cm}$

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

les dimensions d'escalier sont Reportes dans le Tableau suivant:

**Tableau 3.1.** Dimensionnement de volée 1et 3.

$L_0(\text{m})$	$H(\text{m})$	$n$	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	$\alpha(^{\circ})$	$L_v(\text{m})$	$e(\text{cm})$
2,10	1,36	8	17	30	32,92	2,50	15

### 3.5. Les poutres

#### 3.5.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

h: hauteur de la poutre.

b: largeur de la poutre.

$L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

On suppose des poteaux de  $(30 \times 30) \text{cm}^2$

$$\underline{AN} L_{\max} = 528 - 30 = 498 \text{cm}$$

$$32,2 \text{cm} \leq h \leq 49,8 \text{cm}$$

On prend: **h = 40cm. b = 30cm.**

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{cm}$  ; on a  $b = 30 \text{cm}$  condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{cm}$  ; on a  $h = 40 \text{cm}$  condition vérifiée.
- $h/b < 4$  ; on a  $40/30 = 1,33 < 4$  condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : **(b×h) = (30× 40) cm<sup>2</sup>.**

### 3.5.2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \text{ (Condition de flèche).}$$

AN :

$$L_{\max} = 530 - 30 = 500 \text{cm}$$

$$33,33 \text{cm} \leq h \leq 50 \text{cm}$$

On prend: **h = 35cm. b = 30cm.**

- **Vérifications**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$  ; on a  $b = 30\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$  ; on a  $h = 35\text{cm}$  condition vérifiée .
- $h/b < 4$  ; on a  $35/30 = 1,16 < 4$  condition vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

### 3.5.3. Pré dimensionnement de la poutre chaînage

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 425/15 \leq h \leq 425/10 \Rightarrow 28,33\text{cm} \leq h \leq 42,5 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $h = 30\text{cm}$ .

$$b = 30\text{cm}.$$

#### • Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 30\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée ; soit une poutre de } (30 \times 30)\text{cm}$$

$$h / b = 30 / 30 = 1 < 4$$

### 3.6. Étude d'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation non pondérée estimée à  $1 \text{ KN/ml}$  provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force horizontale  $F_P$

**Hypothèses de calcul :**

- le calcul se fera pour une bande de  $1 \text{ ml}$ .
- la fissuration est considéré préjudiciable.

- l'acrotère sera calculé en flexion composée.
- Le poids propre et la charge d'exploitation :

$$S = (0,8 \times 0,1) + [(0,1 + 0,07) \times 0,1/2]$$

$$S = 0,0885 \text{ m}^2$$

- **Charge Permanente:**
  - **Poids propre:**

$$G = \gamma_b \times S.$$

$$G = 25 \times 0,0885 \Rightarrow G = 2,2125 \text{ KN/ml.}$$

- **Enduit de ciment:**

$$G = \gamma_c \times e \times 1.$$

$$G = 0,18 \times 1,5 = 0,27 \text{ KN/ml} \Rightarrow G_t = 2,2125 + 0,27 = 2,4825 \text{ KN/ml.}$$

- **La Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

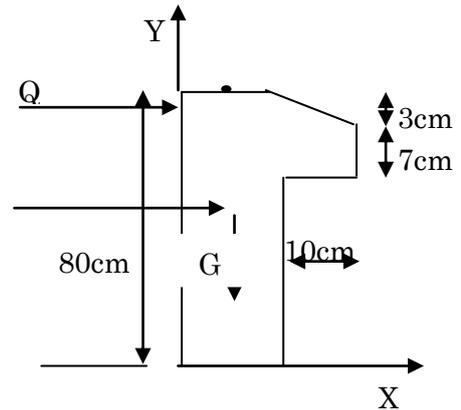


Figure 3.7. Coupe transversale de l'acrotère

### 3.7. Les voiles

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles se fait par les conditions suivantes :

- $e \geq \frac{h_e}{20}$  pour les voiles simple.
- $e \geq 15 \text{ cm}$

Donc ;  $e \geq \max(h_e/20; 15 \text{ cm})$

Avec :  $h_e$ : hauteur libre d'étage ;

$e$  : l'épaisseur du voile

On a Dans notre cas, nous avons :

$$\text{➤ } h_e = 289 - 40 = 249 \text{ cm pour le parking 1}$$

$$e \geq \max(12,45 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm pour le parking 2}$$

$$e \geq \max(13,3 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } h_e = 2,72 - 40 = 2,32 \text{ cm pour les étages d'habitation}$$

$$e \geq \max(11,6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

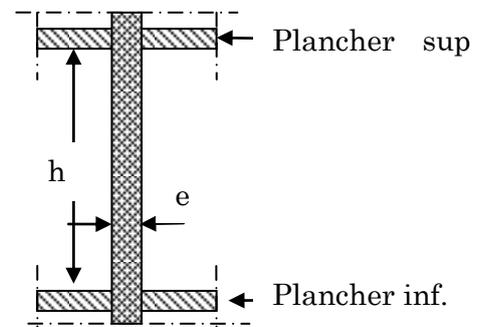


Figure 3.8. Coupe verticale du voile

Donc on adopte dans le des voiles de contreventement d'épaisseur :

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

### 3.8. Les poteaux :

Selon le RPA99 (version2003),les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Tel que :} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 2,72\text{m}$  les étages courant.

$h_e = 3,06\text{m}$  Pour le parking 2.

$h_e = 2,89\text{m}$  pour le parking 1.

On adopte la section des poteaux ( $b_1 \times h_1$ ) comme suit :

- ❖ entre-sol 1 et 2 est de section (40x50) cm<sup>2</sup>.
- ❖ La RDC et 1<sup>er</sup> étages est de section (40x45) cm<sup>2</sup>.
- ❖ 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage est de section (40x40) cm<sup>2</sup>.
- ❖ 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage est de section (35x40) cm<sup>2</sup>.
- ❖ 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage est de section (35x35) cm<sup>2</sup>.

### 3.9. Evaluation des charges permanente

#### 3.9.1. Plancher à corps creux

Tableau 3.2.Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible 1 et 2

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m <sup>2</sup> )
Gravions roulé de protection	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01

Plancher à corps creux (16+4)	/	0,2	2,85
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale			<b>G = 6,25</b>

Tableau 3.3.Evaluation des charges du plancher étage courant en corps creux

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m <sup>2</sup> )
Cloison de séparation	/	/	1,00
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher à corps creux (16+4)	/	0,2	2,85
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale			<b>G = 5,28</b>

### 3.9.2. Plancher en dalle plein

Tableau 3.4.Evaluation des charges du plancher en dalle pleine

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher à dalle plein	25	0,12	3,00
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
charge permanente totale			<b>G = 4,47</b>

### 3.9.3. Murs extérieurs double parois en brique creuses

Tableau 3.5.Evaluation des charges dans des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Briques creuses extérieur	9	0,15	1,30

Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
charge permanente totale	<b>G = 2,74</b>		

### 3.9.4. Murs intérieurs une seule paroi en brique creuse

Tableau 3.6. Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Briques creuses intérieur	9	0,10	0,90
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
charge permanente totale	<b>G = 1,30</b>		

### 3.9.5. Escaliers

#### a.1. Palier

Tableau 3.7. Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle en béton armé	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
charge permanente totale	<b>G = 4,43</b>		

#### a.2. Volée

Tableau 3.8. Evaluation des charges de la volée.

Désignation des éléments	épaisseur (m)	PoidsG(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	0,40
Revêtement en carrelage verticale	0,02(17/30)	0,23
Mortier de pose horizontale	0,02	0,40
Mortier de pose verticale	0,02(17/30)	0,23
Marche (avec un béton 22KN/m <sup>3</sup> )	0,17(1/2)	1,87

Paillasse	0,15/(cos(29))	4,28
Enduit de ciment	0,02	0,36
Charge permanente totale		<b>G =7,77</b>

### 3.9.6. Evaluation des surcharges d'exploitations(Q)

Tableau 3.9.Evaluation des surcharges d'exploitation

Elément	Terrasse inaccessible	Etage d'habitation	Dalle plein	Escalier
Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	1	1,5	3,5	2,5

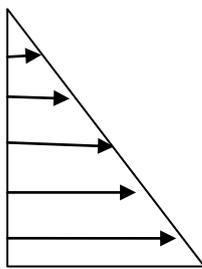
### 3.9.7. Poussé des terres sur les voiles de soutènements

- Caractéristiques des TVO
  - Poids volumique :  $\gamma_h=19 \text{ kn}/\text{m}^3$
  - L'angle de frottement :  $\varphi=32^\circ$
  - Cohésion : C=0

Calcul des poussées des terres

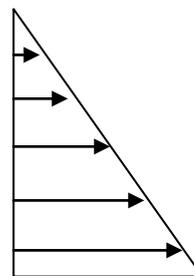
$$\sigma = \gamma_h \cdot z \cdot k_0$$

Avec  $k_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 32 = 0,470$



$\sigma = 115,65 \text{ kpa}$

- Cote principale



$\sigma = 53,143 \text{ kpa}$

- cote latérale droit et gauche

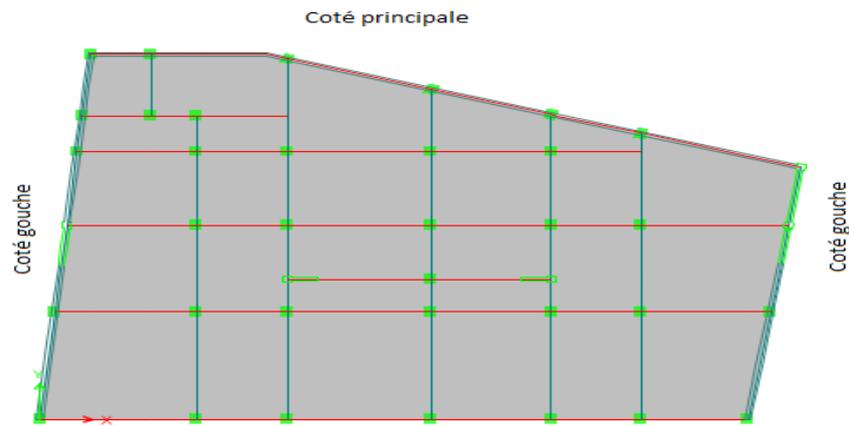


Figure 3.9. Les faces qui reprend les charges des poussée des terres

### 3.10. Conclusion :

Les dimensions (section ou épaisseur) adaptées sont comme suit :

#### a. Plancher :

Pour le corps creux est (16+4) ; pour les dalles pleines  $e = 12\text{cm}$

#### b. Poutres :

- Poutres principales :  $30 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$
- Poutres de chainages :  $30 \times 25 \text{ cm}^2$

#### c. Voile :

- $e_p = 15 \text{ cm}$ .

#### d. Poteaux :

- entre-sol 1 et 2 est de section  $(40 \times 50) \text{ cm}^2$ .
- La RDC et 1<sup>er</sup> étages est de section  $(40 \times 45) \text{ cm}^2$ .
- 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage est de section  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage est de section  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage est de section  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ .

# Chapitre 4 Modélisation 3D et analyse statique et dynamique de bâtiment

## 4.1. Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de cette étude est un bâtiment en béton armé de dix niveaux (deux sous-sol + RDC+7 étages), à usage d'habitation.

Pour rappel, le système de contreventement qu'on a privilégié pour la structure est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

Dans ce chapitre est présenté :

- La modélisation 3D du bâtiment
- Vérification du pré dimensionnement des poteaux sous les charges gravitaires
- Analyse sismique et justification des prescriptions du RPA99/version2003

## 4.2. Modélisation

La modélisation numérique de la structure (les deux entre-sols compris) est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS 2016, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « frame » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « Shell » sont utilisés pour la modélisation des planchers (corps creux et dalles pleines), les voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques) ainsi que escaliers (volée+palier) et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

Les planchers utilisés sont nervurés et considérés rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « diaphragm » disponible dans le logiciel. Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges surfaciques (Shell load - Uniform load sets), et le chargement sismique est obtenu par l'application de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement ( $V_{xdyn}$  et  $V_{ydn}$ ). Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-dessous prescrite dans les règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003).

Les charges gravitaires (G et Q) sont appliquées sous forme de charges surfaciques (Shell Load Assignment - Uniform). Afin de permettre l'application de la loi de dégression des charges d'exploitation nous avons définis deux types de charges d'exploitation : « Roof live » pour le chargement de la terrasse et « Reducible live » pour le reste.

L'application de la loi de dégression des charges d'exploitation est mise en œuvre conformément à la norme algérienne en vigueur (DTR B.C. 2.2 -Charges permanentes et charges d'exploitation) à travers le paramétrage du coefficient de réduction des charges variables « Live Load Reduction Factor » de chaque poteau. On retrouve ce coefficient dans le menu déroulant « Design » : « Concrete Frame Desing » puis « View /Revise Overwites ».

La poussé des terres sur les voiles de soutènements est prise en compte sous forme de charge triangulaire appliqué directement sur les voiles soutènements (shell load-non uniform).

Le calcul des forces sismiques est effectué par la méthode d'analyse modale spectrale « Réponse Spectrum ». L'action sismique est appliquée séparément dans les deux directions (X et Y) du modèle ( $E_x$  et  $E_y$  respectivement).

Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-dessous prescrite dans les règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003).

- $m = mG + \beta mQ$  (Relation 4.5) ;
- $mG$  : masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris) ;
- $mQ$  : masse dû aux charges d'exploitations : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, égal à 0.2 dans notre cas (tableau 4.5).

Les effets de la torsion accidentelle, sont pris en charge dans le modèle 3D, par l'application d'une excentricité additionnelle dans chaque plancher de l'ordre de  $\pm 0.05 L$  (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) lors de l'application l'action sismique (réponse spectrale).

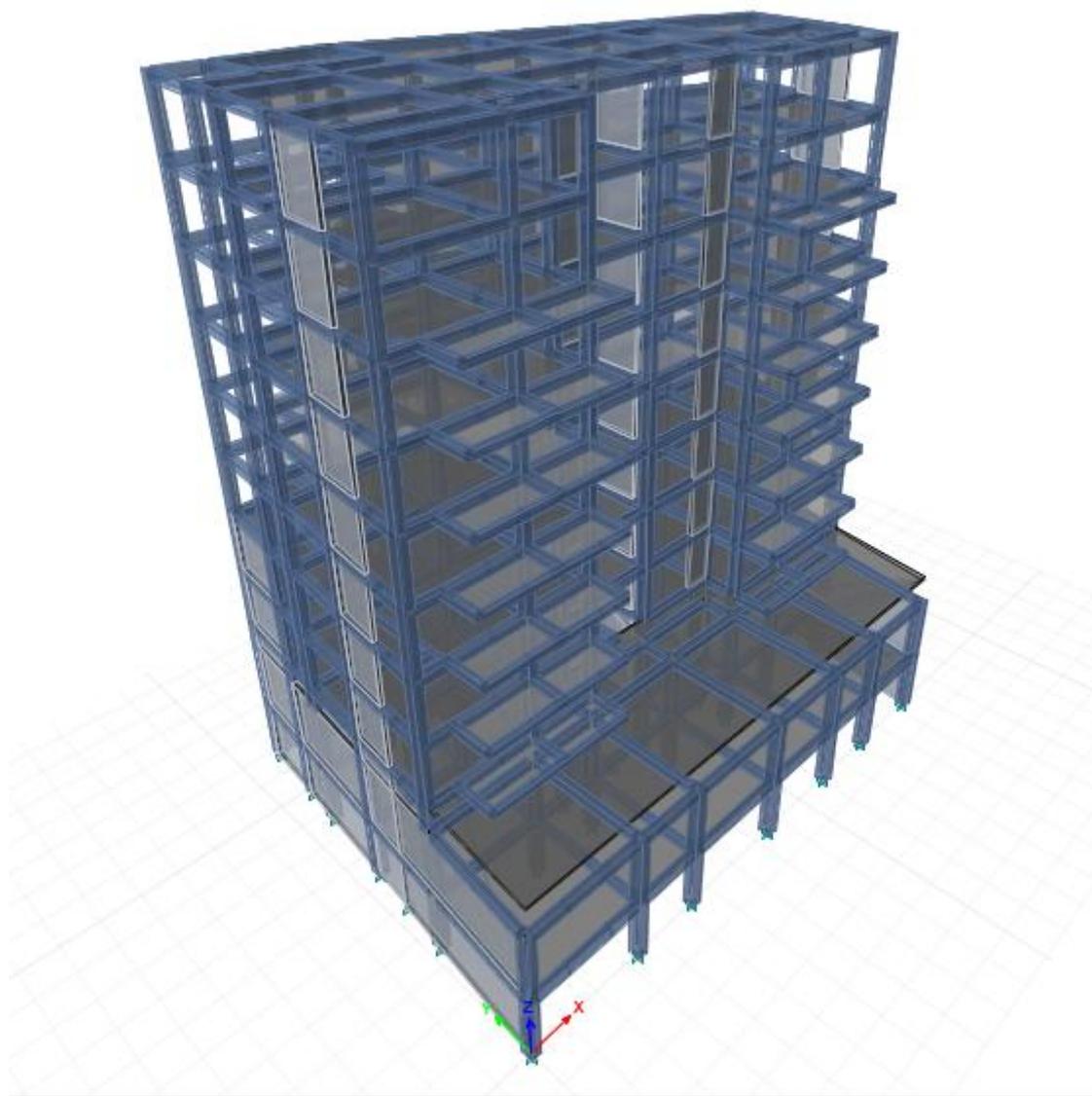


Figure 4.1. Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016.

### 4.3. Analyse statique pour la vérification du pré dimensionnement des poteaux sous charges gravitaires

#### 4.3.1. Vérification de la prise en compte de la dégression des charges d'exploitation avec le Logiciel

Les résultats de la dégression des charges d'exploitation obtenus par le logiciel sont représenté sur le tableau suivant :

Tableau 4.1. Effort normale dans le poteau C11.

