

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة مولود معمري تيزي وزو  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté du génie de la construction  
Département de Génie Civil



**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme  
de Master en Génie civil  
Option : Construction civile et industrielle**

**Thème :**

**ETUDE D'UNE RESIDENCE TOURISTIQUE EN  
R+8+MEZZANINE+ATTIQUE AVEC UN ENTRESOL  
ET DEUX SOUS-SOLS CONTREVENTEE PAR  
VOILES**

Présenté par  
**Tamazirt Jessna**

Soutenue le 03/07/2023, devant le jury composé de :

Mme. ALI AHMED	UMMTO	Président
Mme. AIT TALEB Souad	Maitre conférences B UMMTO	Promoteur
M. IDEKI S.	Doctorant UMMTO	Co-Promoteur
Mme. BOUZEBODJA	UMMTO	Examineur

**Année universitaire : 2023/2024**

# Remerciements

*Au terme de ce travail, je remercie Dieu le Tout-Puissant de m'avoir donné la santé, le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail.*

*Je remercie particulièrement Mes promoteurs M. SI SALEM et Mme AIT TALEB Maitres de conférences à l'UMMTO, de m'avoir encadré pendant la période de la réalisation de ce travail. Leurs disponibilités, malgré leurs responsabilités, leurs orientations et leurs conseils m'ont permis de mener à merveille ce travail. Veuillez trouver ici Monsieur et Madame l'expression de ma respectueuse considération et ma profonde admiration pour toutes vos qualités scientifiques et humaines.*

*Je remercie énormément mon Co-promoteur M. IDEKI S. doctorant à l'UMMTO, qui a bien voulu m'accompagner et me guider pour la réalisation de ce travail. Je tiens à vous exprimer ma profonde gratitude pour votre soutien et votre constante bienveillance malgré vos responsabilités professionnelles.*

*C'est avec un grand plaisir que je remercie également mes examinateurs d'avoir pris le temps d'examiner mon travail ainsi le président de jury d'avoir accepté de présider le jury de ma soutenance.*

*Enfin, je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce présent mémoire*

# *Dédicaces*

*Je dédie mon travail à toi, **ma mère** exceptionnelle ; je tiens à exprimer toute ma gratitude et ma reconnaissance envers toi. Ton amour inconditionnel, ton soutien constant et tes encouragements m'ont toujours inspiré et motivé dans mon parcours professionnel. Ta confiance m'a donné la force de persévérer et d'atteindre mes objectifs. C'est grâce à toi que j'ai appris à croire en mes capacités et à me surpasser.*

*Mon cher **papa**, je tiens à te rendre hommage et à exprimer ma profonde reconnaissance pour tout ce que tu as fait pour moi. Tu as toujours été un modèle de force, de persévérance et de détermination. Ta présence et ton impact positif dans ma vie sont des cadeaux inestimables.*

*A mes sœurs, **Meriem, Sally, Amina**, mon frère **Yacine** et mes cousins **Amine, Loubna, Tania, Belaid, Abdou et Illan** ; je souhaite exprimer toute ma reconnaissance et mon affection envers vous. Vous êtes bien plus que des membres de ma famille, vous êtes mes compagnons de vie, mes soutiens indéfectibles et mes meilleurs amis.*

*A toi ma merveilleuse **Mamie**, pour ton amour inconditionnel, tes encouragements sans faille et ta présence réconfortante.*

*A vous mes oncles **Karim, Hocine et Ahcene, Amirouche et Mohand**, vos encouragements ont été une source d'inspiration précieuse dans ma vie, et je suis profondément reconnaissante de vous avoir comme oncles.*

*À tous les membres de ma famille*

*A vous mes amis de la promo 2024 : Liza, Kenza, Nadine, Fatima, Sabrina, Wahiba, Salim, Azouaou, Fares, Fateh, Hanafi,*

*À toute la famille UMMTO, mes enseignant(e)s*

## Table des matières:

INTRODUCTION :	1
Chapitre I. Présentation de l'ouvrage.	2
Introduction :	2
I.1. Présentation de l'ouvrage :	2
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	3
I.3. Les éléments de l'ouvrage :	3
I.3.1. La superstructure :	3
I.3.2. Infrastructure :	5
I.4. Les états limites	5
I.4.1. États limites ultimes (ELU) :	5
I.4.2. États limites de service (ELS) :	6
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
I.5.1. Béton :	6
I.5.2. Les aciers :	11
I.5.3. Protection d'armatures : (art A. 7.1, BAEL91 modifiées 99).....	13
Chapitre II. Pré dimensionnement de l'ouvrage.	14
II.1. Prédimensionnement des éléments :	14
II.1.1. Les planchers :	14
II.1.2. Pré dimensionnement des poutres :	16
II.1.3. Pré dimensionnement des voiles :	19
II.1.4. Les poteaux :	20
Chapitre III. Calcul des éléments secondaires	35
III.1. Acrotère :	35
III.1.1. Calcul a l'ELU :	36
III.1.2. Vérification à l'ELU :	39
III.1.3. Vérification à l'ELS :	41
III.1.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère	42
III.2. Calcul des planchers :	42
III.2.1. Plancher en corps creux :	42
III.2.2. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :	42
III.2.3. Etude des poutrelles :	43
III.3. Calcul des dalles pleines :	68
Calcul des balcons :	68
III.3.1. Introduction :	68

III.3.2. Dimensionnement de la console : .....	69
III.3.3. Ferrailage : .....	69
Conclusion : .....	72
III.4. La poutre de chainage .....	73
III.4.1. Pré dimensionnement : .....	73
III.4.2. Le ferrailage du la poutre : .....	73
III.5. Dalle de la salle machine : .....	78
III.5.1. Définition : .....	78
III.5.2. Calcul de l'ascenseur : .....	78
III.5.3. Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage : .....	79
III.5.4. Calcul a l'ELU : .....	80
III.5.5. Ferrailage a l'ELU : .....	80
III.5.6. Vérification à l'ELU : .....	81
III.5.7. Calcul a l'ELS : .....	83
III.6. Calcul des escaliers : .....	85
III.6.1. Définition : .....	85
III.6.2. Caractéristiques dimensionnelles : .....	85
III.6.3. Dimensionnement : .....	86
III.6.4. Détermination des sollicitations de calcul : .....	88
III.6.5. Vérification à l'ELU : .....	92
III.6.6. Etat limite de service : .....	93
III.6.7. Vérification des contraintes à l'ELS : .....	95
III.6.8. Vérification de la relation de BLONDEL : .....	98
III.6.9. Détermination des sollicitations de calcul : .....	99
III.6.10. Vérification de la relation de BLONDEL : .....	105
III.6.11. Détermination des sollicitations de calcul : .....	106
III.6.12. Efforts internes : .....	106
III.6.13. Vérification à l'ELU : .....	107
III.6.14. Etat limite de service : .....	109
III.7. Calcul de la poutre brisée : .....	112
III.7.1. Calcul a l'ELU : .....	112
III.7.2. Calcul a l'ELS : .....	115
Chapitre IV.                                   Modélisation de la structure.....	116
Introduction : .....	116
IV.1. Description du logiciel ETABS : .....	116

IV.2. Etapes de Modélisation :	117
IV.2.1. Choix de la méthode de calcul :	117
IV.2.2. La modélisation :	118
IV.2.3. Elle consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments :	120
Chapitre V. Vérification des exigences du RPA	129
V.1. Caractéristique de la structure :	129
V.2. Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003]	129
V.3. Pourcentage de masse participante :	131
V.3.1. Vérification des modes de vibrations :	131
V.3.2. Justification vis-à-vis de contreventement :	131
V.4. Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003]	135
V.4.1. Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA :	135
V.5. Vérification de l'effort normal réduit (RPA99/V2003.Art7.4.3.1) :	137
V.6. Vérification des déplacements relatifs :	138
V.7. Déplacement maximal :	140
V.8. Vérification de l'effet P-Delta :	142
Chapitre VI. Ferrailage des éléments	145
VI.1. Ferrailage des poteaux :	145
VI.1.1. Introduction :	145
VI.1.2. Recommandations et exigences du RPA :	145
VI.1.3. Calcul du ferrailage à l'ELU :	148
VI.1.4. Vérification à l'ELU :	153
VI.1.5. Vérification à l'ELS :	157
VI.2. Poutres :	160
VI.2.1. Introduction :	160
VI.2.2. Recommandations du RPA 99 vs 2003 :	160
VI.2.3. Les efforts internes et Ferrailage des poutres :	162
VI.2.4. Disposition constructive :	163
VI.2.5. Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003) :	164
VI.2.6. Ancrage des armatures (longueur de scellement):	164
VI.2.7. Vérification à l'ELU :	164
VI.2.8. Vérification à l'ELS :	167
VI.3. Ferrailage des Voiles :	169
VI.3.1. Introduction :	169
VI.3.2. Comportement d'un voile	169

VI.3.3. Recommandation du RPA 99 version 2003 : .....	169
VI.3.4. Exposé de la méthode de calcul :.....	172
VI.3.5. Détermination des armatures : .....	173
VI.3.6. Vérification à l'ELS : .....	174
VI.3.7. Calcul de ferrailage :.....	177
<b>Chapitre VII. Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>183</b>
Introduction : .....	183
VII.1. Choix du type de fondation :.....	183
VII.2. Vérification et dimensionnement pour choisir le type de fondation :.....	184
VII.2.1. Semelles filantes sous voiles : .....	184
VII.2.2. Semelles filantes sous poteaux : .....	185
VII.3. Etude du radier général :.....	188
VII.3.1. Pré dimensionnement du radier :.....	188
VII.3.2. Calcul de la surface nécessaire du radier :.....	190
VII.3.3. Vérifications : .....	192
VII.4. Ferrailage du radier : .....	194
VII.4.2. Ferrailage du débord : .....	199
VII.4.3. Etude de la nervure : .....	200
<b>Chapitre VIII. Etude du voile périphérique.....</b>	<b>210</b>
Introduction : .....	210
VIII.1. Pré dimensionnement du voile périphérique :.....	210
VIII.1.1. Caractéristique du voile : .....	211
VIII.1.2. Détermination des sollicitations :.....	211
VIII.1.3. Calcul des sollicitations : .....	211
VIII.1.4. Ferrailage du voile périphérique :.....	212
VIII.1.5. Vérifications à l'ELU :.....	214
VIII.1.6. Vérification à l'ELS : .....	215
<b>Conclusion :</b>	<b>217</b>
<b>Bibliographie :</b>	<b>218</b>

## Table des figures :

Figure I:1 : élément d'un plancher en dalle pleine.....	4
Figure I:2 : élément d'un plancher en corps creux .....	4
Figure I:3 : diagramme de déformation et des contraintes du béton a L'ELU.....	10
Figure I:4 : diagramme de déformation et des contraintes a L'ELS .....	10
Figure I:5 : diagramme contrainte-déformation de l'acier a L'ELU.....	12
Figure II:1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	15
Figure II:2 : Coupe des voiles en plan. ....	19
Figure II:3 : Plancher en corps creux de terrasse.....	21
Figure II:4 : Plancher en corps creux de terrasse inaccessible .....	22
Figure II:5: Plancher d'étage courant en corps creux.....	22
Figure II:6 : Coupe verticale d'un mur extérieur .....	24
Figure II:7 : : Coupe horizontale du mur intérieur .....	24
Figure II:8 Coupe transversale du plancher en dalle pleine .....	25
Figure II:9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (G2).....	27
Figure II:10 : Charges d'exploitation cumulées. ....	29
Figure III:1 : Schématisation De l'acrotère.....	36
Figure III:2 : Schématisation des efforts internes.....	37
Figure III:3 : La section de l'acrotère .....	37
Figure III:4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	42
Figure III:5 : Treillis soudés de (15x15) cm <sup>2</sup> .....	43
Figure III:6 : Caractéristique géométrique de la section en T.....	44
Figure III:7 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).....	47
Figure III:8 : Coupe transversale de la poutrelle à 6 travées.....	49
Figure III:9 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU. ....	52
Figure III:10 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	52
Figure III:11 : Coupe transversale de la poutrelle à 2 travées.....	53
Figure III:14 : Coupe transversale de la poutrelle à une travée.....	55
Figure III:17 : Coupe transversale de la poutrelle une seule travée. ....	57
Figure III:20 : Section de la poutre en Té.....	59
Figure III:21 : Section de la poutre en Té.....	61
Figure III:22 : Schéma statique du balcon.....	68
Figure III:23 : Schéma statique de la console.....	69
Figure III:24 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU. ....	74

Figure III:25 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU. ....	74
Figure III:26 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU .....	74
Figure III:27 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS .....	75
Figure III:28 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.....	75
Figure III:29 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....	75
Figure III:30 : Schéma représentant la surface d'impact. ....	79
Figure III:31 : Schéma statique d'escalier .....	87
Figure III:32 : schéma de ferrailage de l'escalier.....	98
Figure III:34 : schéma de ferrailage de la 1 <sup>ère</sup> volée.....	111
Figure III:35 : schéma de ferrailage de la 2 <sup>ème</sup> volée.....	112
Figure V:1 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens x-x .....	132
Figure V:2 : Charges horizontales reprises par les voiles. ....	132
Figure V:3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens y-y .....	133
Figure V:4 : Charges horizontales reprises par les voiles .....	133
Figure V:5 : Charges verticales reprises par la structure. ....	134
Figure V:6 : Charges verticales reprises par les voiles. ....	134
Figure V:7 : Efforts tranchants donnés par ETABS .....	137
Figure V:8 : déplacement relatif dans le sens longitudinal .....	141
Figure V:9 : déplacement relatif dans le sens longitudinal .....	141
Figure VI:1: Schéma de ferrailage .....	148
Figure VI:2 : Section partiellement comprimée (SPC). ....	149
Figure VI:3 : Schéma de ferrailage .....	149
Figure VI:4 : Schéma de ferrailage. ....	150
Figure VI:5 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec. ....	152
Figure VI:6 : Délimitation de la zone nodale. ....	154
Figure VI:7: Section doublement armée. ....	162
Figure VI:8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles. ....	173
Figure VII:1 : Coupe verticale du radier. ....	190
Figure VII:2 : Schéma statique du débord .....	199
Figure VII:3 : Modes de transmission de charges.....	201
Figure VII:4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.....	205
Figure VII:5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.....	205
Figure VII:6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x. ....	206
Figure VII:7 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.....	206
Figure VII:8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.....	206