Types de calcul	Calcul numérique avec dégression
Etage 6	106,0051
Etage 5	200,2942
Etage 4	300,5616
Etage 3	400,1448
Etage 2	500,7416
Etage 1	602,497
RDC	707,0504
Entre-sol2	814,5434
Entre-sol1	959,8263

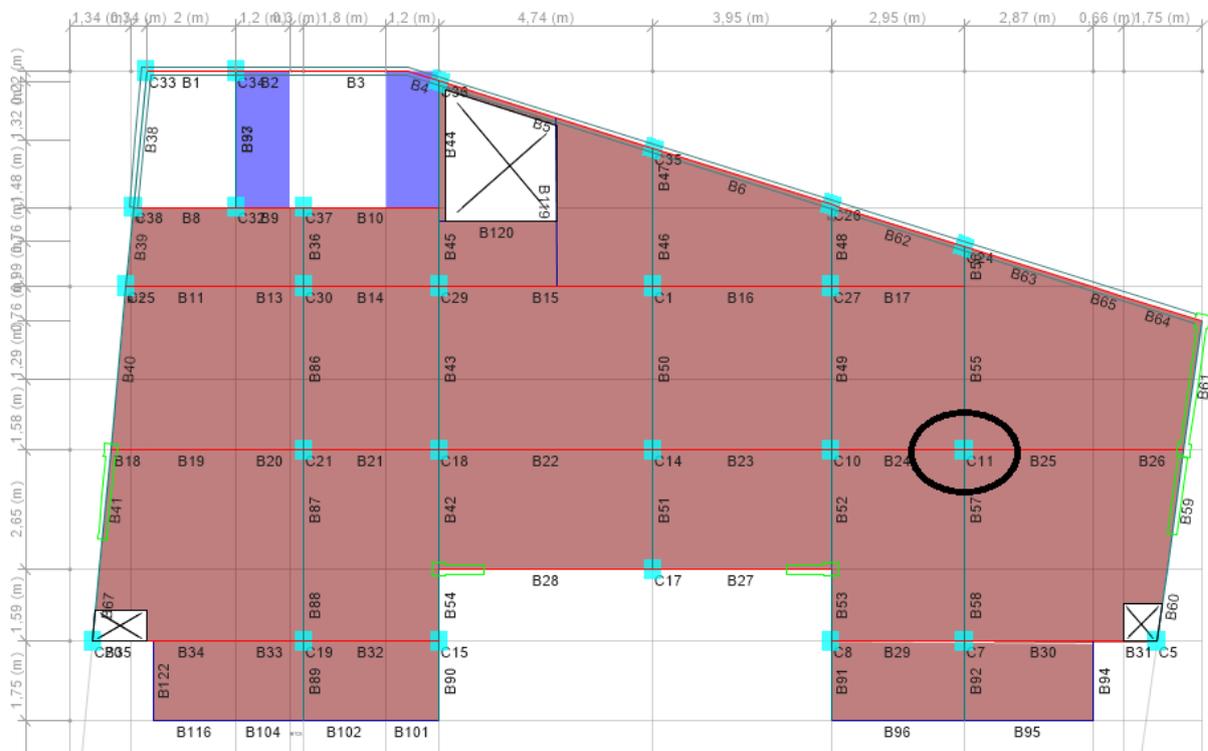


Figure 4.2. Position de poteau le plus sollicité C11.

### 4.3.2. Vérification des poteaux à la compression simple sous les charges gravitaires

Selon le CBA93 (Art B.8.4.1), l'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec:

$N_u$  : effort normal ultime

$\overline{N_u}$  : Effort normal admissible

$B_r$ : section réduite du béton ( $B_r = (a-2)*(b-2)$ ).

$A_s$  : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$  : coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité d'acier.

$\alpha$  : coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement ( $\lambda$ ).

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$ : longueur de flambement  $l_f = 0,7 l_0$  (BAEL91 art B.8.3, 31)

$l_0$  : la hauteur libre du poteau  $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

$I$  : Moment d'inertie Cas d'une section rectangulaire  $I = \frac{h \times b^3}{12}$

Figure : Repérage des poteaux

➤ Exemple de calcul :

Vérification du poteau le plus sollicités C11 le plus élance

$$l_f = 0,7 \times (3,06 - 0,4) = 2,66 \quad \text{poteau } (50 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1\% B_r$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 2,66 \frac{\sqrt{12}}{0,5} \Rightarrow \lambda = 20$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda=20 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.72$$

On doit vérifier que  $\overline{Nu} > Nu$

$$\overline{Nu} = \alpha \times \left[ \frac{Br \times fc_{28}}{\gamma_b} + \frac{Br \times fe}{100\gamma_s} \right] = 0,72 \times \left[ \frac{0,1575 \times 25}{1,5} + \frac{0,1575 \times 400}{100 \times 1,15} \right]$$

$$\overline{Nu} = 2501,41 \text{ KN} > Nu = 1055,8089 \text{ KN}$$

**Tableau 4.2.** Vérification au flambement des poteaux.

Niveau	Nu	$\lambda$	$\alpha$	Br	Nu	observation
Entre-sol2	1055,81	20,00	0,72	0,1575	2501,41	vérifiée
Entre-sol1	895,99	20,00	0,82	0,1575	2848,82	vérifiée
RDC	777,75	18,82	0,82	0,1400	2532,29	vérifiée
Etage 1	662,497	18,82	0,82	0,1400	2532,29	vérifiée
Etage 2	550,75	16,47	0,81	0,1225	2215,75	vérifiée
Etage 3	440,16	16,47	0,81	0,1225	2215,75	vérifiée
Etage 4	330,61	14,64	0,80	0,1050	1876,05	vérifiée
Etage 5	220,32	14,64	0,80	0,1050	1876,05	vérifiée
Etage 6	125,71	14,82	0,80	0,0900	1588,19	vérifiée
Etage 7	116,60	14,82	0,80	0,0900	1588,19	vérifiée

On remarque que la condition  $\overline{Nu} > Nu$  est vérifiée dans tous les niveaux.

#### 4.3.3. Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)

**Tableau 4.3.** Vérification de l'exigence du RPA pour le poteau C21

Poteau	50*40	45*40	40*40	40*35	35*35	Observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	45	40	40	35	35	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	13,3	19,3	11,6	11,6	11,6	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	1,25	1,125	1	1,14	1	vérifiée

## 4.4. Analyse sismique

### 4.4.1. Méthode de calcul des forces sismiques

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode d'analyse modale spectrale
2. Par la méthode statique équivalente ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23 m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel ETABS 2016.

Par la méthode dynamique spectrale, 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.

Le spectre de réponse de calcul des règles parasismique algériennes RPA99/V200 est défini par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

W : Poids total de la structure ;

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période propre ;

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure. Ses valeurs

varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives (tableau 4.3 du RPA99)

#### Figure Spectre de réponse

#### 4.4.2. Calcul de l'effort tranchant statique totale à la base ( $V_{st}$ )

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_{dyn} < 0,8V_{st}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $0,8V_{st}/V_{dyn}$

La force sismique  $V_{st}$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$$

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non. Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tableau 4.4.valeurs des pénalités  $P_q$ .

N°	Critère Q	Observation		pénalisée	
		X	Y	X	Y
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	non	0	0,05
02	Redondance en plan	non	non	0,05	0,05
03	Régularité en plan	non	non	0,05	0,05
04	Régularité en élévation	oui	oui	0	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	oui	oui	0	0
06	Contrôles d'exécution	oui	oui	0	0

Ce qui donne :

$$\begin{aligned} Q_x &= 1,10 \\ Q_y &= 1.15 \end{aligned}$$

La valeur de W est une fraction des charges d'exploitation.

Il est égal à la somme des poids  $W_i$  ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99)

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est  $\beta = 0.20$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS 2016 la valeur trouvé est :  $W=28263,8662$  kn.

➤ D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec  $\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

Pour une construction mixte on peut prendre  $\xi = 10\%$

D'où,  $\eta = 0,764$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de l'étude géotechnique, nous considérerons un site de catégorie S3 (conformément à l'article 3.3.2. du RPA99 « classement du site selon la disponibilité des essais »).

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques :  $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$

- Période fondamentale de la structure. (T) RPA99/2003 (Tableau 4.7)

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

$H = 28,9 \text{ m}$  : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$CT=0,05$  : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (Tableau 4.6 du RPA99)

$L$  : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul

$$\begin{cases} Lx=25,10\text{m} \\ Ly=17,92 \end{cases}$$

Donc,  $Tx = \min (0,62 , 0,52s )$

$Ty = \min (0,62s, 0,61 )$

- D'où :  $Tx = 0,52s$   $Ty = 0,61s$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad D_x = 1,863 \text{ et } D_y = 1,666$$

- Coefficient d'accélération (A)

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{cases} \quad \text{Donc : } A=0,15$$

- coefficient de comportement global (R)

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction  $R=5$

- La force sismique statique totale à la base de la structure

$$\text{sens X : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1737,634 \text{ Kn}$$

$$\text{sens Y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1624,522 \text{ Kn}$$

#### 4.5. Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique).

On a abouti à la disposition suivante :

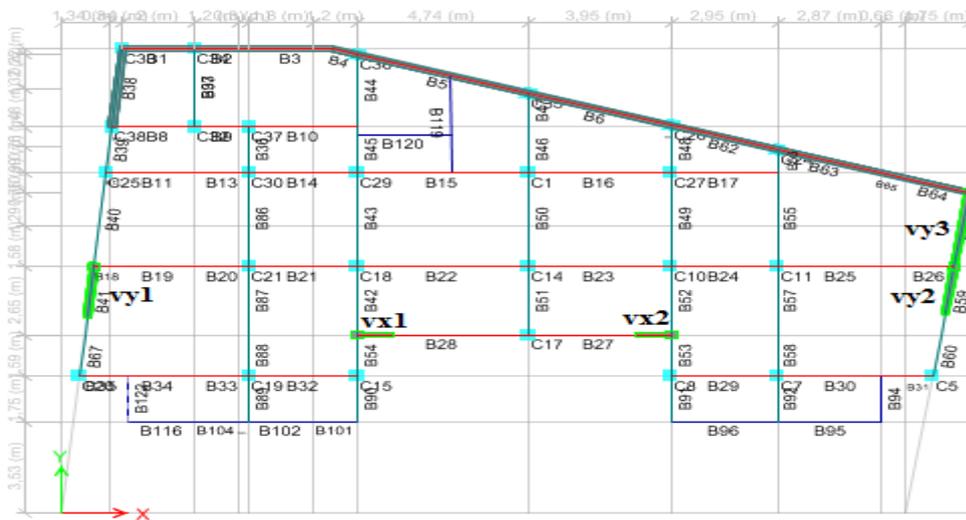


Figure 4.3. Disposition des voiles.

#### 4.6. Justification des prescriptions du RPA99/version2003

##### 4.6.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article 4.3.4 du RPA, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus cumulé, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après :

.Tableau 4.5. Période de vibration et taux de participation massique.

modes	Période	UX	UY	sommeUX	somme UY
1	0,591	0,3876	0,0077	0,3876	0,0077
2	0,536	0,0186	0,4278	0,4061	0,4355
3	0,382	0,0039	0,0164	0,4101	0,4519
4	0,19	0,0873	0,0143	0,4974	0,4662
15	0,047	0,0384	0,0208	0,8809	0,8253
16	0,046	0,0231	0,0069	0,904	0,8322
26	0,034	0,0013	0,0346	0,9261	0,8954
27	0,033	0,0006	0,006	0,9267	0,9014

Ces résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 38,76% dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 42,78 % dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z
- La condition du RPA99 (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 27ème mode dans la direction Y et au 16ème mode dans la direction X.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

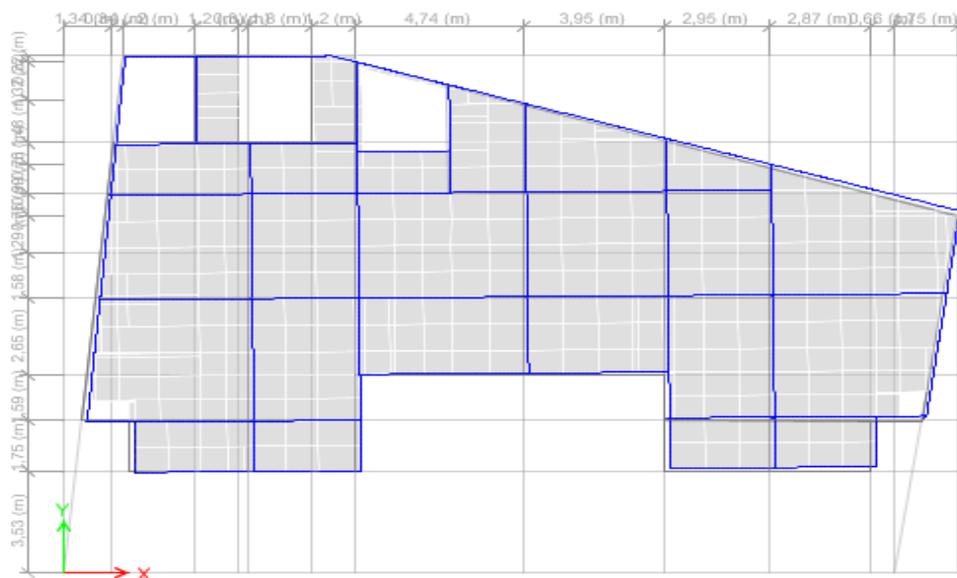


Figure 4.4. 1<sup>er</sup> mode de vibration T=0,598s

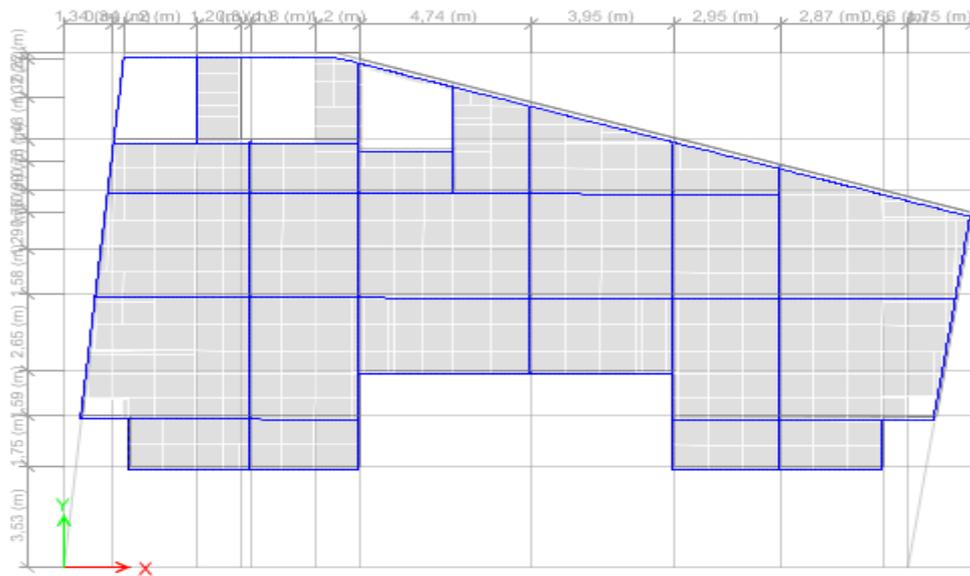


Figure 4.5. 2<sup>ème</sup> mode de vibration  $T=0,544s$

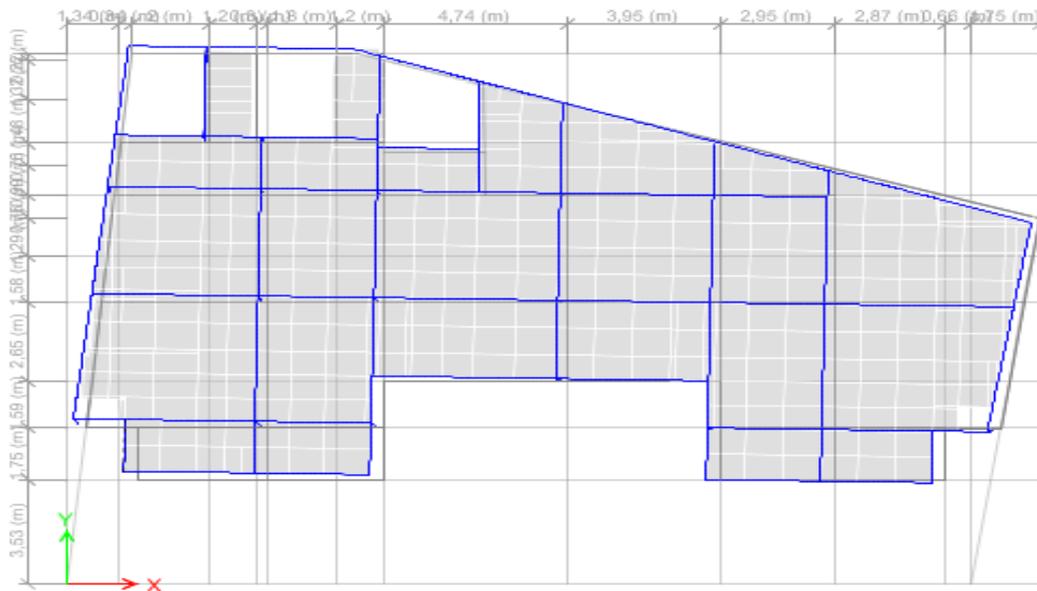


Figure 4.6. 3<sup>ème</sup> mode de vibration  $T=0,393s$

#### 4.6.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_{\text{dyn}} < 0,8V_{\text{St}}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $0,8V_{\text{St}}/V_{\text{dyn}}$

Pour le calcul de  $V_{\text{dyn}}$  nous avons utilisé un spectre ci-après :  $Q = \max ( Q_x ; Q_y ) = 1.15$  La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article **4-3-6 DU RPA99/2003** est résumée dans le tableau suivant :

Au vu de l'importance des efforts tranchants dans les deux directions (x et y) sous les combinaisons dynamique  $E_x$  et  $E_y$ , l'effort tranchant sera calculé par l'équation quadratique suivante :  $V_{x,y} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$

**Tableau 4.5.** Vérification de la résultante des forces sismique

Sens	D	$V_{\text{dyn}}$ (kn)	$V_{\text{St}}$ (kn)	$0,8*V_{\text{St}}$ (kn)	Remarque	observation
X-X	1,863	1223,442	1737,634	1390,1072	$V_{\text{dyn}} < 0,8V_{\text{St}}$	Non vérifiée
Y-Y	1,666	1167,298	1624,522	1299,6176	$V_{\text{dyn}} < 0,8V_{\text{St}}$	Non vérifiée

D'après le tableau  $V_{\text{dyn}} < 0,8V_{\text{St}}$  dans les deux directions, alors on doit majorer les réponses obtenue à partir de la méthode modale spectrale de  $0,8V_{\text{St}}/V_{\text{dyn}}$ , comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X : } 0,8 * \frac{V_{\text{St}}}{V_{\text{dyn}}} = 1,12 \\ \text{Sens Y : } 0,8 * \frac{V_{\text{St}}}{V_{\text{dyn}}} = 1,12 \end{array} \right.$$

#### 4.6.3. Justification de l'interaction voiles portiques

L'article 3.4.4.a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que :

- 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.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

##### a. Sous charges horizontales

Il fait que :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Tableau 4.6. Résultats de l'interaction sous charges horizontales.

Niveau	Charges reprises sens X		Charges reprises sens Y		Pourcentage repris sens X		Pourcentage repris Sens Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)	Portiques (%)	Voiles (%)
étage 7	204,43	109,94	240,45	86,99	65,02	34,97	73,43	26,56
étage 6	286,12	139,17	236,92	190,03	67,27	32,72	55,49	44,51
étage 5	411,17	122,29	353,01	239,83	77,075	22,92	59,54	40,45
étage 4	473,89	172,84	377,84	349,89	73,27	26,72	52,06	47,93
étage 3	584,76	167,08	412,81	411,68	76,85	23,14	50,06	49,93
étage 2	560,84	257,95	388,29	508,68	68,49	31,50	43,28	56,71
étage 1	167,50	430,78	211,48	275,71	27,54	72,45	43,40	56,59
RDC	125,24	330,08	179,01	450,46	27,50	72,49	28,43	71,56
entre-sol2	99,18	110,34	43,53	107,09	47,33	52,66	30,74	69,25
entre-so11	104,46	96,81	84,95	170,93	51,89	48,10	33,19	66,80

### Remarque

On remarque que les charges horizontales des trois premiers niveaux sont moins importantes par rapport aux autres niveaux cela revient à la présence des voiles de soutènements.