<b>Figure VII:9 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.....</b>	<b>207</b>
<b>Figure VII:10 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.....</b>	<b>207</b>
<b>Figure VII:11 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.....</b>	<b>207</b>
<b>Figure VIII:1 : Schéma statique du voile périphérique .....</b>	<b>211</b>
<b>Figure VIII:2 : Diagramme des contraintes.....</b>	<b>212</b>
<b>Figure VIII:3 : panneau le plus sollicité.....</b>	<b>213</b>
<b>Figure VIII:4 : section transversale du voile périphérique .....</b>	<b>213</b>

## Listes des tableaux :

Tableau 1 : charges permanentes du plancher terrasse. ....	21
Tableau 2 : permanentes du plancher terrasse. ....	22
Tableau 3 : Charges permanentes d'étage courant.....	23
Tableau 4 : Charges permanentes du mur extérieur. ....	23
Tableau 5 : Charges permanentes du mur intérieur .....	24
Tableau 6 : Charges permanentes de la dalle pleine.....	25
Tableau 7 : valeur des surcharges d'exploitation.....	26
Tableau 8: Tableau des Coefficients de dégression des surcharges.....	30
Tableau 9 : Tableau récapitulatif de la descente de charge .....	31
Tableau 10 : Vérification aux RPA.....	32
Tableau 11 : Vérification du flambement des poteaux. ....	33
Tableau 12 : Les charges revenant au plancher .....	45
Tableau 13 : Les combinaisons de charge .....	45
Tableau 14 : les portées libres successives des travées.....	46
Tableau 15 : Résumés des moments aux appuis.....	50
Tableau 16 : Les moments à L'ELU pour toutes les travées.....	51
Tableau 17 : Efforts tranchants à l'ELU.....	51
Tableau 18 : Tableau récapitulatif. ....	62
Tableau 19 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	113
Tableau 20 : Section d'armatures de la poutre brisée. ....	113
Tableau 21 : Calcul a l'ELS .....	115
Tableau 22 : Vérification des contraintes a l'ELS.....	115
Tableau 23 : Période et nombre de mode considérer.....	130
Tableau 24 : Vérification de vibration des modes .....	131
Tableau 25 : tableau des efforts horizontaux due au charges verticales.....	135
Tableau 26 : Facteur de qualité Q. ....	136
Tableau 27 : Vérification de l'effort normal réduit .....	138
Tableau 28 : Les résultats du calcul avec la combinaison Ex : .....	139
Tableau 29 : Les résultats du calcul avec la combinaison Ey : .....	140
Tableau 30 : vérification de l'effet P- $\Delta$ sens x-x .....	143
Tableau 31 : vérification de l'effet P- $\Delta$ sens (y-y).....	144
Tableau 32: Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA.....	146
Tableau 33 : Tableau de ferrailage des poteaux.....	152
Tableau 34 : Vérification des sections totales adoptées selon le RPA .....	153
Tableau 35 : Délimitation de la zone nodale .....	154
Tableau 36 : vérification de la quantité d'armatures transversales .....	157
Tableau 37 : Vérifications la condition de non fragilité . ....	157
Tableau 38 : Recommandations du RPA .....	160
Tableau 39 : Ferrailage des poutres. ....	162

<b>Tableau 40 : Ferrailage des poutres .....</b>	<b>162</b>
<b>Tableau 41 : Vérification condition de non fragilité .....</b>	<b>165</b>
<b>Tableau 42 : Vérification aux cisaillements .....</b>	<b>165</b>
<b>Tableau 43: Influence de l'effort tranchant sur le béton.....</b>	<b>166</b>
<b>Tableau 44 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier. ....</b>	<b>166</b>
<b>Tableau 45 : Influence de l'effort tranchant aux appuis .....</b>	<b>167</b>
<b>Tableau 46 : Vérification a l'ELS .....</b>	<b>167</b>
<b>Tableau 47 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....</b>	<b>184</b>
<b>Tableau 48 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) .....</b>	<b>184</b>
<b>Tableau 49 : Résultante des charges sous poteaux sens transversal.....</b>	<b>185</b>
<b>Tableau 50 : Résultante des charges sous poteaux sens longitudinal.....</b>	<b>186</b>
<b>Tableau 51 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier .....</b>	<b>199</b>
<b>Tableau 52 : Récapitulatif du ferrailage de la nervure. ....</b>	<b>208</b>
<b>Tableau 53 : ferrailage du voile périphérique. ....</b>	<b>214</b>
<b>Tableau 54 : Vérification des contraintes.....</b>	<b>216</b>

# INTRODUCTION :

Dans le domaine du génie civil, chaque édifice repose sur deux piliers fondamentaux : la superstructure, l'ossature visible, et l'infrastructure, la base enfouie. L'étude de la superstructure implique le calcul minutieux des éléments structurels, une tâche traditionnellement laborieuse et sujette à des résultats peu précis lorsqu'effectuée manuellement.

D'autre part, l'étude de l'infrastructure, centrée sur les fondations, requiert une analyse approfondie pour supporter les charges de la structure selon la nature du sol. Cette dualité entre la partie visible et celle enfouie constitue le socle de toute conception structurelle en génie civil.

Cet essai explore minutieusement ces deux facettes essentielles à travers l'étude détaillée d'un bâtiment spécifique, s'appuyant sur les normes et règlements en vigueur tels que le règlement parasismique algérien (RPA) et le règlement du béton aux états limites (BAEL). En suivant pas à pas le processus, nous aborderons la modélisation, le dimensionnement, le ferrailage, et la vérification structurale, offrant ainsi une vue complète du travail nécessaire pour garantir la stabilité et la sécurité des structures dans un contexte sismique exigeant.

À travers ces chapitres, nous explorerons également l'impact des catastrophes passées, telles que les séismes ayant frappé l'Algérie, ayant révélé l'importance cruciale de la conformité aux normes de sécurité dans la construction urbaine.

Dans ce paysage complexe du génie civil, où la rigueur technique et la compréhension des risques sismiques s'avèrent cruciales, cette étude représente un pas vers une conception plus sûre et plus adaptée aux défis de notre environnement bâti, tout en reflétant l'évolution constante de ce domaine vaste et évolutif.

# Chapitre I. Présentation de l'ouvrage.

## Introduction :

Chaque projet en génie civil a pour objectif premier d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage à moindre coût, tant pendant sa construction que lors de son utilisation. Dans cette optique, nos calculs sont rigoureusement conformes aux réglementations en vigueur, notamment le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les normes du béton définies par le BAEL91 modifié en 99 le CBA93, le DTU et le DT.

L'étude d'une structure en béton armé repose sur des connaissances fondamentales, servant de socle à l'ingénieur pour concevoir une structure à la fois sûre et économique. Une analyse approfondie des caractéristiques géométriques de l'édifice ainsi que des propriétés mécaniques des matériaux utilisés est indispensable. C'est dans cette optique que ce chapitre est consacré, afin d'examiner attentivement la géométrie du bâtiment et les propriétés des matériaux utilisés.

## I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une résidence touristique (R+08+mezzanine+attique+2sous-sol+entre-sol) à usage

Cet ouvrage est implanté à TIZI OUZOU, qui est classée selon les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**) comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**). Sa hauteur totale ne dépasse pas 48 mètres, d'après le règlement parasismique algérien, la structure est classée dans le groupe d'usage 2. (**RPA 99/version2003, article3,2**)

Cet ouvrage est composé de :

- D'eux sous-sol à usage de service.
- D'un (01) entresol a usage commercial.
- D'un (01) rez-de-chaussée à usage commercial.
- D'une (01) mezzanine à usage services.
- De huit (08) étages à usage d'habitation.
- D'un (01) étage attique a usage d'habitation.
- De trois (03) cage d'escalier.

- D'une cage d'ascenseur.

## **I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architectures du projet.

### **a) En plan :**

- Longueur totale : 31.48 m
- Largeur totale : 22.26

### **b) En élévation :**

- Hauteur du sous-sol 1 et 2 : 2.72 m
- Hauteur de l'entresol : 4.08 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 4.08 m
- Hauteur de la mezzanine : 4.08 m
- Hauteur de l'étages courant : 3.06 m
- Hauteur de l'étage (08) : 3.06 m
- Hauteur de l'étage attique : 3.06 m

## **I.3. Les éléments de l'ouvrage :**

La structure est composée de deux parties essentielles :

### **I.3.1. La superstructure :**

Afin d'améliorer la résilience des structures face aux séismes, la conception des édifices doit privilégier des formes simples et une distribution uniforme des masses et rigidités, tant en plan qu'en élévation.

L'objectif est d'optimiser la répartition des charges dans la structure, mobilisant chaque élément dans l'absorption et la dissipation de l'énergie sismique, conformément aux recommandations du RPA99/VERSION2003 (article 2.5.1).

La structure est composée des éléments ci-après :

#### **I.3.1.1. L'ossature :**

Les règles parasismiques Algériennes « **RPA99/version 2003** » préconisent, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en **zone IIa**, une ossature en voiles et en portiques.

#### **I.3.1.2. Les plancher :**

Les planchers sont des aires planes qui limitent les étages et supportent les revêtements chargés et surchargés, ils assurent deux fonctions principales :

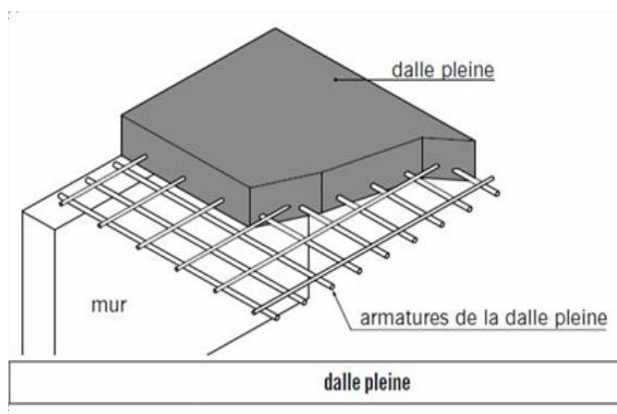
- **La fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres, les charges d'exploitation et transmettent les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

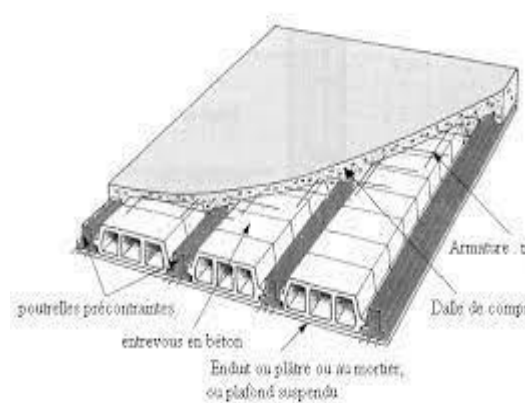
○ **La fonction d'isolation :**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Il existe plusieurs types de planchers, dans notre cas on a :

- Planchers à corps creux portés par les poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) et ensuite aux éléments verticaux (voiles).
- Planchers en dalle pleine coulée sur place.



*Figure I:1 : élément d'un plancher en dalle pleine*



*Figure I:2 : élément d'un plancher en corps creux*

### I.3.1.3. L'escalier :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier de repos. Ils sont constitués d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux

### I.3.1.4. Maçonnerie :

Elle est composée de matériaux (briques, pierres, moellons...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment, mortier...etc.). La structure est munie de deux types de murs, qui sont les suivants :

- **Les murs extérieurs :** sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm pour la cloison externe, de 10 cm pour l'interne et d'une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs :** sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### I.3.1.5. Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

**I.3.1.6. Acrotère :**

La terrasse inaccessible sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

**I.3.2. Infrastructure :**

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure au sol.

La descente de charge permet de connaître les actions de la structure sur la fondation, la mécanique des sols permet de son côté de connaître l'action du sol sur la fondation.

Vis-à-vis du sol la fondation assumera sa fonction tant que :

- ✓ Son équilibre statique est assuré (pas de glissement, de basculement ou d'enfoncement de la fondation)
- ✓ Le tassement n'entraîne pas de désordre dans la structure.
- ✓ Le choix du type des fondations à adopter est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécanique de sol.

**I.4. Les états limites**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou un des de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

**I.4.1. États limites ultimes (ELU) :**

Les états correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

**Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

#### **I.4.2. États limites de service (ELS) :**

Ils constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s=15E_b$ ).

#### **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

#### **I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Pour la conception de notre ouvrage ; deux matériaux sont essentiels à utiliser, le béton et l'acier. Nos calculs seront conformes aux règlements suivants :

- Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 99/ version 2003**).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**Règles BAEL 91 modifiées 99**).
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2.2**) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2-41**).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A.93**).
- Document Technique Réglementaire (**DTR-B.E. 1.31**) : Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles.

#### **I.5.1. Béton :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats, sable, gravier,) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400 Kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300 Kg/m<sup>3</sup> les règles du BAEL 91 modifiées 99 ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsqu'il augmente, le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure quand ce rapport est faible.

Le béton doit satisfaire les exigences suivantes : sécurité de la structure, confort, la durabilité et la résistance.