### b. Sous charges verticales (RPA99/2003(Art 4.a))

Il faut que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel ETABS 2016 sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.7. Résultats de l'interaction sous charges verticales à la base.

Niveau	Charges reprises		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
entre-sol1	-17377,6029	-5337,4244	79,651	20,349

D'après les deux tableaux on ne constate que l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale) est vérifiée.

#### 4.6.4. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tel que :

$N_d$  : Désigne l'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelles (sismiques).

$B$  : l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton.

**Tableau 4.8.** Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	type de poteau	$N_d$ (Kn)	combinaisons	B (m <sup>2</sup> )	v	Observation
entre-sol1	50*40	1292,1934	G+pression des terres+Q+EY Min	0,2	0,26	Vérifiée
entre-sol2	50*40	1279,7434	G+pression des terres+Q+EY Min	0,2	0,26	Vérifiée
RDC	45*40	980,1577	G+pression des terres+Q+EY Min	0,18	0,22	Vérifiée
étage1	45*40	851,9141	G+pression des terres+Q+EY Min	0,18	0,19	Vérifiée
étage2	40*40	727,6255	G+pression des terres+Q+EY Min	0,16	0,18	Vérifiée
étage3	40*40	600,0494	G+pression des terres+Q+EY Min	0,16	0,15	Vérifiée
étage4	35*35	477,2524	G+pression des terres+Q+EY Min	0,14	0,14	Vérifiée
étage5	35*35	358,3758	G+pression des terres+Q+EY Min	0,14	0,10	Vérifiée
étage6	35*30	242,3585	G+pression des terres+Q+EY Min	0,105	0,09	Vérifiée
étage7	35*30	125,9238	G+pression des terres+Q+EY Min	0,105	0,05	Vérifiée

#### 4.6.5. Justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ RPA99/version2003 (Article 4.4.3)} \quad \delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

$h_k$  : étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 4.9.** Vérification des déplacements dans le sens X.

Niveau	$h_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k / h_k$ (%)	Observation
1	2,89	2,40E-05	0,00012	0	0,00012	4,1522E-05	Vérifiée
2	4,25	0,000178	0,00089	0,00012	0,00077	0,00018118	Vérifiée
3	2,72	2,50E-05	0,000125	0,00089	0,000765	0,00028125	Vérifiée
4	2,72	0,000151	0,000755	0,000125	0,00063	0,00023162	Vérifiée
5	2,72	0,000219	0,001095	0,000755	0,00034	0,000125	Vérifiée
6	2,72	0,000278	0,00139	0,001095	0,000295	0,00010846	Vérifiée
7	2,72	0,000289	0,001445	0,00139	5,5E-05	2,0221E-05	Vérifiée
8	2,72	0,000282	0,00141	0,001445	3,5E-05	1,2868E-05	Vérifiée
9	2,72	0,00025	0,00125	0,00141	0,00016	5,8824E-05	Vérifiée
10	2,72	0,000216	0,00108	0,00125	0,00017	0,0000625	Vérifiée

**Tableau 4.10.** Vérification des déplacements dans le sens Y.

Niveau	$h_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\delta_{k-1}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\Delta_k / h_k$ (%)	Observation
1	2,89	0,000108	0,00054	0	0,00054	0,00018685	Vérifiée
2	4,25	0,000284	0,00142	0,00054	0,00088	0,00020706	Vérifiée
3	2,72	7,60E-05	0,00038	0,00142	0,00104	0,00038235	Vérifiée
4	2,72	0,000223	0,001115	0,00038	0,000735	0,00027022	Vérifiée
5	2,72	0,000323	0,001615	0,001115	0,0005	0,00018382	Vérifiée
6	2,72	0,000395	0,001975	0,001615	0,00036	0,00013235	Vérifiée
7	2,72	0,000417	0,002085	0,001975	0,00011	4,0441E-05	Vérifiée
8	2,72	0,000403	0,002015	0,002085	7E-05	2,5735E-05	Vérifiée
9	2,72	0,000366	0,00183	0,002015	0,000185	6,8015E-05	Vérifiée
10	2,72	0,000325	0,001625	0,00183	0,000205	7,5368E-05	Vérifiée

D'après les deux tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des différents niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

#### 4.6.6. Justification vis-à-vis l'effet P- $\Delta$ (RPA99(Art5.9))

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ;$$

Tel que :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"

$h_k$ : Hauteur de l'étage "k".

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

- Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets (P- $\Delta$ ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 4.11.**Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens X.

Niveau	$\theta$	$h_k$ (m)	$P_k$ (t)	$V_k$ (t)	Observation
Entre-sol1	0,06869515	2,89	282638,662	768,7788	Vérifiée
Entre-sol2	0,00614981	4,25	21075,244	709,5851	Vérifiée
RDC	0,13994436	2,72	231034,344	631,227	Vérifiée
Etage 1	0,08323368	2,72	181712,545	589,9351	Vérifiée
Etage 2	0,0516353	2,72	155498,876	553,5816	Vérifiée
Etage 3	0,03357745	2,72	129088,935	508,8325	Vérifiée
Etage 4	0,00957866	2,72	106913,158	451,3882	Vérifiée
Etage 5	0,00584553	2,72	84813,195	373,3954	Vérifiée
Etage 6	0,01534936	2,72	62951,492	278,945	Vérifiée
Etage 7	0,01593164	2,72	41089,77	194,3829	Vérifiée

Tableau 4.12. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (t)	$V_k$ (t)	$\theta$	Observation
Entre-sol2	2,89	28263,8662	161,8229	0,00725229	Vérifiée
Entre-sol1	4,25	2107,5244	237,8209	0,00160555	Vérifiée
RDC	2,72	23103,4344	334,0097	0,01945405	Vérifiée
Etage 1	2,72	18171,2545	392,0338	0,01073577	Vérifiée
Etage 2	2,72	15549,8876	433,5192	0,00448362	Vérifiée
Etage 3	2,72	12908,8935	481,534	0,00290747	Vérifiée
Etage 4	2,72	10691,3158	514,648	0,00042006	Vérifiée
Etage 5	2,72	8481,3195	572,8161	0,00019052	Vérifiée
Etage 6	2,72	6295,1492	719,5063	0,00051466	Vérifiée
Etage 7	2,72	4108,977	814,968	0,00031512	Vérifiée

On voit bien que la condition  $\theta < 0,1$  est largement satisfaite, donc l'effet P- $\Delta$  n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

#### 4.7. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et après justification de toutes les vérifications des règles parasismique algériennes (RPA99/2003) On a dû augmentée les sections des voiles ( $e = 20cm$ )

# Chapitre 5      Ferrailage des éléments

## 5.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement :

Les portiques (poteaux poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

## 5.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens, ils sont donc calculés en flexion bi-axiale composée, les combinaisons de calcul considérées

Pour la détermination des sollicitations ( $N$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ) dans les poteaux sont :

ELU :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

ELS :

- $G + Q$

Le ferrailage des poteaux doit être mené conformément aux exigences du CBA et aussi aux prescriptions du RPA données ci-après :

### a) Les armatures longitudinales

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ❖  $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton (en zone IIa).
- ❖  $A_{max} = 4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- ❖  $A_{max} = 6\%$  de la section de béton (en zone recouvrement).
- ❖  $\phi_{min} = 12mm$  (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- ❖ La longueur minimale de recouvrement ( $L_{min}$ ) est de  $40\phi$  en zone IIa.
- ❖ La distance ou espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).
- ❖ La zone nodale est définie par  $l' \leq h'$ .
- ❖  $l' = 2h$

❖  $h' = \max (he6, b1, h1, 60cm).$

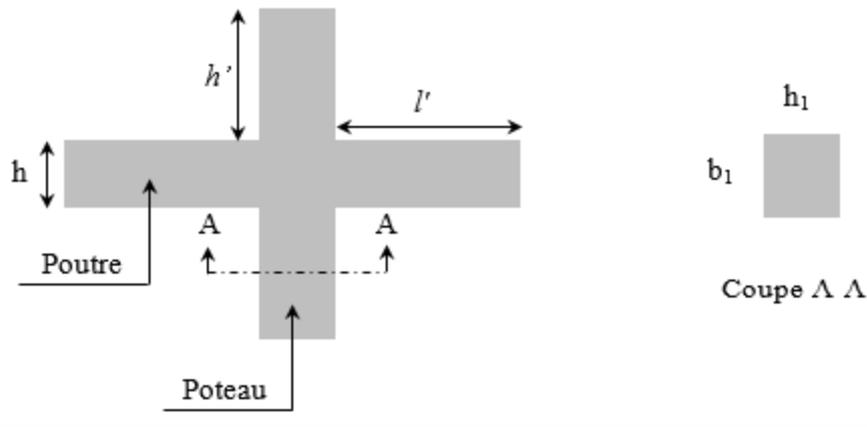


Figure 5.1.Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA concernant notre ouvrage sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol 1	2000	16	80	120
Entre sol 2	2000	16	80	120
RDC+1 étages	1800	14,40	72	108
2 et 3ème étages	1600	12,80	64	96
4 et 5ème étages	1400	11,20	56	84
6 et 7ème étages	1225	9,80	49	73,5

**a. b) Les armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec:

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à :  $\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$  ( $\lambda_g$  : l'élanement géométrique),

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\Phi_L^{\text{min}}, 15\text{cm})$ .
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$ .

Où :  $\Phi_L^{\text{min}}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales :  $A_t^{\text{min}}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\%(t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

**RPA99.V2003**

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'élanement géométrique du poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi$  min

### 5.3. Calcul du ferrailage longitudinal

Les sollicitation les plus défavorables obtenus pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	N min (KN)	Mz (KN.m)	My (KN.m)	Combinaisons
7 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup>	-0,6880	14,7387	-8,1763	0,8G+pression des terres+EX Max
5 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup>	-4,1050	2,1013	15,5935	0,8G+pression des terres+EX Max
3 <sup>ème</sup> +2 <sup>ème</sup>	-45,3326	2,0262	14,1712	0,8G+pression des terres+EX Max
RDC+1 <sup>er</sup>	-309,6048	5,9752	-1,2873	0,8G+pression des terres+EX Max
Entre sol 1,2	-470,2299	2,5436	0,0106	0,8G+pression des terres+EX Max

Les ferrailages à retenir sont le max entre les armatures minimales exigés par le RPA et celles calculées. Ainsi les armatures adoptées pour chaque niveau sont résumés dans le

.Tableau 5.3. Armatures calculées et adoptés dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> selon x (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> selon y (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
Entre sol 1 et 2	50×40	6,97	5,41	16	4HA16+6HA14=17,28
RDC+1 étages	45×40	4,89	4,54	14,40	8HA16=16,08
2 et 3 <sup>ème</sup> étages	40×40	1,81	0,82	12,80	4HA16+4HA14=14,20
4 et 5 <sup>ème</sup> étages	40×35	1,29	0,23	11,20	8HA14=12,32
6 et 7 <sup>ème</sup> étages	35×35	1,35	0,75	9,8	4HA14+4HA12=10,68

### 5.3.1. Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau Entre sol 1 :

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu nuisible ( $e = 3$  cm) ;
- Calcul en flexion composée ;
- Calcul suivant BAEL 91 version. 99.

Données :

Soit :  $b = 40$  cm ;  $h = 50$  cm ;  $d = 47$  cm ;

Situation accidentelle: Tel que :  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$

Calcul de  $A_1$  et  $A_1'$  :

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow 0,8G + \text{pression des terres} + EX \text{ Max}$$

$$N_{\min} = -470,2299 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 2,5436 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,5436}{470,2299} \times 100 = 0,541 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \circ$$

⇒ le centre est à l'intérieur de la section N est un effort de traction et le centre est à l'intérieur de la section du béton, donc :

$$A_1 = \frac{N_u e_2}{f_{s10} (d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u e_1}{f_{s10} (d - d')}$$

AN:

$$e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e = 0,703 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = -0,263 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{-470,23 * (-0,263) * 10^{-3}}{400 * (0,47 - 0,03)} = 6,97 \text{ cm}^2$$

$$A_1' = \frac{-470,23 * (0,703) * 10^{-3}}{400 * (0,47 - 0,03)} = 6,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_1 = A_1' = 6,97 \text{ cm}^2$$

**Calcul de A<sub>2</sub> et A<sub>2</sub>' :**

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow 0,8G + \text{pression des terres} + EX \text{ Max}$$

$$N_{\min} = -470,2299 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corres}} = 0,0106 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,5436}{470,2299} \times 100 = 0,002254 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \circ$$

⇒ le centre est à l'intérieur de la section N est un effort de traction et le centre est à l'intérieur de la section du béton, donc :

$$A_1 = \frac{N_u e_2}{f_{s10} (d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u e_1}{f_{s10} (d - d')}$$

AN:

$$e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e = 0,635 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = -0,195 \text{ m}$$

$$A_2 = \frac{-470,23 * (-0,195) * 10^{-3}}{400 * (0,47 - 0,03)} = 5,23 \text{ cm}^2$$

$$A_2' = \frac{-470,23 \cdot (0,635) \cdot 10^{-3}}{400 \cdot (0,47 - 0,03)} = 5,41 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_2 = A_2' = 5,41 \text{ cm}^2$

### 5.3.2. Calcul Ferraillage transversale :

- Exemple de calcul :

On prend pour exemple poteau (40×50):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,7 \times 2,49}{0,4} = 4,357 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D' \text{ où : } A_t = \frac{3,75 \times 14,5801 \times 10^{-3} \times 15}{50 \times 400} \times 10^4 = 0,41 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

- **Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

- **La quantité d'armature minimale**

On a  $3 < \lambda g < 5$  , d'où :

- Dans la zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (10 \times 40) = 2 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante :  $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (15 \times 40) = 3 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 3 cadre **HA8=3,02 cm<sup>2</sup>**

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Figure 5.4.** Ferraillage transversal des poteaux.

Niveau	Entre sol 1	Entre sol 2	RDC 1 étages	2, 3 étages	4,5ème étages	6, 7ème étages
Section (cm <sup>2</sup> )	40×50	40×50	40×45	40×40	35×40	35×35
$\phi_{l_{\max}}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4
$\phi_{l_{\min}}$ (cm)	1,4	1,4	1,6	1,4	1,4	1,2
L <sub>0</sub> (cm)	249	385	232	232	232	232
L <sub>f</sub> (cm)	174,3	269,5	162,4	162,4	162,4	162,4

$\lambda_g$	4,357	6,737	4,06	4,06	4,64	4,64
$\rho_a$	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$V_u(\text{kn})$	14,5801	3,0349	3,4529	15,3512	10,1290	17,2693
$L_r(\text{cm})$	64	64	64	64	56	56
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
$A_{\text{cal}}^t(\text{cm}^2)$	0,41	0,08	0,1	0,54	0,35	0,69
$A_{\text{min}}^t(\text{cm}^2)$ z.nodale	2	2	2	1,2	1,2	1,2
$A_{\text{min}}^t(\text{cm}^2)$ z.courante	3	3	3	1,8	1,8	1,8
$A_{\text{adopte}}^t$ ( $\text{cm}^2$ )	6HA8 =	6HA8 =	6HA8 =	4HA8 =	4HA8 =	4HA8 =
	3,02	3,02	3,02	2,01	2,01	2,01

### 5.3.3. Vérifications

#### a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

#### ➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau C11 :

$$l_0 = 2,49\text{m et } N_u = 1055,8089\text{KN.}$$

$$N_u \leq N_d = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$  Coefficients de sécurité béton, acier.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le c

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0,7 \times l_0 = 2,625\text{m}$ )

$i$  : Rayon de giration

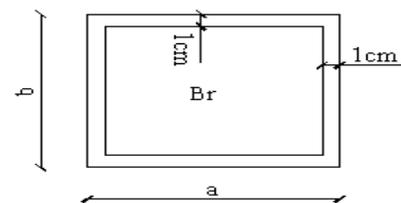


Figure 5.2. Section réduite du béton

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,5^2}{12}} \Rightarrow i = 0,102m$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$\lambda$  élancement du poteau prise :  $\lambda = 3,46 \times l_f / b$  ..... poteau rectangulaire

$\lambda = 4 \times l_f / \phi$  ..... poteau circulaire

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{1,743}{0,4} = 15,07 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{15,07}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,811.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (50 - 2) \times (40 - 2) = 1824 \text{ cm}^2 = 0,1824 \text{ m}^2$$

$$N_d = 0,811 \times \left[ \frac{0,1824 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 17,28 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 3226,824 \text{ KN}$$

$$N_u = 1743,9505 \text{ KN} < N_d \rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

**Tableau 5.4.** Verification des poteaux au flambement.

Niveau	Section (m <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	obs
Entre sol 1	50×40	2,49	1,743	15,07	0,811	17,28	0,1824	3326,824	1743,9505	vérifiée
Entre sol 2	50×40	3,85	2,695	23,31	0,780	17,28	0,1824	3103,480	1506,6352	vérifiée
RDC+1 étages	45×40	2,32	1,624	14,04	0,822	16,08	0,1634	2947,0592	1311,4593	vérifiée
2,3éme étages	40×40	2,32	1,624	14,04	0,822	14,20	0,1444	2604,0854	972,2909	vérifiée
4,5éme étages	40×35	2,32	1,624	16,05	0,815	12,32	0,1254	2241,8563	641,792	vérifiée
6,7éme étages	35×35	2,32	1,624	16,05	0,815	10,68	0,1089	1946,3381	327,0976	vérifiée

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau précédent montre que  $N_u < N_d$  pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement

**b) Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

$$\sigma_{bc1, 2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

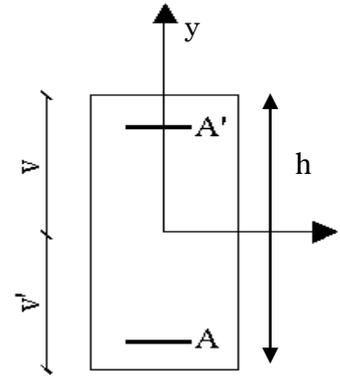


Figure 5.3. Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.5. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	Entre sol 1	Entre sol 2	RDC+ 1 <sup>er</sup> étages	2,3 <sup>ème</sup> étages	4,5 <sup>ème</sup> étages	6, 7 <sup>ème</sup> étages
Section (cm <sup>2</sup> )	50×40	50×40	45×40	40×40	40×35	35×35
d (cm)	47	47	42	37	37	32
A' (cm <sup>2</sup> )	17,28	17,28	16,08	14,20	12,32	10,68
A (cm <sup>2</sup> )	17,28	17,28	16,08	14,20	12,32	10,68
S (m <sup>2</sup> )	0,2518	0,2518	0,2282	0,2026	0,1769	0,1545
V (cm)	25,0039	25,0039	22,5039	20	20,01	17,50
V' (cm)	24,9961	24,9961	22,4961	20	19,9	17,5
I <sub>yy'</sub> (m <sup>4</sup> )	0,0066	0,0066	0,0048	0,0033	0,0029	0,0019
N <sub>ser</sub> (KN)	1267,24	1098	955,47	708,27	466,40	237,14
M <sub>ser</sub> (KN.m)	6,56	12,43	11,71	9,08	7,52	7
M <sub>serG</sub> (KN.m)	12,43	12,43	11,71	9,08	7,52	7
σ <sub>bc1</sub> (MPa)	5,05	4,82	4,72	4,03	3,14	2,17
σ <sub>bc2</sub> (MPa)	5	3,89	3,64	2,95	2,12	0,89
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### c) Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$  (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
Entre sol 1	50×40	174,3	4,35	0,04	47	32,137	0,171	1	vérifiée
Entre sol 2	50×40	269,5	6,73	0,075	47	61,5409	0,32	1,875	vérifiée
RDC+1 étages	45×40	162,4	4,06	0,04	42	41,1441	0,244	1	vérifiée
2,3ème étages	40×40	162,4	4,06	0,04	37	77,6301	0,524	1	vérifiée
4,5ème étages	40×35	162,4	4,64	0,04	37	67,0187	0,517	1	vérifiée
6,7ème étages	35×35	162,4	4,64	0,04	32	51,28	0,457	1	vérifiée

#### 5.3.4. Dispositions constructives

##### ➤ Longueur des crochets

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

##### ➤ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte: } L_r = 65 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte: } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte: } L_r = 50 \text{ cm.}$$

##### ➤ Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2 h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

• *Entresol1* :

$$L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$$

$$h' = \max(48 ; 50 ; 40 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

• *Entresol2* :

$$L' = 100\text{cm}$$

$$h' = 70\text{cm}.$$

• *RDC + les étages* :

$$L' = 90\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

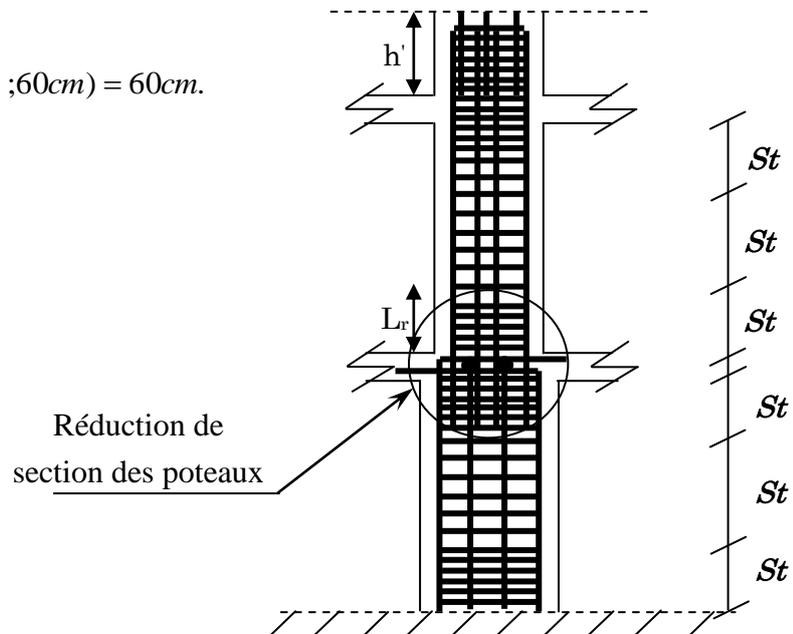


Figure 5.4. Coupe des sections de poteau.

### 5.3.5. Ferraillage des poteaux

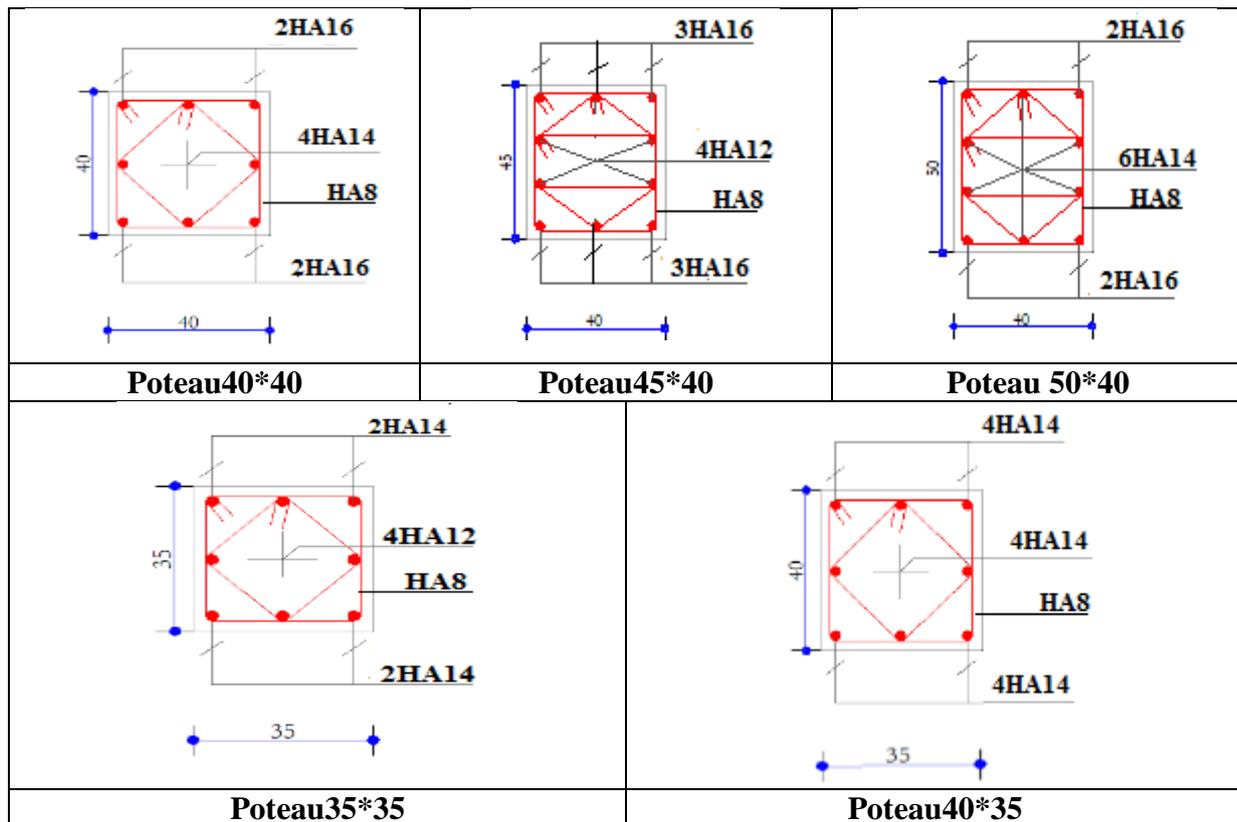


Figure 5.5. Schéma de ferraillage des poteaux

### 5.4. Etude des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé destinés à reprendre les efforts, elles sont sollicitées en flexion simple.

Les sollicitations sont obtenues par les combinaisons ci-après :

$$-1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELU} : -G + Q \pm E$$

$$-0.8G \pm E$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Leur ferraillage est mené conformément aux exigences du CBA et aussi aux prescriptions du RPA.

Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferraillage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

### 5.4.1. Ferrailage des poutres

#### a. Les armatures longitudinales (RPA99/2003(art7.5.2.1))

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\% b \times h$  en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - $4\% b \times h$  En zone courante.
  - $6\% b \times h$  En zone de recouvrement
- La longueur minimale des recouvrements est de :
  - $40 \phi$  En zone IIa.
  - Avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
- Les poutres secondaires supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

#### b. Les armatures transversales (RPA99/2003(art7.5.2.2))

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% s_t \times h$  Avec  $S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right) : \text{ Dans la zone nodale}$$

Avec  $h$  : La hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre  $\phi_1$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec

armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### 5.4.2. Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales déduites du logiciel ETABS 2016, elles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 5.7.** Les sollicitations max dans les poutres.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V(KN)
<i>Entre sol</i>	44,5445	-45,5299	65,6424	39,6757	-57,4859	52,6559
<i>Etages courants</i>	44,6885	-79,3478	80,058	33,9071	-55,2369	17,1024
<i>Terrasse inaccessible</i>	55,1674	-82,6417	84,854	24,8478	-36,3952	17,1447

### 5.4.3. Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

- Vérification de (%) des armatures selon le RPA99

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Soit :

- Poutres principales (30\*40) →  $A_{min} = 0,5\%(b \cdot h) = 6\text{cm}^2$
- Poutres secondaires (30\*35) →  $A_{min} = 0,5\%(b \cdot h) = 5,25\text{cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux  $A_{max}$  est comme suit :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Soit :

**Tableau 5.8.** Total maximum des aciers longitudinaux  $A_{max}$

$A_{max}$	Poutre principale (30*40)cm <sup>2</sup>	Poutre secondaire (30*35)cm <sup>2</sup>
Zone courante	48	42
Zone de recouvrement	72	63

- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \times \emptyset$  en zone IIa.

#### 5.4.4. Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

##### a. Recommandation du BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}) \text{ BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

#### 5.4.5. Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de poutre principale au niveau de l'entre-sol1 avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_a = -45,5299 \text{ KN.m} \dots (ELU) \\ M_t = 44,5445 \text{ KN.m} \dots (ELU) \end{cases}$$

##### a.1. Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{44,5445 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,058$$

$$\mu_{bu} = 0,07 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,074$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,359 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{45,5299 \times 10^{-3}}{0,359 \times 348} \times 10^4 = 3,64 \text{ cm}^2$$

**a.2. Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45,5299 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18,47} = 0,06$$

$$\mu_{bu} = 0,071 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,077$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,358m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{45,5299 \times 10^{-3}}{0,358 \times 348} \times 10^4 = 4,65 \text{ cm}^2$$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau si dessous :

**Tableau 5.9.** ferrailage des poutres.

Niveau	Section	Localisation	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> cm <sup>2</sup>	Choix de ferrailage
poutres principales							
<b>Entre-sol1</b>	30*40	Appuis	-45,53	4,65	6	6,47	2HA14+3HA12
	30*40	Travée	44,54	3,64	6	6,47	2HA14+3HA12
<b>Etage courant</b>	30*40	Appuis	-79,34	6,53	6	6,88	3HA14+2HA12
	30*40	Travée	44,68	4,43	6	6,47	2HA14+3HA12
<b>Terrasse inaccessible</b>	30*40	Appuis	-82,64	6,82	6	6,88	3HA14+2HA12
	30*40	Travée	55,16	4,45	6	6,47	2HA14+3HA12
Poutres secondaires							
<b>Entre-sol1</b>	30*35	Appuis	-57,48	5,23	5,25	5,65	5HA12
	30*35	Travée	39,67	3,7	5,25	5,65	5HA12
<b>Etage courant</b>	30*35	Appuis	-55,23	5,03	5,25	5,65	5HA12
	30*35	Travée	33,90	3,14	5,25	5,65	5HA12
<b>Terrasse inaccessible</b>	30*35	Appuis	-36,39	3,3	5,25	5,65	5HA12
	30*35	Travée	24,84	2,28	5,25	5,65	5HA12

**5.4.6. Vérification des armatures selon le RPA99/version2003****a. Les longueurs de recouvrement**

$L_r > 40 \times \phi$  en zone II  $L_r > 40$

$\Phi = 14 \text{ mm}$   $L_r > 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

$\Phi=12\text{mm}$   $L_r > 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$  on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

#### 5.4.7. Les armatures transversales

##### a. Calcul de diamètre des armatures transversal $\Phi$

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

Poutres principales :  $\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t = \min(1,2 : 1,14 : 3)$

$\phi < 12 \text{ mm}$  on prend  $\Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$

$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

Poutres secondaires :  $\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t = \min(1,2 : 1 : 3)$

$\phi < 12 \text{ mm}$  on prend  $\Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$

$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

On adopter : 1 cadre + 1 étrier HA8 pour l'ensemble des poutres (principales + secondaires).

##### b. Calcul des espacements des armatures transversal

RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

**Zone nodale** :  $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$  . RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- Poutres principales :  $S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14,4\text{cm}; 30\text{cm})$  Soit :  **$S_t = 10 \text{ cm}$**
- Poutres secondaires :  $S_t \leq \text{Min}(8,75\text{cm}; 14,4\text{cm}; 30\text{cm})$  Soit :  **$S_t = 8 \text{ cm}$**

**Zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$  RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow$  Soit :  **$S_t = 20\text{cm}$**
- Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow$  Soit :  **$S_t = 15\text{cm}$**

#### 5.4.8. Vérification des sections d'armatures transversales

On a

- $A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$  .....Vérifiée.
- $A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$  .....Vérifiée.

- $A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$  .....Vérifiée.
- $A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,75 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$  .....Vérifiée.

#### 5.4.9. Vérification à l'ELU

##### a. Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifiée l'effort tranchant tel que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec  $\bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa)$  et  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.10. Vérifications des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u^{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principale	81,37	0,733	3,33	vérifiée
Secondaire	52,65	0,548	3,33	vérifiée

##### b. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$  avec  $\gamma_s = 1.15$ ,  $f_e = 400$

Appuis intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Tableau 5.11. Vérifications des armatures au cisaillement.

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_{\max}$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_{l\text{rive}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{l\text{int}}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	6,88	81,37	-82,64	0,23	0,94	vérifiée
Secondaire	5,75	52,65	-57,48	0,15	0,72	vérifiée

#### 5.4.10. Vérification a l'ELS.

##### a. État limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu nuisible

##### b. État limite de compression du béton

Comme la fissuration est peu nuisible donc on a vérifié que la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau 5.12. Vérification des contraintes de béton à L'ELS

Poutres	Zone	$M_{ser}$ (KN. m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
Principal	Appuis	-60,13	11	89678	7,43	15	vérifiée
	Travées	40,26	11	85127	5,14	15	vérifiée
Secondaire	Appuis	-57,33	10	77102	9,81	15	vérifiée
	Travées	28,12	10	77102	4,81	15	vérifiée

### c. État limite de déformation (évaluation de la flèche)

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

1.  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l = h_f$
2.  $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} = A_f$
3.  $L < 8 \text{ m}$

Tableau 5.13. Vérification des conditions de la flèche.

Poutres	h	B	l	$A_{travée}$	$A_f$	$h_f$	1	2	3
principales	40	30	5	6,47	11,65	31,25	vérifiée	vérifiée	vérifiée
secondaires	35	30	4,98	5,75	10,08	31,12	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

#### 5.4.11. Schéma de ferrailage des poutres

poutres principales	
Ferraillage en travées	Ferraillage aux appuis
<p>3HA12 HAS HAS 2HA14 +0 3HA12</p>	<p>3HA12 HAS HAS 2HA14 0 3HA12</p>
Entresol1	Entresol1
<p>3HA12 HAS HAS 2HA12 +0 3HA14</p>	<p>3HA12 HAS HAS 2HA14 04 3HA14</p>
terrace inaccessible + étages courants	terrace inaccessible + étages courants
poutres secondaires	
<p>3HA12 HAS HAS 2HA12 35 3HA12</p>	<p>3HA12 HAS HAS 2HA12 35 3HA12</p>
tous les niveaux	tous les niveaux

Figure 5.6. schéma de ferrailage des poutres.

### 5.5. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Article 7.6.2) exige que :

$$\bullet \quad |M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

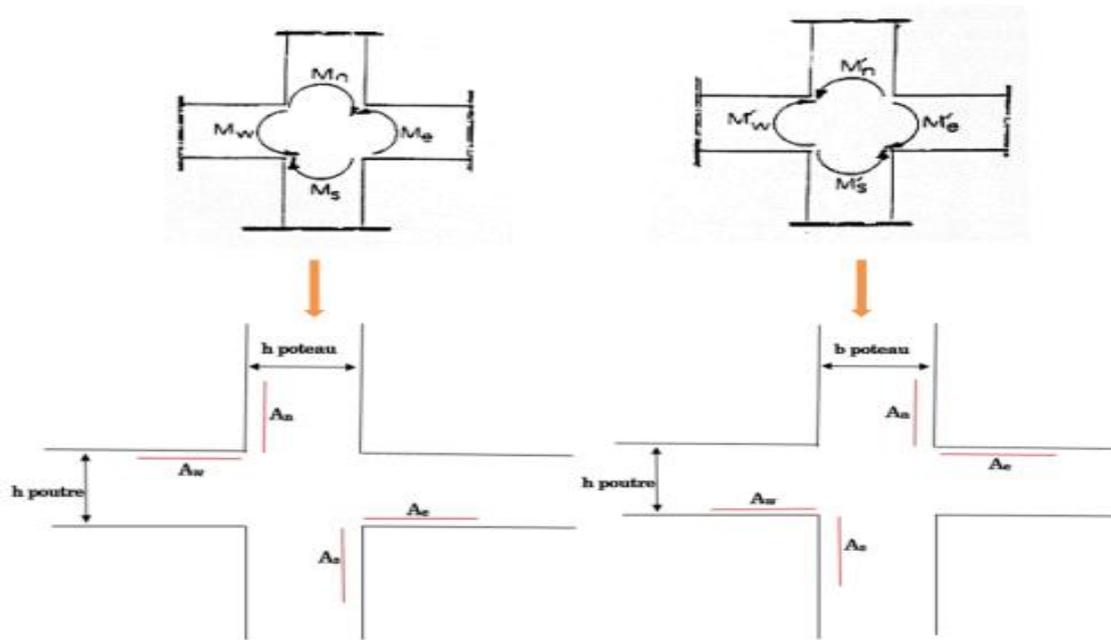


Figure 5.7. Vérification des zones nodales.