### I.5.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 Jours  $f_{c28}$  exprimée en MPa.

La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  est :

- Pour  $j \leq 28$  jours :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{ (Art A.2.1.11/BAEL91 modifié99)}$$

- Pour  $j > 28$  jours : elle est prise conventionnellement égale à :  $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour  $j \geq 60$  jours : On utilise la relation suivante :  $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$

Pour l'étude de ce projet on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

### I.5.1.2. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance à la traction du béton est relativement faible, pour des considérations de calcul une bonne approximation de cette résistance notée  $f_{tj}$  est donnée par le règlement (BAEL 99, art A.2.1, 12)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \implies f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

### I.5.1.3. Module de déformation longitudinale du béton :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte on distingue deux types de modules :

**I.5.1.4. Module de déformation longitudinale instantanée :**

Une déformation instantanée est une déformation résultante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée de béton  $E_{ij}$  est :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad (\text{Art 2.1, 21 BAEL 91})$$

$$\text{Pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

**I.5.1.5. Le module de déformation longitudinale différée :**

C'est une déformation causée par un chargement de longue durée et afin de tenir compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation différée égale à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art -2.1, 2 BAEL 91}).$$

- **Pour notre cas :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \\ E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{25} \\ \mathbf{E_{v28} = 10818, 865 \text{ MPa.}} \end{array} \right.$$

**I.5.1.6. Déformation transversale :**

Elles se calculent des déformations longitudinales en utilisant le coefficient de poisson, donné par la relation suivante :  $\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}$

Le module de déformation transversale du béton est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec : E : module de YOUNG.

$\nu$  : Coefficient de poisson

**I.5.1.7. Coefficient de poisson ( $\nu$ ): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3),**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l) \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 modifié 99 article 2.1.3})$$

Il est pris égal :

- $\nu=0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.
- $\nu=0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

**I.5.1.8. Contrainte limite de cisaillement:(Art A.5.1.1 BAEL 91 / modifié 99) :**

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumis à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

**V<sub>u</sub>**: Effort tranchant à L'E.L.U dans la section.

**B<sub>0</sub>** : Largeur de l'âme.

**d** : hauteur utile (**d=h-c**)

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

**I.5.1.9. Diagramme des contraintes déformations du béton :**

- **L'Etat limite ultime [ELU] :**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage). Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL91/A4.3, 41})$$

**Avec :**

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité du béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \text{ si la situation est accidentelle} \longrightarrow f_{bc} = 18,4 \text{MPa.} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ si la situation est courante} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa.} \end{array} \right.$$

**θ** : coefficient des charges

**θ** = 1 lorsque t > 24 heures

**θ** = 0,9 lorsque 1 < t < 24 heures

**θ** = 0,85 lorsque t < 1 heure

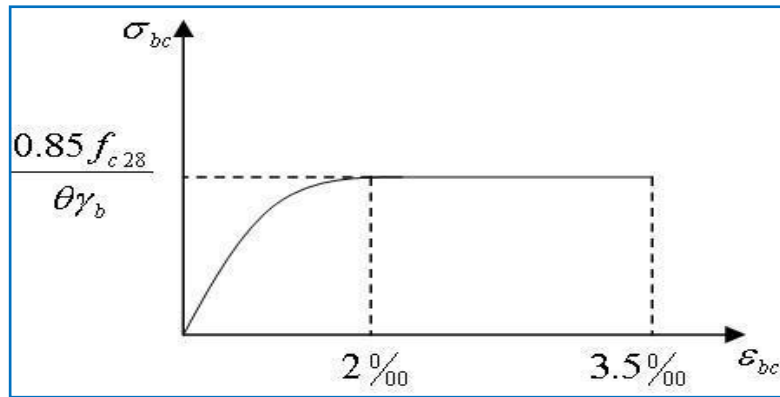


Figure I.3 : diagramme de déformation et des contraintes du béton à L'ELU

### Interprétation de diagramme :

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle  $2 ‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$  (état plastique).

### • L'Etat limite de service [ELS] :

C'est l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A 4-5-2 BAEL 91 modifié 99})$$

**Donc** : La contrainte de compression du béton à l'ELS est égale à :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

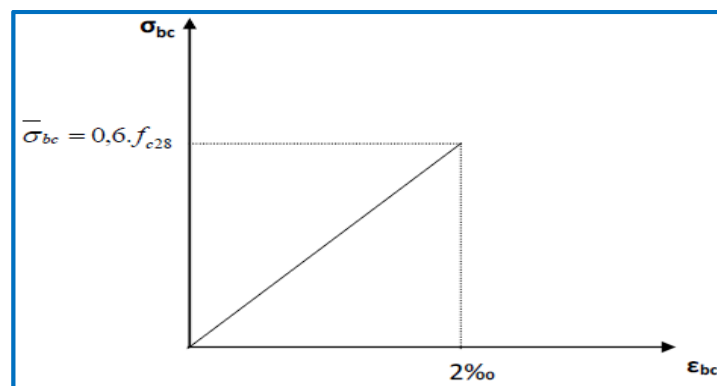


Figure I.4 : diagramme de déformation et des contraintes à L'ELS

$\epsilon_{bc}$  : déformation relative de service du béton en compression.

$Tga = E_b =$  module d'élasticité.

### I.5.2. Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (rond lisse et haute adhérence):

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

Avec : Fe : limite d'élasticité.

Dans notre ouvrage, nous aurons à utiliser les deux types d'armatures :

- Aciers à hautes adhérences **FeE400**, dont la limite d'élasticité  $f_e = 400\text{MPa}$ .
- Treillis soudés **TS520** ( $\Phi < 6\text{mm}$ ), dont la limite d'élasticité  $f_e = 520\text{MPa}$

#### I.5.2.1. Module de déformation longitudinale (Ea) :

Il est pris égal à :  $E_a = 2.10^5 \text{ MPa}$  (BAEL91modifié99, Art A.2.2,1) [4].

#### I.5.2.2. Contraintes limites :

##### a) Contrainte limite ultime (ELU) : (Règles BAEL91 modifiées 99, Art A.2.1.2)

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec:

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

$F_e$ : Limite d'élasticité.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{Situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \quad \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