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

#### ➤ Détermination du moment résistant

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec :  $Z = 0.85 \times h$  (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} .$$

### 5.5.1. Les moments résistants dans les poteaux

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poteaux dans le sens principal :

**Tableau 5.14.** Les moments résistants dans les poteaux dans le sens principal.

Niveau	h (m)	z (m)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)
Entre sol 1	0,50	0,425	348	14,20	210,01
Entre sol 2	0,50	0,425	348	14,20	210,01
RDC	0,45	0,3825	348	13,40	178,36
Etage1	0,45	0,3825	348	12,06	160,53
Etage2	0,40	0,34	348	11,59	137,13
Etage3	0,40	0,34	348	11,12	131,57
Etage4	0,40	0,34	348	10,18	120,44
Etage5	0,40	0,34	348	9,24	109,32
Etage6	0,35	0,2975	348	8,83	91,41
Etage7	0,35	0,2975	348	8,42	87,17

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poteaux dans le sens secondaire :

**Tableau 5.15.** Les moments résistants dans les poteaux dans le sens secondaire.

Niveau	b (m)	z (m)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)
Entre sol 1	0,40	0,34	348	12,06	142,69
Entre sol 2	0,40	0,34	348	12,06	142,69
RDC	0,40	0,34	348	12,06	142,69
Etage1	0,40	0,34	348	12,06	142,69
Etage2	0,40	0,34	348	12,06	142,69
Etage3	0,40	0,34	348	12,06	142,69
Etage4	0,35	0,2975	348	11,12	115,12
Etage5	0,35	0,2975	348	11,12	115,12
Etage6	0,35	0,2975	348	11,12	115,12
Etage7	0,35	0,2975	348	11,12	115,12

### 5.5.2. Les moments résistants dans poutres

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poutres principales :

#### a. Poutres principale :

**Tableau 5.16.** Les moments résistants dans les poutres principales.

Niveau	h (m)	z (m)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)
Entresol1	0,4	0,34	348	9,86	116,66
Entresol2	0,4	0,34	348	9,86	116,66
RDC	0,4	0,34	348	10,27	121,51
Etage1	0,4	0,34	348	10,27	121,51
Etage2	0,4	0,34	348	10,27	121,51
Etage3	0,4	0,34	348	10,27	121,51
Etage4	0,4	0,34	348	10,27	121,51
Etage5	0,4	0,34	348	10,27	121,51
Etage6	0,4	0,34	348	10,27	121,51
Etage7	0,4	0,34	348	10,27	121,51

#### b. Poutre secondaire :

**Tableau 5.17.** Les moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveau	h (m)	z (m)	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_R$ (kn.m)
Entre sol1	0,35	0,2975	348	7,70	79,584
Entre sol2	0,35	0,2975	348	7,70	79,584
RDC	0,35	0,2975	348	7,70	79,584
Etage1	0,35	0,2975	348	7,70	79,584
Etage2	0,35	0,2975	348	7,70	79,584
Etage3	0,35	0,2975	348	7,70	79,584
Etage4	0,35	0,2975	348	7,70	79,584
Etage5	0,35	0,2975	348	7,70	79,584
Etage6	0,35	0,2975	348	7,70	79,584
Etage7	0,35	0,2975	348	7,70	79,584

Les tableaux des rotules plastiques dans les deux directions :

**Tableau 5.18.** Les rotules plastiques dans la direction principale.

Niveau	$M_N$ (KN. m)	$M_S$ (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	$M_E$ (KN. m)	$M_W$ (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
Entre sol 1	210,01	210,01	420,02	116,66	116,66	291,65	Vérfiée
Entre sol 2	210,01	210,01	420,02	116,66	116,66	291,65	Vérfiée

RDC	178,36	178,36	356,72	121,51	121,51	303,77	Vérifiée
Etage 1	160,53	160,53	321,06	121,51	121,51	303,77	Vérifiée
Etage 2	137,13	137,13	274,26	121,51	121,51	303,77	Vérifiée
Etage 3	131,57	131,57	263,14	121,51	121,51	303,77	Vérifiée
Etage 4	120,44	120,44	240,88	121,51	121,51	303,77	Vérifiée
Etage 5	109,32	109,32	218,64	121,51	121,51	303,77	Vérifiée
Etage 6	91,41	91,41	182,82	121,51	121,51	303,77	Vérifiée
Etage 7	87,17	87,17	174,34	121,51	121,51	303,77	Vérifiée

Tableau 5.19. Les rotules plastiques dans la direction secondaire.

Niveau	$M_N$ (KN. m)	$M_S$ (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	$M_E$ (KN. m)	$M_W$ (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
Entre sol 1	142,6	71,3	213,9	79,584	79,584	191	Vérifiée
Entre sol 2	142,6	71,3	213,9	79,584	79,584	191	Vérifiée
RDC	142,6	71,3	213,9	79,584	79,584	191	Vérifiée
Etage 1	142,6	71,3	213,9	79,584	79,584	191	Vérifiée
Etage 2	142,6	71,3	213,9	79,584	79,584	191	Vérifiée
Etage 3	142,6	71,3	213,9	79,584	79,584	191	Vérifiée
Etage 4	115,1	57,56	200,16	79,584	79,584	191	Vérifiée
Etage 5	115,1	57,56	200,16	79,584	79,584	191	Vérifiée
Etage 6	115,1	57,56	200,16	79,584	79,584	191	Vérifiée
Etage 7	115,1	57,56	200,16	79,584	79,584	191	Vérifiée

## 5.6. Étude des voiles

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version2003 sous les effets  $N_{max}$  et  $M_{cor}$ .

### 5.6.1. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminés, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

$$\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min} : \sigma_{\max, \min} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$$

1. On découpe le diagramme de contrainte en bande de largeur  $d$  donnés

$$\text{par } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l_c}{3}\right)$$

2. calcul de la longueur de la zone comprimé  $L_c$  et tendu  $L_t$

$$\text{tel que } L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \text{ et } L_t = L - L_c$$

Avec :

$N$  : effort normal appliqué

$M$  : moment fléchissant appliqué

$B$  : section transversale du voile

$V$  : bras de levier

$I$  : inertie du voile

$h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

$L_c$  : longueur de la zone comprimée

$L_t$  : longueur de la zone tendue

On distingue 3 cas :

1. Section entièrement comprimé
2. Section entièrement tendue.
3. Section partiellement comprimé.

Section entièrement tendu ( $\sigma_{\max}, \sigma_{\min} < 0$ )

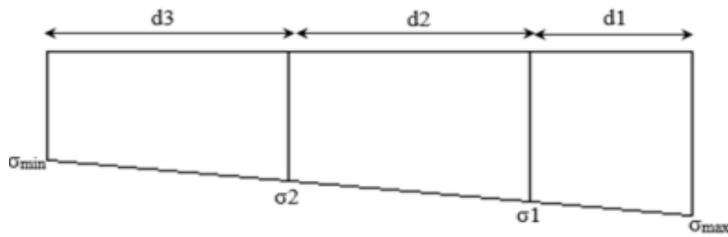


Figure 5.8. diagramme des sections entièrement tendue ( $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ ) < 0.

Le volume des contraintes de traction  $N_{traction\ i,i+1}$  :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ si } A_{vi} \leq A_{min} = 0,2\% \times e \times L \rightarrow A_{retenue} = A_{min} \text{ sinon } \rightarrow A_{retenue} = A_v$$

Section partiellement comprimé ( $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ ) < 0

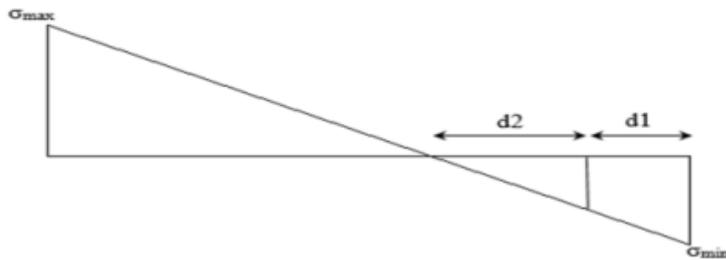


Figure 5.9. Diagramme des sections partiellement comprimée ( $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ ) < 0.

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e \text{ et } N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \text{ avec } d = Lt/2$$

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ et } A_{vi+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s}$$

Section entièrement comprimé ( $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ ) > 0

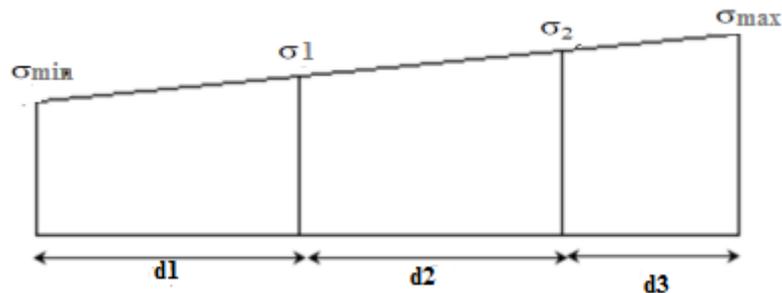


Figure 5.10. Diagramme des sections entièrement comprimée ( $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ ) > 0.

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e \text{ et } N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$A_v = \frac{N_i \times B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

### 5.6.2. Recommandation du RPA99 version 2003

#### ➤ Armature verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$

Avec :  $L_t$ : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### ➤ Armatures Horizontal

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>

#### ➤ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5e; 30cm)$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1)  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2)  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_c \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### 5.6.3. Ferrailage des voiles

- exemple de calcul

Ferrailage du voile  $V_{y3}$  est sous combinaison G+pression des terres+Q+EY Min

**a. calcul des contraintes :**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = 5274,416 \text{ KN.m}^{-2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = -527,174 \text{ KN.m}^{-2}$$

$\sigma_{max} > 0$  et  $\sigma_{min} < 0$ , donc la section est partiellement comprimée.

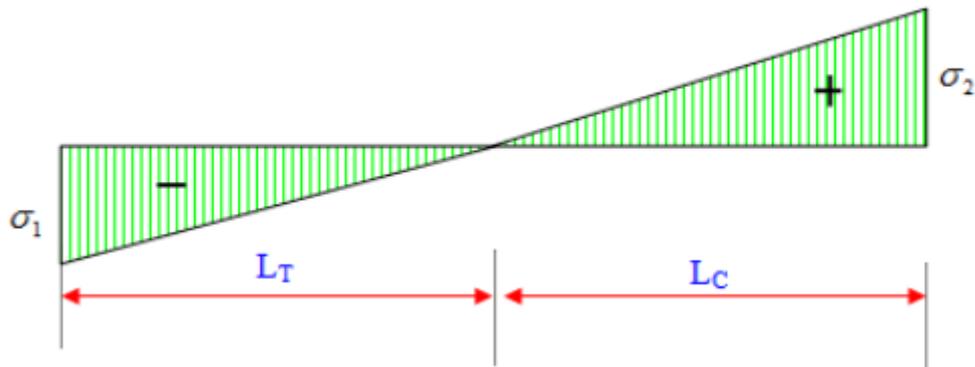


Figure 5.11. Diagramme de répartition des contraintes sur le voile Vy3.

On calcule la longueur de la zone de traction :

1. longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = 0,2883 \text{ m}$$

2. longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2,8847 \text{ m}$$

- A. Calcul de la contrainte  $\sigma$  moyenne :

$$\frac{\sigma_{max}}{L_t} = \frac{\sigma_m}{L_t - b} \rightarrow \sigma_m = 1828,41 \text{ KN.m}^{-2}$$

1. Poteau:

$$N_1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_m) \times b \times h}{2} = 319,627 \text{ KN.}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 7,99 \text{ cm}^2$$

2. voile :

La force résultante est donnée par :

$$N_2 = \frac{\sigma_3 \times (L_t - b) \times e}{2} = 472,58 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 11,81 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage pour le reste des voiles et des étages sont résumés dans les tableaux suivants :

#### b. Ferrailage de voile Vy3

Tableau 5.20. Ferrailage de voile  $V_{y3}$ .

niveau	entre- sol2	entre- sol1	RDC+ étage1	étages 2+3	étages 4+5	étages 6+7
L(m)	3,173	3,173	3,173	3,173	3,173	3,173
B(m <sup>2</sup> )	0,895	0,895	0,895	0,895	0,895	0,895
e(m <sup>2</sup> )	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
$\sigma_{max}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	5858,55	4434,59	4520,42	5274,42	3519,45	1235,82
$\sigma_{min}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3574,31	3035,31	763,340	-527,17	1235,81	145,830
$V_u$ (Kn)	261,820	311,790	436,590	311,850	190,450	93,4500
$L_t$ (m)	1,13660	1,28930	2,71450	2,88470	2,33950	2,83810
$L_c$ (m)	1,85610	1,88370	0,43850	0,28830	0,83340	0,33490
d(m)	1,05700	1,05700	1,05700	0,96000	1,05700	1,05700
$\sigma_1$ (Kn/m <sup>2</sup> )	4097,05	3968,16	3268,04	3516,26	2764,23	872,490
$\sigma_2$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3835,81	3505,73	2015,96	-527,20	2009,02	509,160
$\sigma_3$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3574,55	3035,31	763,340	_____	1253,81	145,830
$N_1$ (Kn)	981,770	888,730	823,750	845,270	664,600	222,980
$N_2$ (Kn)	820,740	790,060	558,840	-50,690	504,850	146,130
$N_3$ (Kn)	759,710	691,410	293,900	_____	345,090	69,2700
$A_{V1}$ (cm <sup>2</sup> )	24,5700	21,2100	20,5900	11,8100	15,2100	5,57000
$A_{V2}$ (cm <sup>2</sup> )	20,5100	19,7500	13,0200	7,9900	12,6200	3,65000
$A_{V3}$ (cm <sup>2</sup> )	17,4900	17,2800	7,34000	_____	8,62000	1,75000
$A_{minRPA}$ (cm <sup>2</sup> )	5,26000	5,15000	10,8580	11,5700	9,35000	11,3500
$A_{1adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	12,3200	12,3200	11,5000	12,3200	7,66000	3,14000
$A_{2adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	10,7800	10,7800	6,53000	9,05000	6,19000	3,14000
$A_{3adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	9,05000	9,05000	4,52000	_____	4,52000	3,14000
Choix/nappe :A <sub>1</sub>	8HA14	8HA14	6HA14+ 2HA12	8HA10	4HA12+4HA10	4HA10
Choix/nappe :A <sub>2</sub>	7HA14	7HA14	3HA12+ 4HA10	4HA20+ 4HA16	3HA12+5HA10	4HA10
Choix/nappe :A <sub>3</sub>	8HA12	8HA12	4HA12	_____	4HA12	4HA10
$S_{t1}$ (cm)	15	15	15	15	15	20
$S_{t2}$ (cm)	18	18	18	_____	15	20
$S_{t3}$ (cm)	15	15	20	_____	20	20
$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	3,173	3,173	3,173	2,88	3,172	3,172
$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	3,93	3,93	3,93	3,14	3,93	3,93
Choix/nappe	5HA10	5HA10	5HA10	4HA10	5HA10	5HA10
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )			4épingles de	HA8/m <sup>2</sup>		
$\tau_b$ (Kn/m <sup>2</sup> )	650	750	1060	764	460	220
$\tau_{adm}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	5000	5000	5000	5000	5000	5000
$\sigma_{bc}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	5410	4780	4580	5280	5260	1280
$\sigma_{adm}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	15000	15000	15000	15000	15000	15000

b.1. Ferrailage de voile  $V_{y2}$ Tableau 5.21. Ferrailage de voile  $V_{y2}$ 

niveau	entre- sol2	entre- sol1	RDC+ étage1	étages 2+3	étages 4+5	étages 6+7
L(m)	1,730	1,730	1,730	1,730	1,730	1,730
B(m <sup>2</sup> )	0,373	0,373	0,373	0,373	0,373	0,373
e(m <sup>2</sup> )	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
$\sigma_{max}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	7320,33	7637,36	6206,19	4969,67	2818,89	1487,33
$\sigma_{min}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	2006,59	1602,59	2092,71	1101,89	207,150	263,591
$V_u$ (Kn)	123,580	217,120	177,160	154,190	124,840	71,0500
$L_t$ (m)	1,52340	1,43230	1,29600	1,41850	1,61420	1,47190
$L_c$ (m)	0,21940	0,30050	0,43700	0,31450	0,11860	0,26000
d(m)	0,58000	0,58000	0,58000	0,58000	0,58000	0,58000
$\sigma_1$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3215,70	5625,79	4835,03	3680,36	1948,31	1079,36
$\sigma_2$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3111,10	3614,19	346,387	2391,12	1077,73	671,340
$\sigma_3$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3006,50	1602,59	2092,71	1101,89	207,150	263,590
$N_1$ (Kn)	877,560	766,170	637,810	499,670	275,380	148,260
$N_2$ (Kn)	565,470	533,760	479,400	350,720	174,800	101,130
$N_3$ (Kn)	353,390	301,350	320,980	201,770	74,2200	54,0000
$A_{V1}$ (cm <sup>2</sup> )	20,4300	19,1540	15,9400	11,4900	6,88000	3,70000
$A_{V2}$ (cm <sup>2</sup> )	11,4300	10,3400	11,1800	7,76000	4,37000	2,52000
$A_{V3}$ (cm <sup>2</sup> )	7,83000	7,53000	8,02000	5,04000	1,85000	1,35000
$A_{minRPA}$ (cm <sup>2</sup> )	6,02000	5,72000	5,18000	5,67000	6,45000	5,88000
$A_{1adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	10,0500	10,0500	7,70000	5,65000	3,93000	3,93000
$A_{2adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	5,65000	5,65000	5,65000	3,93000	3,93000	3,93000
$A_{3adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	3,93000	3,93000	3,93000	3,93000	3,93000	3,93000
Choix/nappe :A <sub>1</sub>	5HA16	5HA16	5HA14	5HA12	5HA10	5HA10
Choix/nappe :A <sub>2</sub>	5HA12	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10
Choix/nappe :A <sub>3</sub>	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
$S_{t1}$ (cm)	14	14	14	14	14	14
$S_{t2}$ (cm)	14	14	14	14	14	14
$S_{t3}$ (cm)	14	14	14	14	14	14
$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	1,733	1,733	1,733	1,733	1,733	1,733
$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	2,360	2,360	2,360	2,010	2,010	2,010
Choix/nappe	3HA10	3HA10	3HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )			4épingles	de	HA8/m <sup>2</sup>	
$\tau_b$ (Kn/m <sup>2</sup> )	550	974	795	690	560	318
$\tau_{adm}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	5000	5000	5000	5000	5000	5000
$\sigma_{bc}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	4180	8450	6450	5080	2960	1530
$\sigma_{adm}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	15000	15000	15000	15000	15000	15000

b.2. Ferrailage de voile  $V_{y1}$ Tableau 5.22. Ferrailage de voile  $V_{y1}$ .

niveau	entre- sol2	entre- sol1	RDC+ étage1	étages 2+3	étages 4+5	étages 6+7
L(m)	2,14	2,14	2,14	2,14	2,14	2,14
B(m <sup>2</sup> )	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48
e(m <sup>2</sup> )	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,02
$\sigma_{max}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3331,22	4280,63	4658,29	3580,14	2221,45	1155,74
$\sigma_{min}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3019,92	4166,78	3205,32	2365,62	1814,37	907,075
$V_u$ (Kn)	97,6800	278,150	180,560	278,500	173,420	100,740
$L_t$ (m)	1,12240	1,08440	1,26770	1,28860	1,17790	0,94100
$L_c$ (m)	1,01760	1,05560	0,87230	0,85140	0,96210	1,19900
d(m)	0,71000	0,7100	0,71000	0,71000	0,71000	0,71000
$\sigma_1$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3227,44	4242,88	4173,96	3175,30	2085,75	1072,85
$\sigma_2$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3123,69	4204,73	3629,63	2770,46	1950,06	989,960
$\sigma_3$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3019,94	4166,78	3205,30	2365,62	1814,37	907,075
$N_1$ (Kn)	467,850	607,990	630,030	481,880	307,240	158,970
$N_2$ (Kn)	453,050	602,580	560,930	424,130	287,880	147,140
$N_3$ (Kn)	438,250	597,167	491,840	366,370	268,520	135,320
$A_{V1}$ (cm <sup>2</sup> )	13,4500	15,4700	15,7500	12,0000	7,68000	3,97000
$A_{V2}$ (cm <sup>2</sup> )	13,0300	15,3200	14,0200	10,6000	7,19000	3,67000
$A_{V3}$ (cm <sup>2</sup> )	12,5900	15,1600	12,2900	9,16000	6,71000	3,38000
$A_{minRPA}$ (cm <sup>2</sup> )	4,48900	4,34000	5,07080	5,15000	4,71000	3,76400
$A_{1adopté}$ (cm <sup>2</sup> )/nappe	6,79000	7,92000	7,92000	6,79000	3,14000	3,14000
$A_{2adopté}$ (cm <sup>2</sup> )/nappe	6,79000	7,92000	7,92000	5,50000	3,14000	3,14000
$A_{3adopté}$ (cm <sup>2</sup> )/nappe	6,79000	7,92000	6,79000	4,71000	3,14000	3,14000
Choix/nappe : $A_1$	6HA12	7HA12	7HA12	7HA12	4HA10	4HA10
Choix/nappe : $A_2$	6HA12	7HA12	7HA12	7HA10	4HA10	4HA10
Choix/nappe : $A_3$	6HA12	7HA12	6HA12	6HA10	4HA10	4HA10
$S_{t1}$ (cm)	15	11	11	11	20	20
$S_{t2}$ (cm)	14	11	11	11	20	20
$S_{t3}$ (cm)	15	11	15	15	20	20
$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	2,14	2,14	2,14	2,14	2,14	2,14
$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51
Choix/nappe	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )		4épingles	de	HA8/m <sup>2</sup>		
$\tau_b$ (Kn/m <sup>2</sup> )	535	652	602	602	428	428
$\tau_{adm}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	5000	5000	5000	5000	5000	5000
$\sigma_{bc}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	3350	4920	4620	3790	2190	1060
$\sigma_{adm}$ (Kn/m <sup>2</sup> )	15000	15000	15000	15000	15000	15000

5.6.4. Schéma de ferrailage du voile  $V_{y3}$  au 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage

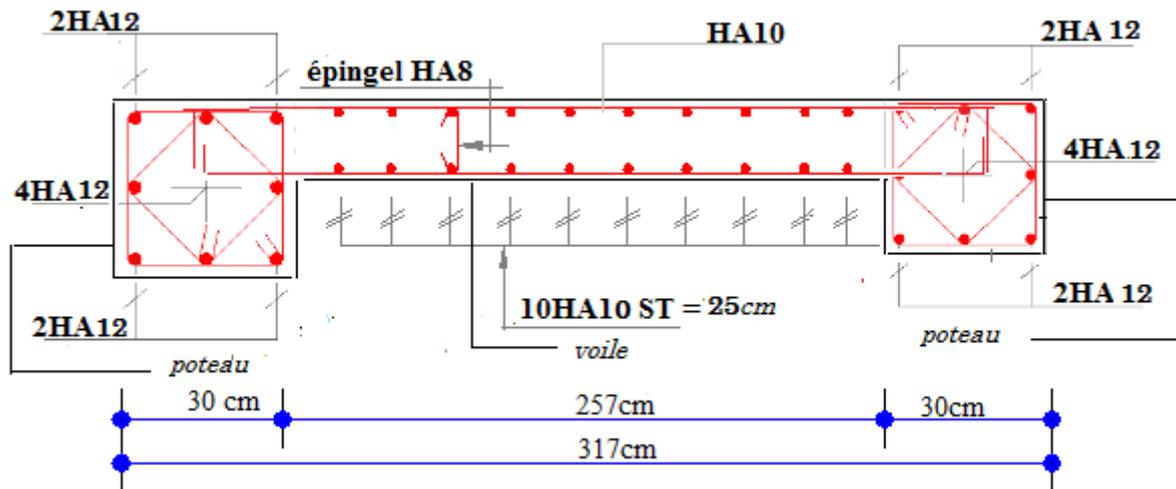


Figure 5.12.ferrailage de voile de contreventement.

# Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

## 6.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0,00, elle a pour objectif la transmettre des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol  $\Rightarrow$  fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux  $\Rightarrow$  fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels

## 6.2. Etude des fondations

### 6.2.1. Les déférent type de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les défirent types de fondation en fonction du rapport  $D/B$  est qui sont:

- $D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B \leq 10$  : fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieu)

### 6.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ( $D=4,03\text{m} \leq B \times 6$ ).  
Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### 6.2.3. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

#### 6.2.3.1. Semelles isolées

A. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99/Version 2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G+Q+E$
- $0,8G \pm E$

La vérification à faire est :  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$N$  : Effort du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ETABS 2016.

$N_s=1955,09 \text{ KN}$      $M_s=10,43\text{KN.m}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 1,54 \text{ bar}$

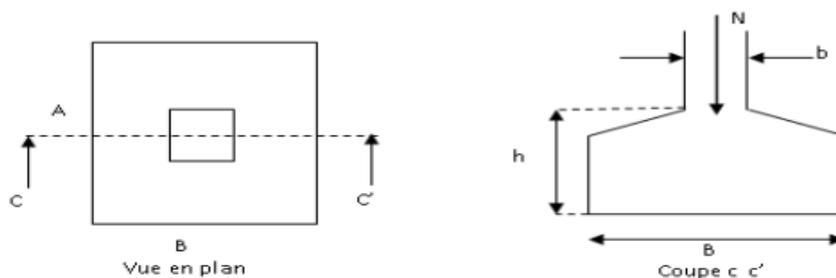


Figure 6.1. Vue d'une semelle isolée.

On a une semelle et un poteau homothétique :  $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \leftrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times a}{\sigma_{sol} \times b}} = 3,98m$$

On remarque qu'il y'a de chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas n'est pas justifié.

### 6.2.3.2. Vérification des semelles filantes.

Choisissant le portique le plus sollicité sous la direction des poutres principales.

Donc on prend la semelle filante qui convient au portique le plus sollicité avec 7 poteaux.

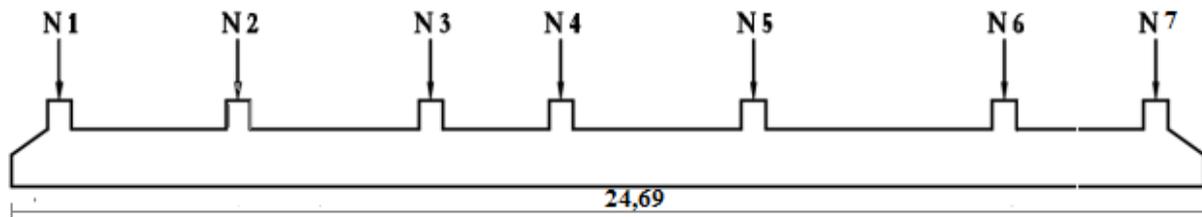


Figure 6.2. schéma de la semelle filante.

A. Les efforts normaux agissant sur la semelle filante de longueur L et de la largeur B :

$$\begin{aligned} N_1 &= 591,45 \text{ KN} & N_4 &= 1213,71 \text{ KN} & N_7 &= 1840,13 \text{ KN} \\ N_2 &= 11272,81 \text{ KN} & N_5 &= 1119,41 \text{ KN} & & & \\ N_3 &= 1168,54 \text{ KN} & N_6 &= 1396,91 \text{ KN} & & & \end{aligned}$$

La vérification à faire est :  $\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$

Avec : -  $N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

B. application numérique :

$$N = \sum N_i = 18602,9564 \text{ KN} \quad \text{et} \quad L = 24,69 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{18602,95}{154 \times 24,96} = 4,89 \text{ m}$$

On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes dans ce cas n'est pas justifié. Donc on passe à l'autre type de fondations superficielles

### 6.2.3.3. Étude du radier général

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Il est choisi selon les critères suivants :

- Une faible capacité portante de sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- rapprochement des poteaux entre eux.

#### a. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

#### b. La condition de coffrage

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

**Nervure** :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow L_{max}=5 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 5 \text{ cm}$

**Dalle** :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow L_{max}=5 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 25 \text{ cm}$

#### c. La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que :

$$L_{max} \geq \frac{\pi \times l_e}{2}, l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

- $l_e$  : Longueur élastique.
- $E$ : Module de Young.
- $I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur  $1ml$ .
- $K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \times 10^4 \text{ KN/m}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \times 10^4 \text{ KN/m}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

$$K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3, E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par  $ml$ .

$$\text{On a } : I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 72,26 \text{ cm}$$

**d. Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \quad (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max} \times 1m}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_d = \frac{43219,55 \times 5}{2 \times 375,9} = 287,44 \text{KN}$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{287,44 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,229 \text{m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

–  $h_t = 80 \text{cm}$  pour les nervures du radier.

–  $h_r = 40 \text{cm}$  pour la dalle du radier.

**6.2.3.4. Les vérifications nécessaires****e. Vérification au poinçonnement**

il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

Selon le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0,4+0,5+2 \times 1,2) \Rightarrow \mu_c = 3,1 \text{ m}$$

$h_t$  : hauteur totale de radier

$$Q_u = 1955,08 \text{Kn} \leq 0,045 \times 5,20 \times 1,1 \times \frac{25000}{1,5} = 2557,5 \text{Kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

**f. Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (**DTR BC 2.33.1** (article : 3.541 (a)))

Calcul des contraintes sous le radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$N$ : L'effort normal du aux charges verticales.

$M_Y, M_X$ : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 8508,5m^4 \text{ et } X_G = 11,8 \text{ m.}$$

$$I_Y = 16630,8m^4 \text{ et } Y_G = 8,07m.$$

Solen les calculs obtenu dans le rapport du sol par l'essai PDL sur profondeur de 4 m la contrainte admissible de sol égale  $\overline{\sigma_{sol}} = 3,17 \text{ bar}$

➤ **Vérification de la contrainte du sol dans sens X-X**

$$N = 43219,55KN. \quad M_X = 10496,1621 KN.m$$

$$\sigma_{max} = 0,149 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 0,138 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0,146 \text{ MPa} < 3,17 \overline{\sigma_{sol}} = 0,154 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

➤ **Vérification de la contrainte du sol dans sens Y-Y**

$$N = 43219,55KN \text{ et } M_Y = -87421,239KN.m$$

$$\sigma_{max} = 0,265 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 0,131 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0,231 \text{ MPa} < 3,17 \overline{\sigma_{sol}} \text{ MPa}$$

**g. Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{43219,55}{10496,1621} = 4,11m < \frac{24,08}{4} = 6,02m$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{43219,55}{87421,239} = 0,49m < \frac{17,91}{4} = 4,477m$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

**h. Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times Y_w$

Avec :

$N = 43219,55KN$  poids propre du bâtiment

$H = 4,03m$ , la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 300,25 \text{ m}^2$  (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  (poids volumique d'eau)

On trouve :

$N = 43219,55 \text{ KN} \geq 1,15 \times 4,03 \times 300,25 \times 10 = 14122,25 \text{ KN} \dots \dots$  vérifiée.

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

#### 6.2.4. Ferrailage de radier.

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple.

##### a. Ferrailage de l'hourdis de radier.

L'hourdis de radier se ferraille à la flexion simple sous les sollicitations maximales dans les deux directions (X et Y) pour une bande de 1 m.

Les sollicitations maximales obtenues par le logiciel SAFE 12.3.2 sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau 6.1.** Représentation des sollicitations max sur l'hourdis de radier.

sens de sollicitation	$M_u^{max}(\text{KN.m})$	$M_s^{max}(\text{KN.m})$
localisation	aux appuis	
X_X	85,829	63,229
Y_Y	146,369	107,638
localisation	entravées	
X_X	211,143	155,352
Y_Y	403,139	297,149

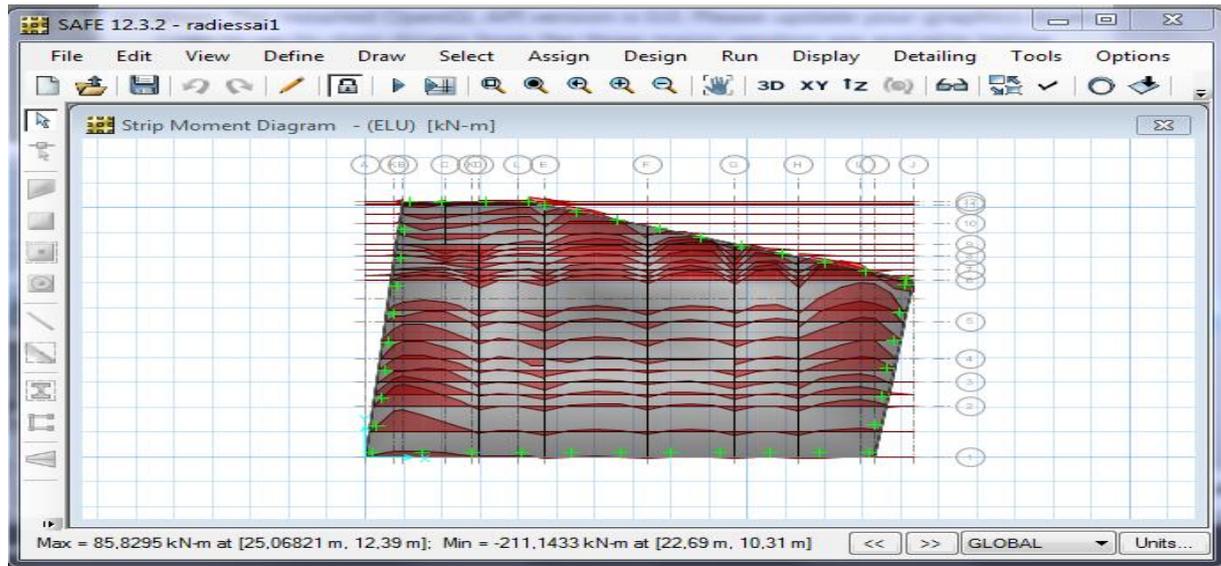


Figure 6.3. Répartition des moments sur l'hourdis de radier à l'ELU.

Tableau 6.2. ferrailage et vérification des contraintes de l'hourdis de radier.

sens	$A_{calculé}(m^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$S_t(cm)$	choix d'armatures	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_{st}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{st}(MPa)$
localisation	appuis								
X_X	7,24	2,4	7,70	25	5HA14	5,07	15	269,3	400
Y_Y	12,29	2,4	12,32	15	8HA16	4,08	15	153,1	400
localisation	travées								
X_X	18,04	2,4	18,10	12	9HA16	8,70	15	268,2	400
Y_Y	30,45	2,4	31,42	10	10HA20	13,1	15	258	400

## b. Schéma de ferrailage de la dalle de radier :

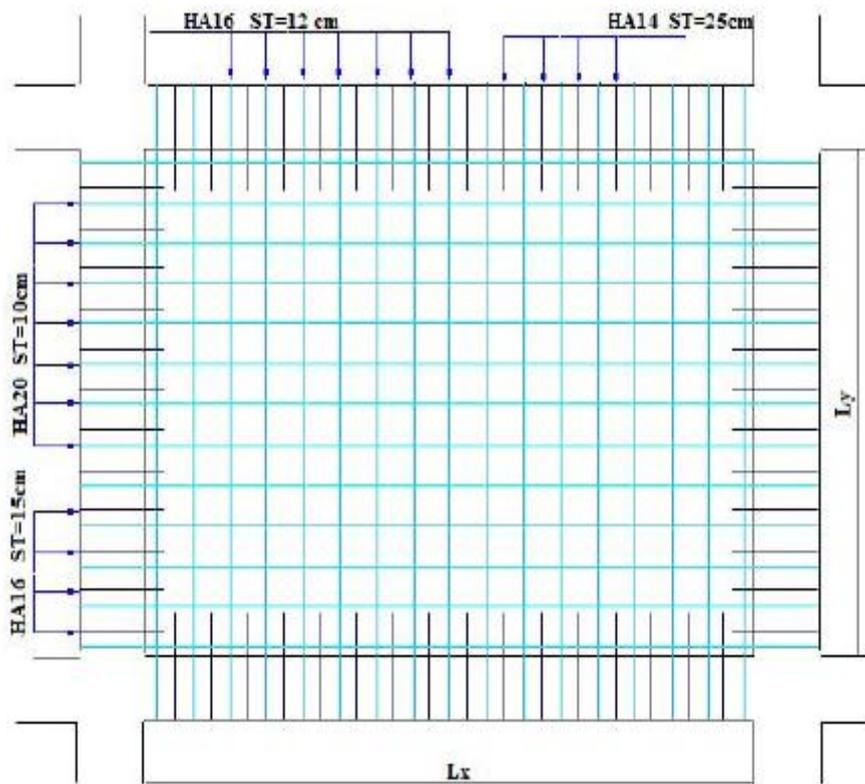


Figure 6.4. Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

## b.1. Ferrailage des nervures.

Les nervures se ferrailent à la flexion simple comme une poutre inverse.

- Le calcul des armatures en travée se fait pour une section rectangulaire.
- Le calcul des armatures aux appuis se fait pour une section en T.

Les sollicitations maximales obtenues par le logiciel SAFE sur les nervures sont comme suit :

Tableau 6.3. Représentation des sollicitations max sur les nervures.

localisation	$M_u^{\max}(\text{KN.m})$	$M_s^{\max}(\text{KN.m})$	$V_u^{\max}(\text{KN})$
travées	1610,952	1188,275	593,3371
appuis	479,5708	355,9247	_____

Les calculs de ferrailage et les vérifications des contraintes des nervures sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 6.4. Ferrailages et vérifications des contraintes des nervures.

	$A_{calculé}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{mn}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ cm	choix d'armatures	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
travées	44,65		44,77	10	4HA25+ 8HA20	10,8	15	265	400	1,82	2,5
appuis	12,02		12,06	10	8HA14	5,24	15	271	400	1,82	2,5

- Armatures transversal :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14; 3,42; 5) = 14\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 10\text{mm e}$$

- Armatures de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 120 cm, le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section

$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml}$  de hauteur, donc :  $A_p = 3 \times 1,2 = 3,6 \text{ cm}^2$ .  $\Rightarrow$  Soit 2HA16=4,02 cm<sup>2</sup> par face.