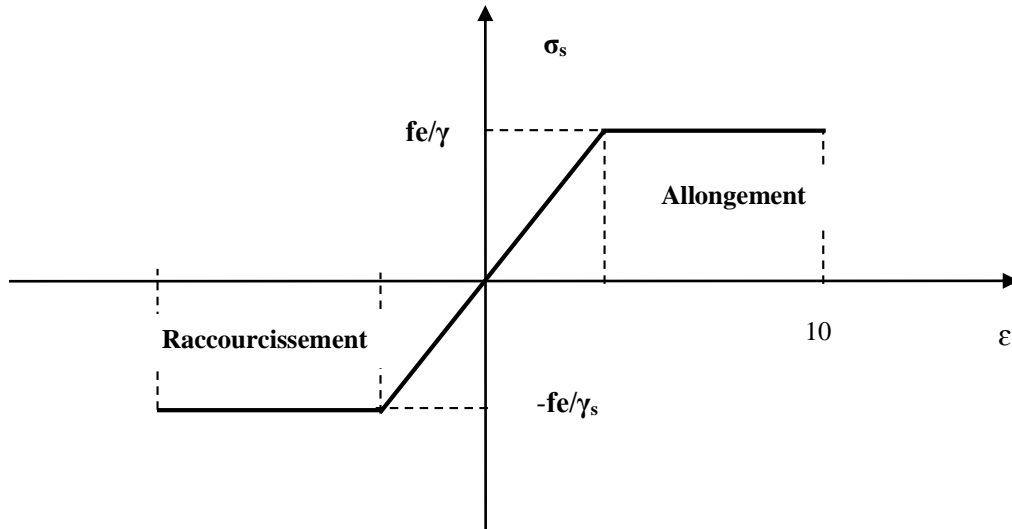


Figure I:5 : diagramme contrainte-déformation de l'acier à L'ELU

### b) Contraintes limite de service :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures importantes du béton, la contrainte des armatures tendues sur la sollicitation de service la plus déformable, doit demeurer inférieure aux limites indiquées ci-après :

- **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5, 32 BAEL91 modifiées 99) :** aucune vérification à faire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5, 33 BAEL91 modifiées 99) :** C'est le cas des milieux exposés aux intempéries

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(240 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}})\right) \text{MPa.}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{ij}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton.

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi < 6mm$ ).

$\eta = 1.6$  pour les aciers de haute adhérence ( $\Phi > 6mm$ ).

- **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5, 34 BAEL91 modifiées 99) :**

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} \leq 0.8 \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; \max(240 f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}}) \right]$$

### **I.5.3. Protection d'armatures : (art A. 7.1, BAEL91 modifiées 99)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3cm** : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

### **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons fait la description de l'ouvrage et les propriétés mécaniques des matériaux utilisés selon les différents règlements en vigueur en Algérie. Dans le chapitre II nous allons passer au prédimensionnement des éléments.

# Chapitre II. Pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage.

## Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.).

Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du RPA 99 version 2003[01] et du BAEL 91 modifié 99[03]. Les dimensions obtenues ne sont pas définitives. Elles peuvent être augmentées après vérification dans la phase du dimensionnement.

## II.1. Prédimensionnement des éléments :

### II.1.1. Les planchers :

#### II.1.1.1. En corps creux :

On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivante : (**article B.6.8,4 24/BAEL**

**91)** 
$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

- $L_{\max}$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
- $h_t$  : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

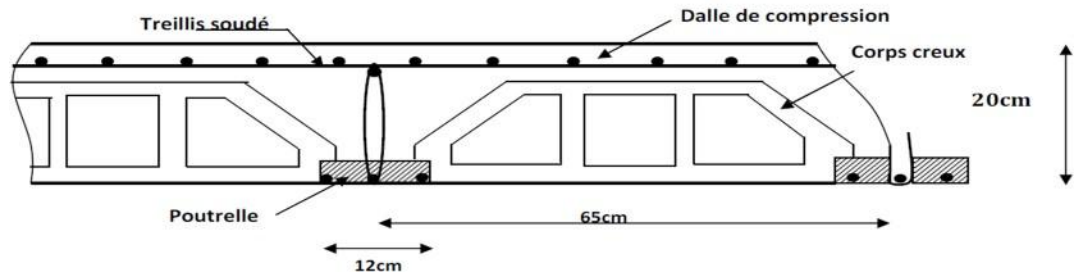


Figure II:1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Dans notre cas :  $L = 560 - 25 = 535 \text{ cm}$

Nous aurons donc :  $h_t \geq \frac{535}{22,5} = 23,7 \text{ cm}$

Nous adopterons un plancher de **24 cm** d'épaisseur, composé d'un corps creux de **20 cm** et d'une dalle de compression de **4 cm**.

### II.1.1.2. Plancher en dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions, Leur épaisseur est déterminée selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu

- **Condition de résistance à la flexion :**

Pour une dalle reposant sur 04 appuis :  $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \rightarrow \frac{560}{35} \leq e \leq \frac{560}{30}$

D'où :  $16 \leq e \leq 18,66$

**NB** : le **RPA 2003** exige une hauteur de:  $h_t \geq 12 \text{ cm}$ .

On adopte une hauteur  $h_t = 20 \text{ cm}$

- **Résistance au feu :**

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes:

$e_p = 11 \text{ cm}$  ..... Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

$e_p \geq 7 \text{ cm}$  ..... Pour les planchers ne présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

- **Condition d'isolation acoustique : (DTR C3.1.1)**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

**Donc** : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de  $350 \text{ kg/m}^2$

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14\text{m}$$

Avec :  $\rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$

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

Donc :  $e = \max(11, 15, 20) = 20\text{cm}$ .

✓ Nous adopterons une épaisseur de **20 cm**.

### II.1.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

- Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003

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

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

Avec :

- $L_{\max}$  : Portée maximale entre nus d'appuis.
- $h_t$  : Hauteur de la poutre.
- $b$  : Largeur de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent respecter les exigences de l'article (7.5.1 du RPA 99/version 2003) suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

#### II.1.2.1. Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

Dans notes cas  $L_{\max} = 620\text{cm}$

- **Hauteur**

$$L_{\max} = 620 - 25 = 595 \text{ cm}$$

$$\frac{595}{15} \leq h_t \leq \frac{595}{10}$$

D'où :  $39.66 \leq h \leq 59.5 \text{ cm}$

On prend :  $h_t = 55\text{cm}$

➤ **Largeur**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0.4 \times 55 \leq b \leq 0.7 \times 55$$

$$\text{D'où : } 22 \leq b \leq 38.5$$

**On prend : b=30 cm**

✓ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)**

- $h_t = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $h_t / b = 55 / 30 = 1.8 \leq 4$  Condition vérifiée.

La section des poutres principales est donc : **(b × ht) = (30 × 55) cm<sup>2</sup>**

**II.1.2.2. Poutres secondaires :**➤ **Hauteur**

$$L_{\max} = 560 - 25 = 535 \text{ cm}$$

$$\frac{535}{15} \leq h_t \leq \frac{535}{10}$$

$$\text{D'où : } 35.6 \leq h_t \leq 53.5 \text{ cm}$$

**On prend : ht= 40m**

➤ **Largeur**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$\text{D'où : } 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

**On prend : b=30cm**

✓ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1)**

- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  **Condition vérifiée.**
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  **Condition vérifiée.**
- $h_t / b = 40 / 30 = 1.3 \leq 4$  **Condition vérifiée.**

La section de la poutre secondaire est donc : **(b × ht) = (30 × 40) cm<sup>2</sup>**

**II.1.2.3. Poutres de chaînage :**➤ **Hauteur :**

$$L_{\max} = 535 - 25 = 510 \text{ cm}$$

$$\frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10}$$

**D'où :**  $35 \leq h \leq 51 \text{ cm}$

**On prend :**  $h_t = 35 \text{ m}$

➤ **Largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 55 \leq b \leq 0.7 \times 55$$

**D'où :**  $22 \leq b \leq 38.5 \text{ cm}$

**On prend :**  $b = 30 \text{ cm}$

✓ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)**

- $h_t = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $h_t / b = 55 / 30 = 1.8 \leq 4$  Condition vérifiée.