### 6.2.5. Schéma de ferrailage des nervures :

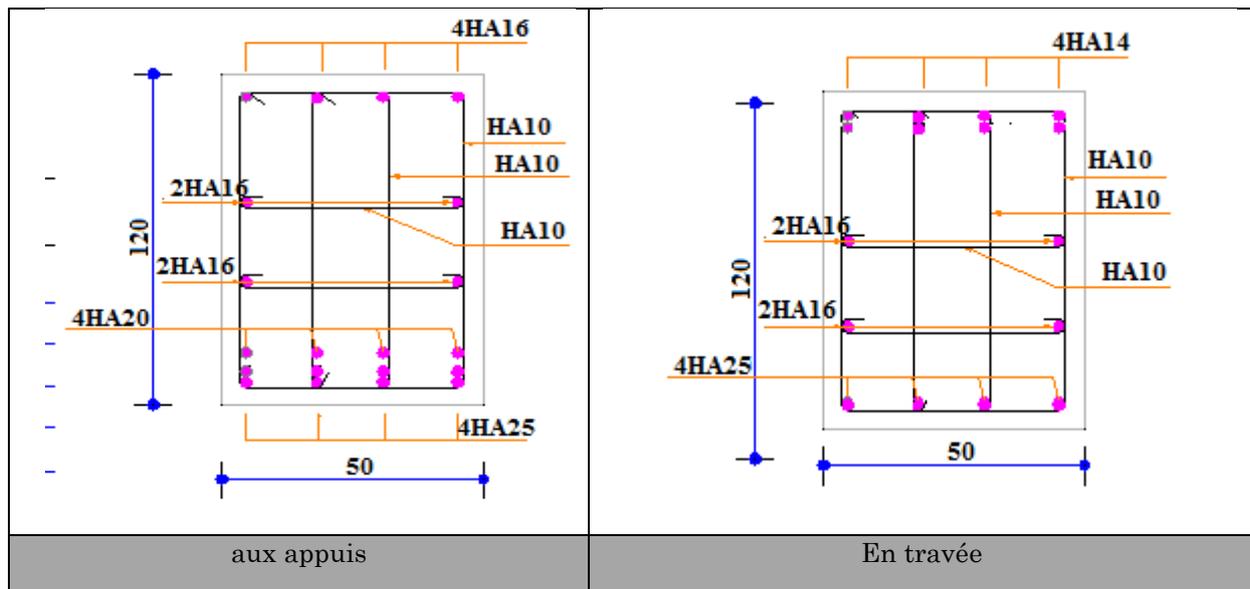


Figure 6.5. Schéma de ferrailage des nervures.

## 6.3. Voiles périphériques

### 6.3.1. Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

### 6.3.2. Caractéristiques des voiles

- Hauteur :  $h=4,25$  m.
- Longueur :  $L=5$  m
- Epaisseur :  $e=20$  cm.

### 6.3.3. Caractéristiques du sol

Dans notre cas on a utilisé la TVO comme remblais derrière le mur de caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique :  $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$
- angle de frottement :  $\varphi = 32^\circ$
- Cohésion :  $C=0 \text{ KN/m}^2$

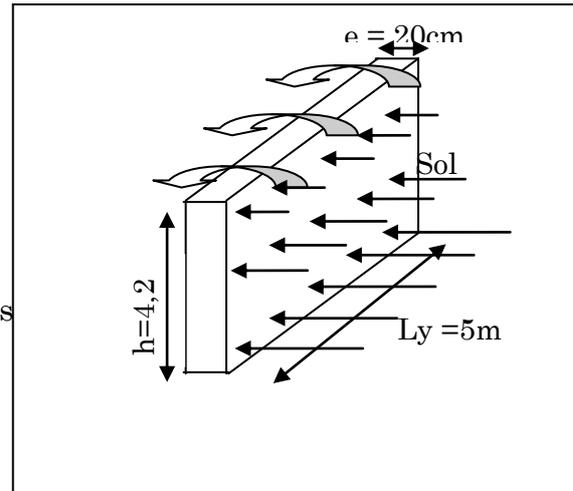


Figure 6.6. Schéma du mur périphérique.

### 6.3.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile de soutènement est soumis aux chargements suivants :

#### a) La Poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 19 \times 4,25 \times \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{32}{2} \right) = 26,45 \text{ KN/m}^2$$

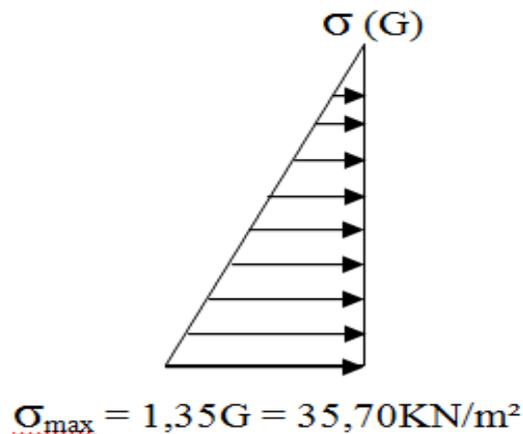


Figure 6.7. Diagramme des contraintes.

### 6.3.5. Calcul de ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4,25\text{m} ; \quad L_y = 5\text{m} ; \quad e = 20\text{cm} ; \quad b = 1\text{m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 35,70\text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,85 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

a. Calcul des moments isostatique :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0506 \times 35,70 \times 4,25^2 = 32,63\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,6864 \times 32,63 = 22,40\text{KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 27,74\text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 19,04\text{KN.m} \end{cases}$$

- Moment en appui

$$M_{ap} = -0,5 \times M_x = -16,31 \text{KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.5.**Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix
Travée	X-X	27,74	4,86	2	5,65	5HA12
	Y-Y	19,04	3,29	2	3,93	5HA10
Appui		-16,31	2,81	2	3,14	4HA10

**b. Espacement des armatures :**

**Armatures // L<sub>x</sub>:** St ≤ min (2e, 25cm) =25cm

Soit : St=25cm

**Armatures // L<sub>y</sub>:** St ≤ min (2e, 33cm) =33cm

Soit : St=25cm

### 6.3.6. Vérifications

➤ A L'ELU:

**a. Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,85 > 0,4$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0,0008 \text{ pour Fe 400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,85) \times 100 \times 20 = 1,72$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{cm}^2$$

$A_t > A_{min}$  condition vérifiée.

$A_a > A_{min}$  condition vérifiée.

**b. Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa}.$$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{35,70 \times 4,25}{2} \times \frac{5^4}{4,25^4 + 5^4} = 50,58 \text{KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{37,70 \times 5}{2} \times \frac{4,25^4}{4,25^4 + 5^4} = 62,64 \text{KN}. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{50,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,34 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée} \\ \tau_{uy} = \frac{62,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 1,25 < 2,5 \text{MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{\max} = G + Q = 26,45 = 26,45 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 26,45 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,7794 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 27,51 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 21,44 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée**  $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 23,39 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 18,23 \text{KN.m} \end{cases}$
- **Moments en appui**  $M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_x = -13,75 \text{KN.m}$

**Vérification des contraintes**

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

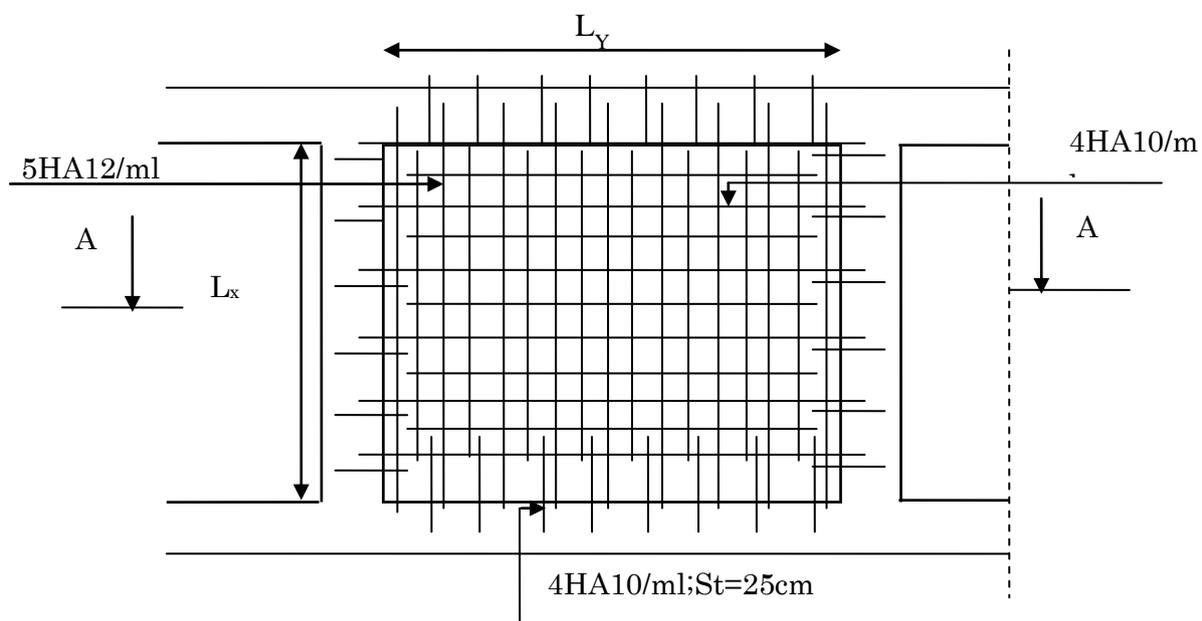
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.6. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	X-X	23,39	6,59	15	190,80	201,63
	Y-Y	18,23	5,93	15	148,71	201,63
Appui		-13,75	4,89	15	112,16	201,63

6.3.7. Schéma du voile périphérique



Coupe A-A :

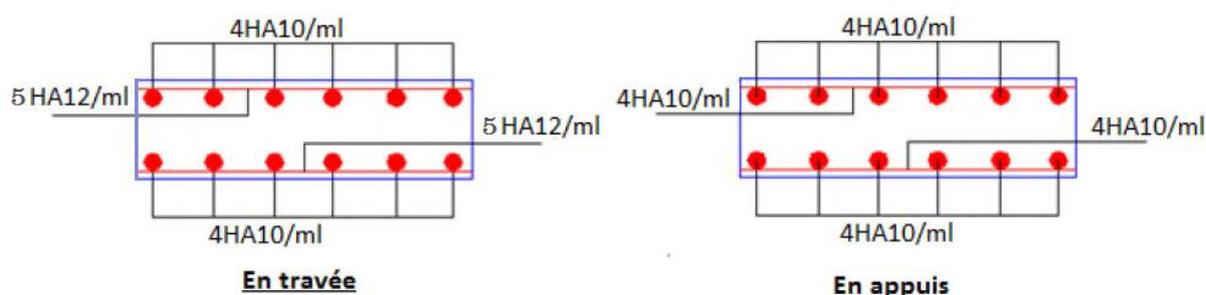


Figure 6.8. Schéma du voile périphérique.

## Conclusion générale

Tout au long de notre projet de fin de cycle, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation de notre structure sous ETABS 2016 et la modélisation des fondations sous SAFE.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

La modélisation numérique doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.

- Le choix de la disposition des voiles de contreventement joue un rôle déterminant dans le comportement de la structure à ne pas négliger.
- La forme irrégulière et l'aspect architectural sont des facteurs négatifs qui peuvent rendre complexe le travail de l'ingénieur.
- Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de sections du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de Master en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle. Espérons aussi que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

# Bibliographie

---

- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR-B.C.2\_41 de CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR de BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites).
- DTR de RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).
- CBA93 (Code du Béton Armé)
- CNERIB 2019 (Recommandations pour la construction sur les terrains en pente)  
<http://elmouchir.caci.dz>
- Fondations et ouvrages en terre (manuel professionnel de géotechnique du BTP)
- Rapport de l'étude géotechnique
- Autre documents consultés
- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'étude

# ANNEXES

## Annexe I

Tableau des Armatures  
(en  $\text{Cm}^2$ )

$\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.19
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.17	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