La section des poutres inclinées est donc :  $(b \times h_t) = (30 \times 55) \text{ cm}^2$

#### II.1.2.4. Poutres palières :

➤ **Hauteur :**

$$L_{\max} = 560 - 25 = 535 \text{ cm}$$

$$\frac{535}{15} \leq h_t \leq \frac{535}{10}$$

**D'où :**  $35 \leq h_t \leq 53.5 \text{ cm}$

**On prend :**  $h_t = 35 \text{ m}$

➤ **Largeur**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

**D'où :**  $16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$

**On prend :**  $b = 30 \text{ cm}$

✓ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)**

- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $h_t / b = 40 / 30 = 1.3 \leq 4$  Condition vérifiée.

La section de la poutre palière est donc :  $(b \times h_t) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

### II.1.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales et verticales.

D'après le règlement **RPA2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles les éléments

Satisfaisant la condition :  $L \geq 4e$

**Avec :**  $l$  : longueur du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

De même l'article 7.7.1 RPA 99 version 2003 [01] spécifie une épaisseur minimale de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure suivante :

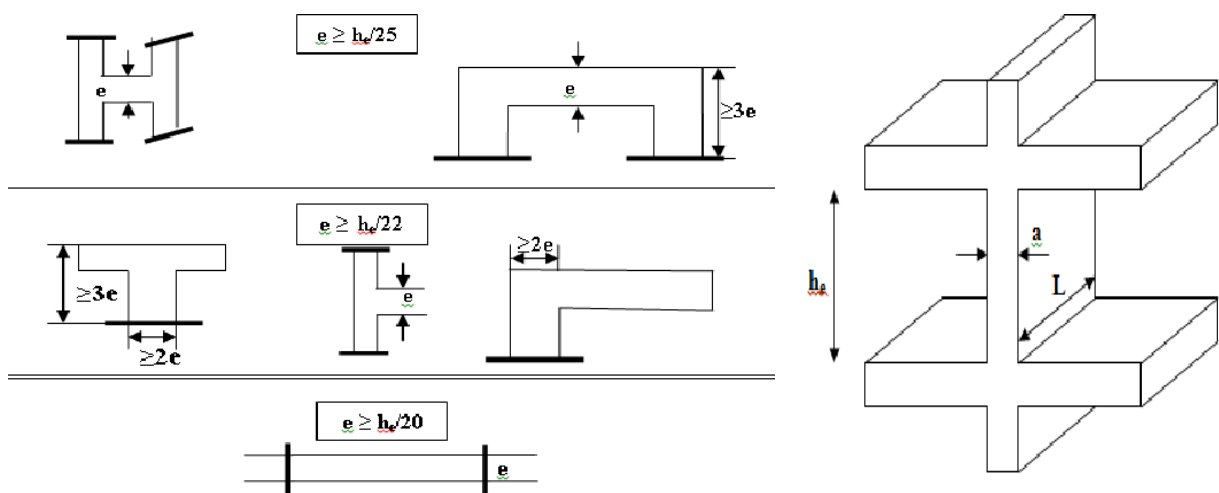


Figure II:2 : Coupe des voiles en plan.

Nous opterons pour le 3ème cas :  $e \geq \frac{he}{20}$

Nous avons trois hauteurs différentes dans notre bâtiment :

- **Au niveau du sous-sol 1 et 2 :**

$$H_e = 272 - 25 = 247 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{272}{20} = 13.6 \text{ cm}$$

- **Au niveau de l'entre sol, RDC et mezzanine :**

$$H_e = 408 - 25 = 383 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{383}{20} = 19.15 \text{ cm}$$

- **Au niveau des étages courants (1a8) :**

$$H_e = 306 - 25 = 281 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$$

- **Au niveau des étages attique :**

$$H_e = 306 - 25 = 281 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$  .....  $A_{\min} \geq 15 \text{ cm}$  ..... Vérifiée

✓ **Vérification des conditions du RPA :**

La longueur minimale  $L_{\min}$  du voile devra satisfaire la condition :  $L_{\min} \geq 4a$

$$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

**Avec :  $L_{\min}$  :** Largeur du voile.

**e :** Epaisseur du voile.

#### II.1.4. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$v = \frac{N_s}{B_c \cdot F_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{..... (RPA version 2003/Art 7.4.3.1)}$$

$$\Rightarrow B_c \geq \frac{N_s}{0,6 F_{c28}}$$

**Avec :  $N_s = G + Q$**

- **$N_s$  :** effort normal revenant au poteau considéré
- **$G$  :** charges permanentes
- **$Q$  :** charges d'exploitations en tenant compte de la régression des Surcharges
- **$B_c$  :** section des poteaux ( $B_c = S$ )

### II.1.4.1. Détermination des charges et surcharges :

Le but de la descente des charges est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : **G**: Charges permanentes.

**Q**: Surcharges d'exploitation.

#### II.1.4.1.1. Charges permanentes :

##### ➤ Les Planchers :

##### a) Plancher terrasse en corps creux :

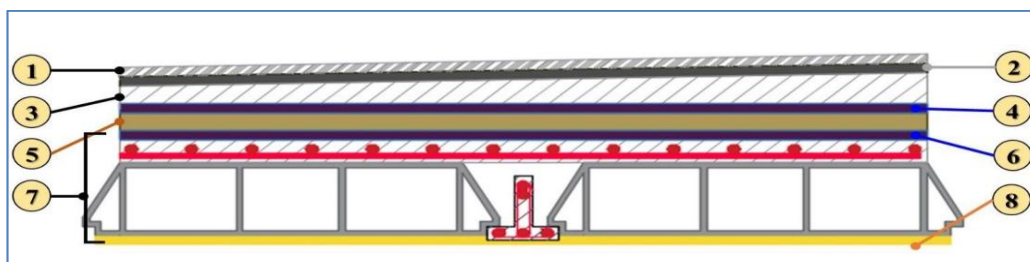


Figure II:3 : Plancher en corps creux de terrasse.

Tableau 1 : charges permanentes du plancher terrasse.