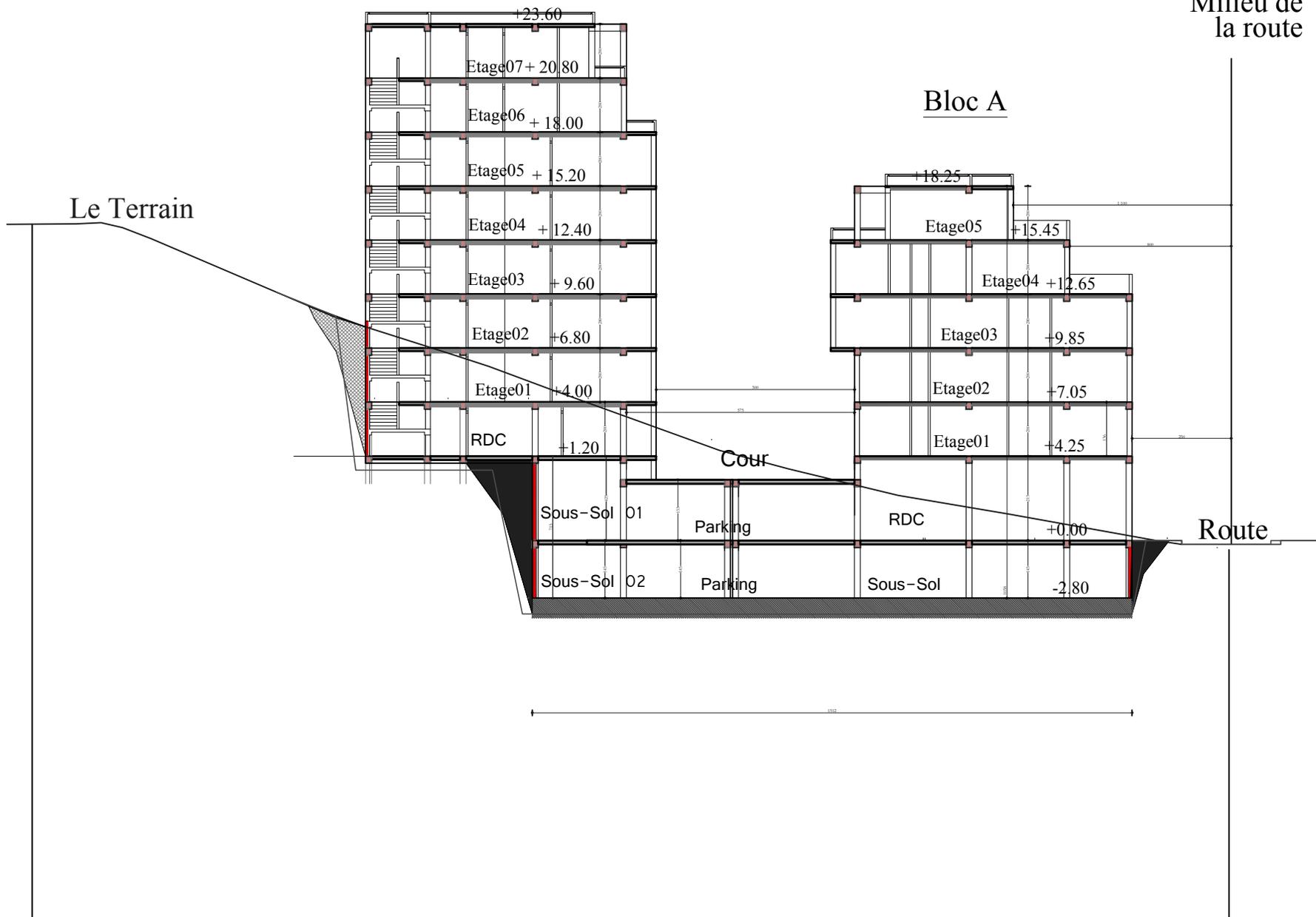
# Bloc B

Milieu de la route

# Bloc A

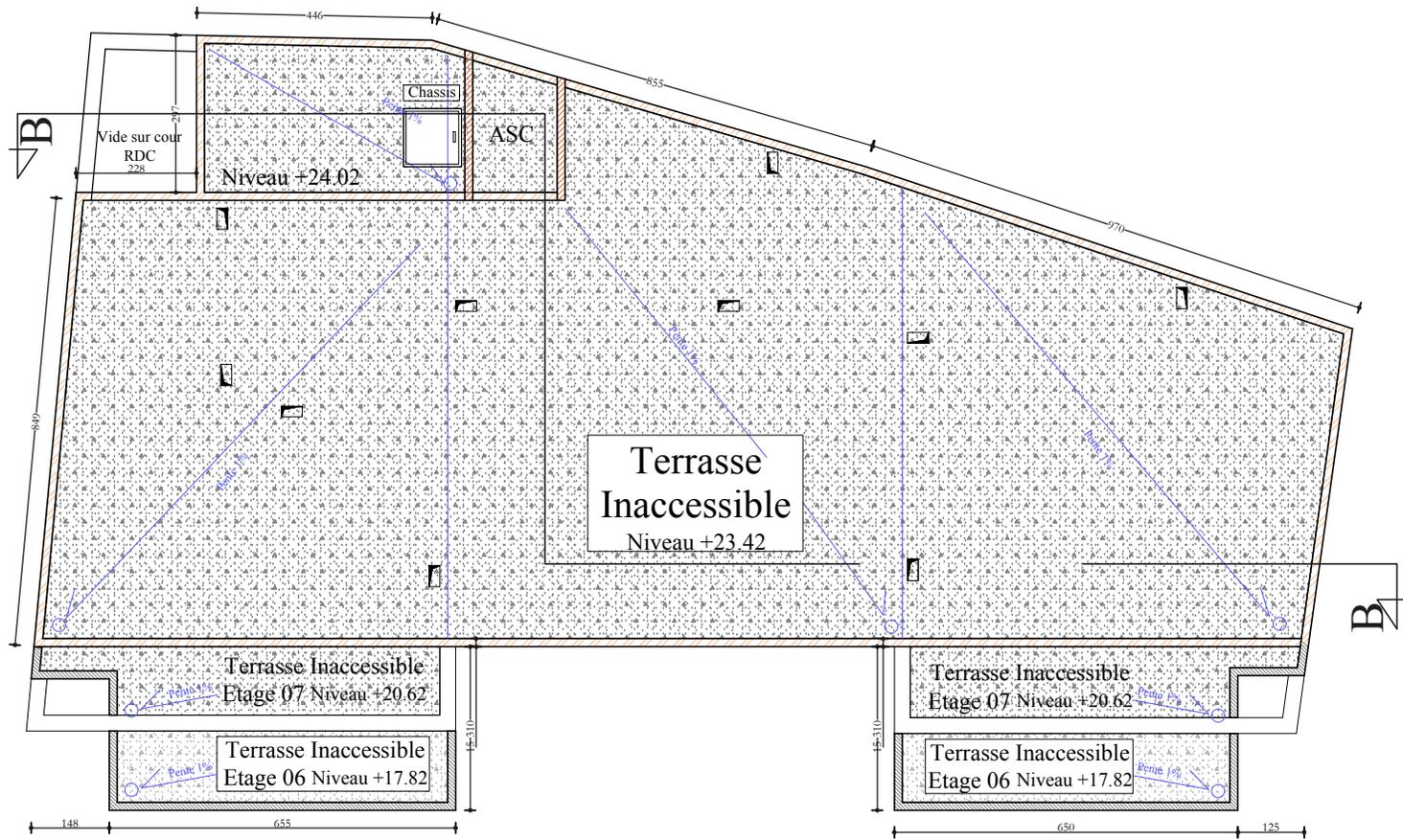
Le Terrain

Route



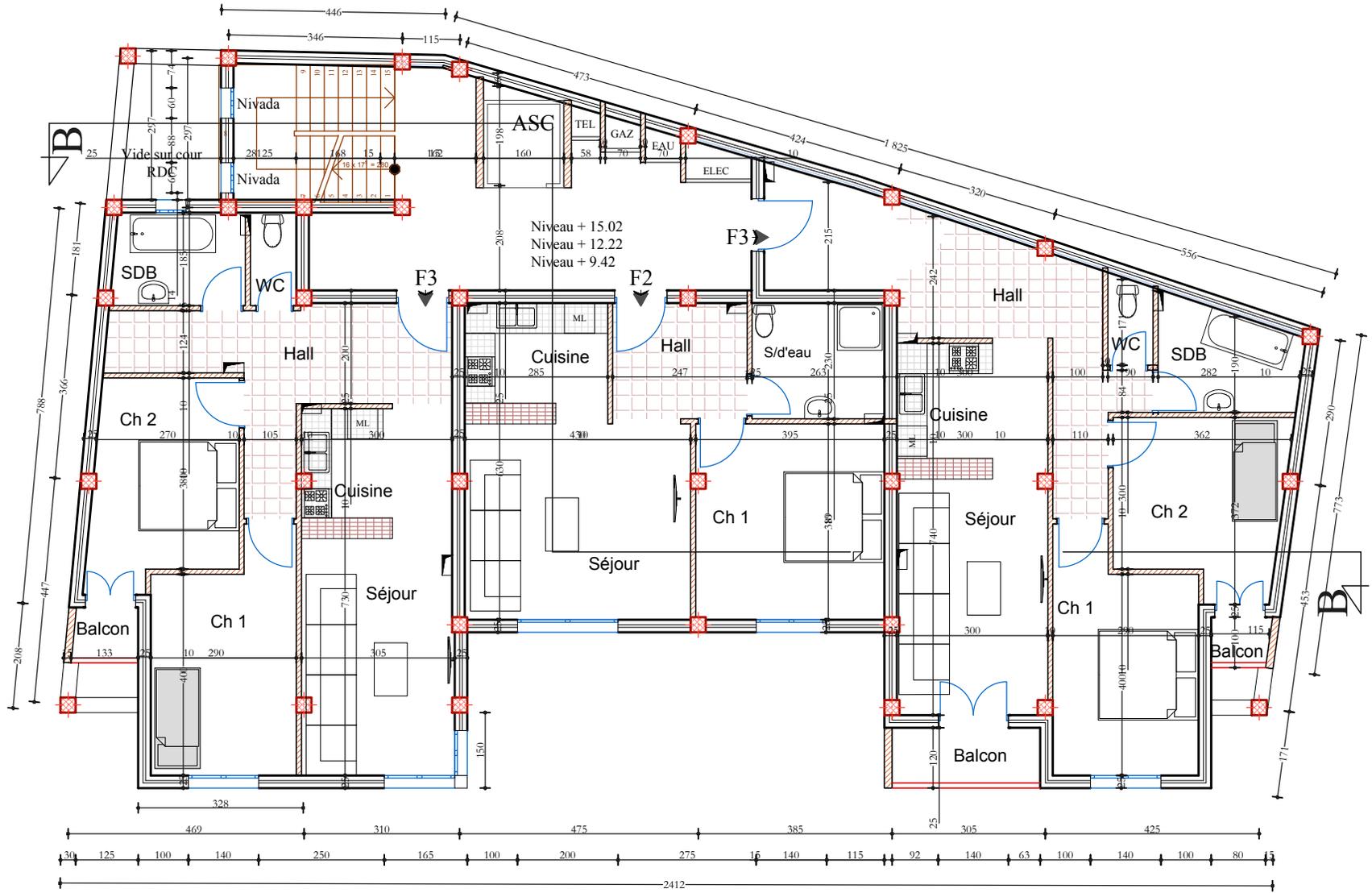


# PLAN Terrasse



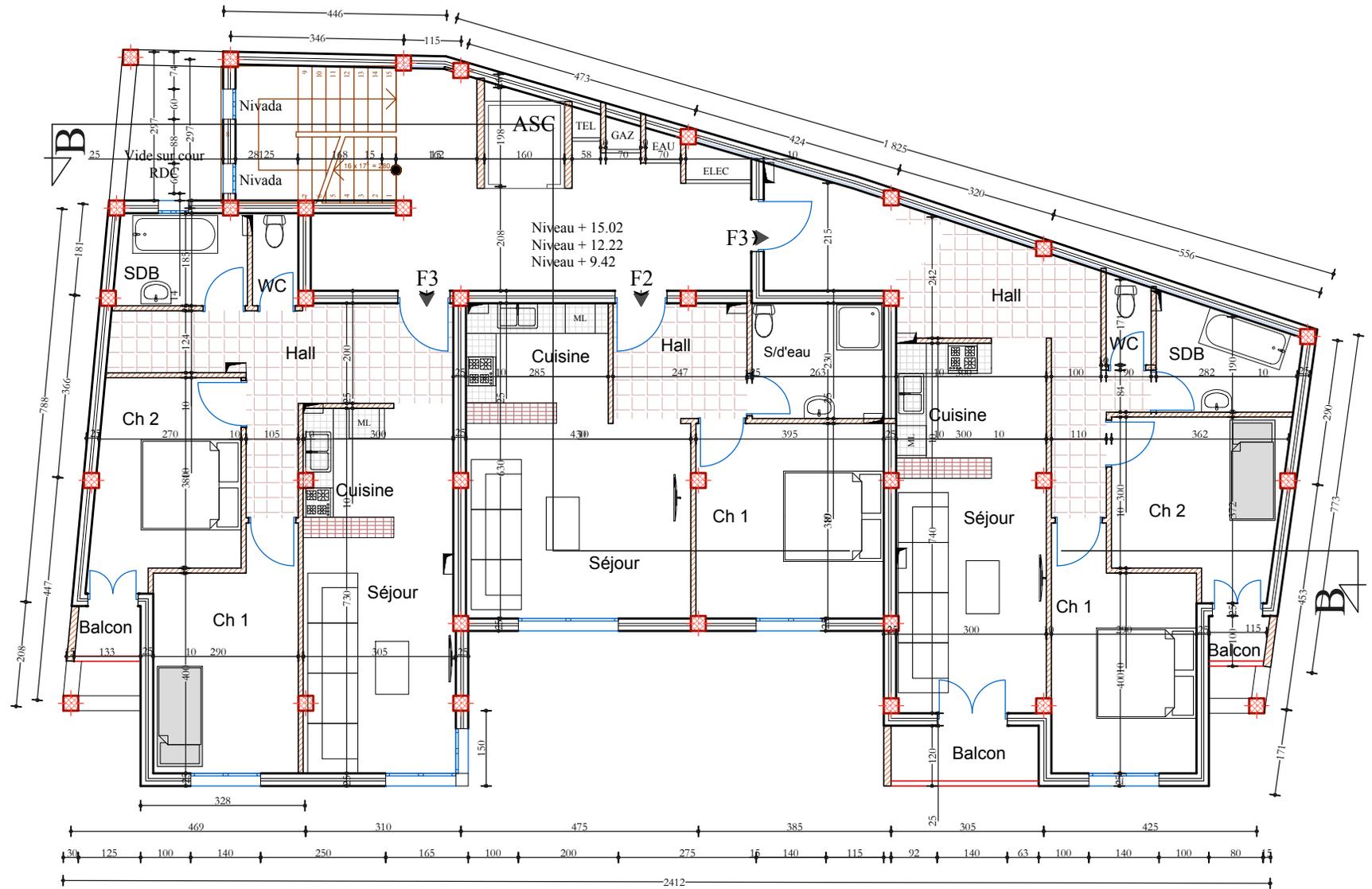


# PLAN ETAGE 03 à 05

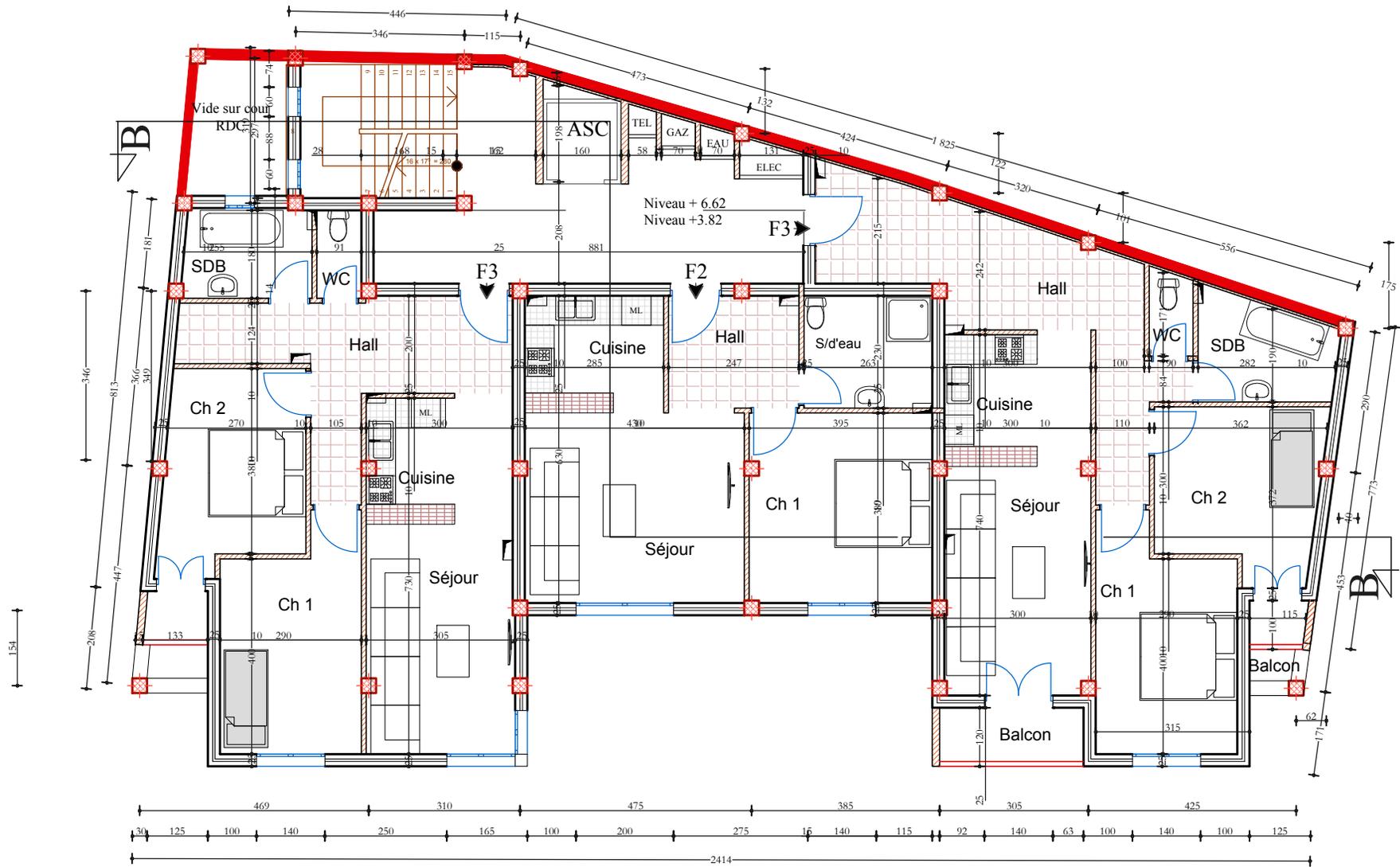




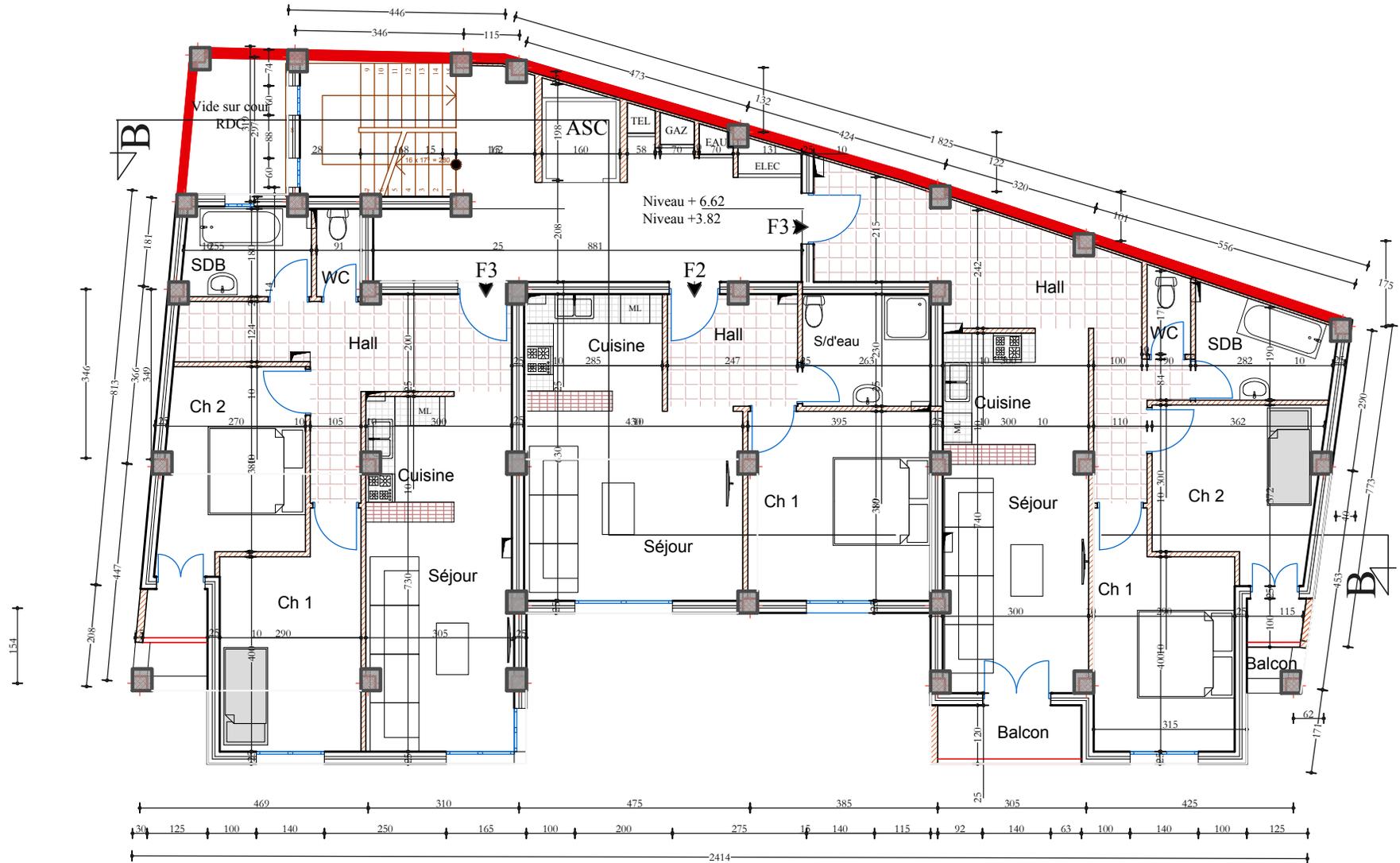
# PLAN ETAGE 03 à 05



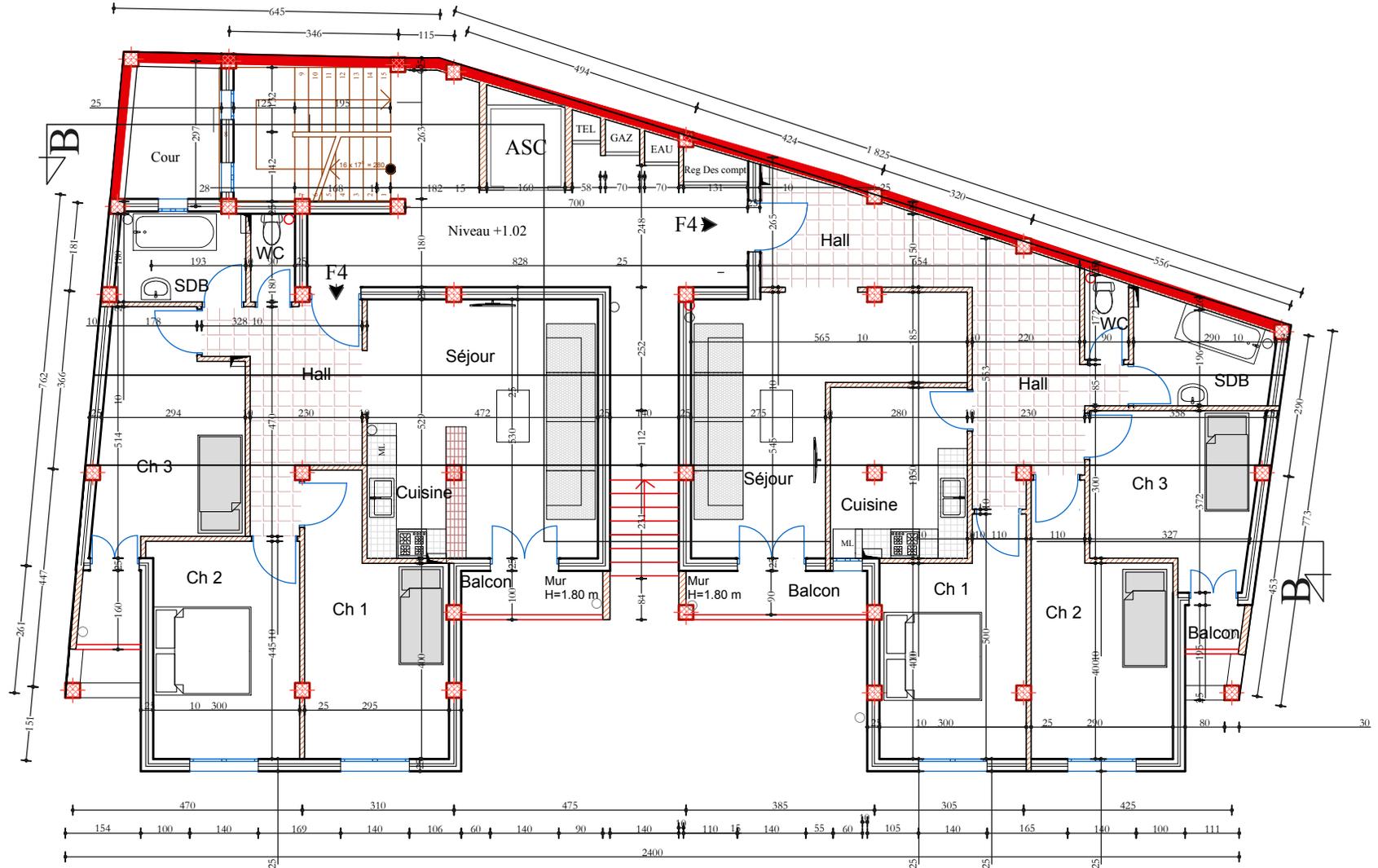
# PLAN ETAGE 01 ET 02



# PLAN ETAGE 01 ET 02



# PLAN REZ DE CHAUSSEE





# PLAN Sous sol pour Bloc A ET Sous sol 01 pour Bloc B