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m <sup>2</sup> )
			Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Référence	
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
02	Étanchéité multicouche	0,02	12	VI.C.5, G	0,24
03	Béton en forme de pente	0,07	22	VI.B. Béton non armé	1,54
04	Feuille de polyane *	0,01	1	/	0,01
05	Isolation thermique	0,04	4	VI.B. Blocs en liège	0,16
06	Feuille de polyane*	0,01	1	/	0,01
07	Plancher en corps creux	0,24	/	VI.C.3, B	3.20
08	Enduit en plâtre	0,01	10	VI.C.2.1	0,10
G total :					5.66

## a) Plancher terrasse inaccessible en corps creux :

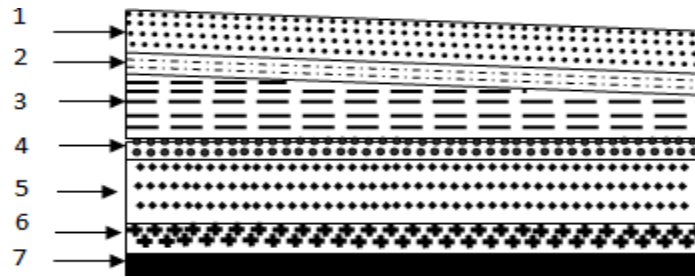


Figure II:4 : Plancher en corps creux de terrasse inaccessible

Tableau 2 : permanentes du plancher terrasse.

N <sup>0</sup>	Eléments	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0.05	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	/	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.05	0.20
6	Plancher en corps creux	0.24	3.20
7	Enduit de plâtre	0.02	0.20
			G=6.27

## b) Plancher d'étage courant :

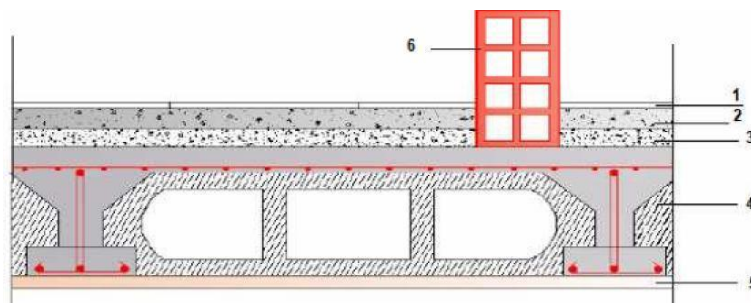


Figure II:5: Plancher d'étage courant en corps creux

➤ **Maçonneries :****Tableau 3 : Charges permanentes d'étage courant**

<b>N<sup>0</sup></b>	<b>Eléments</b>	<b>e (m)</b>	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>1</b>	Revêtement en carrelage	0.02	0.40
<b>2</b>	Mortier de pose	0.03	0.54
<b>3</b>	Couche de sable	0.03	0.66
<b>4</b>	Dalle en corps creux	0.24	3.2
<b>5</b>	Enduit plâtre	0.02	0.20
<b>6</b>	Cloison en briques creuse	0.1	0.90
			<b>G=5.90</b>

**a) Mur extérieur :****Tableau 4 : Charges permanentes du mur extérieur.**

	<b>Désignation des éléments</b>	<b>Epaisseur (m)</b>	<b>Poids volumique (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Poids surfaccique (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>1</b>	<b>Enduit de ciment</b>	<b>0.02</b>	<b>18</b>	<b>0,36</b>
<b>2</b>	<b>Maçonnerie en briques creuses</b>	<b>0.10</b>	<b>9</b>	<b>0,9</b>
	<b>Lame d'air</b>	<b>0.05</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>2</b>	<b>Maçonnerie en briques creuses</b>	<b>0.1</b>	<b>9</b>	<b>0,9</b>
<b>3</b>	<b>Enduit de plâtre</b>	<b>0.02</b>	<b>10</b>	<b>0,2</b>
<b>TOTAL</b>				<b>2,36</b>

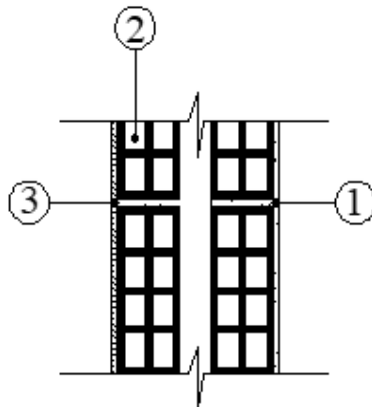


Figure II:6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

b) Murs intérieurs :

Tableau 5 : Charges permanentes du mur intérieur

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
2	Briques creuses	0.1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				1,3

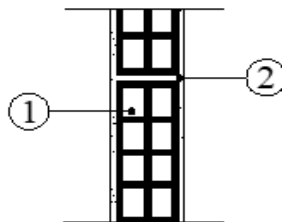


Figure II:7 : : Coupe horizontale du mur intérieur

## ➤ Les dalles pleines :

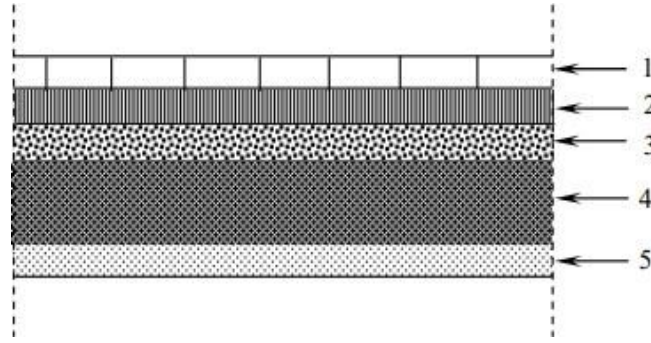


Figure II:8 Coupe transversale du plancher en dalle pleine

Tableau 6 : Charges permanentes de la dalle pleine.

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Chape en mortier de ciment	0,03	20	0,6
3	Couche de sable	0,02	22	0,44
4	Dalle pleine en béton armé	0,20	25	5
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
				<b>G=6,58</b>

**A. Surcharge d'exploitation (Q) :**

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

*Tableau 7 : valeur des surcharges d'exploitation.*

Niveaux	Types d'utilisation	Les surcharges d'exploitation KN /m <sup>2</sup>	Articles du DTR B.C 2.2
Sous-sol 1 et 2	Parcs de stationnement de voitures légères	2,5	IV.7.1, 15
Entre sol	Usage de salle des fêtes	5.0	IV.7.1
RDC	Usage de restauration	5.0	IV.7.2, 3
Mezzanine	Usage de restauration et halls	4.0	IV.7.2, 4
Étage 1	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 2	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 3	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 4	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 5	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 6	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 7	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Étage 8	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1
Etage attique	Usage d'habitation	1,5	IV.7.2.1

**II.1.4.2. La décente de charge :**

On appelle décente de charge, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

**II.1.4.2.1. Surface d'influence :**

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité. Dans notre cas on a :

$$(5.20-0.30) / 2 = 2.45 \text{ m}$$

$$(6.12-0.30) / 2 = 2.91 \text{ m}$$

$$(6.20-0.30) / 2 = 2.95 \text{ m}$$

$$(5.55-0.30) / 2 = 2.62 \text{ m}$$

➤ **La surface d'influence :**

$$SG = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 2,45 \times 2,91 = 7.12 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2,45 \times 2,95 = 7.22 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,91 \times 2,62 = 7.63 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2,95 \times 2,62 = 7.74 \text{ m}^2$$

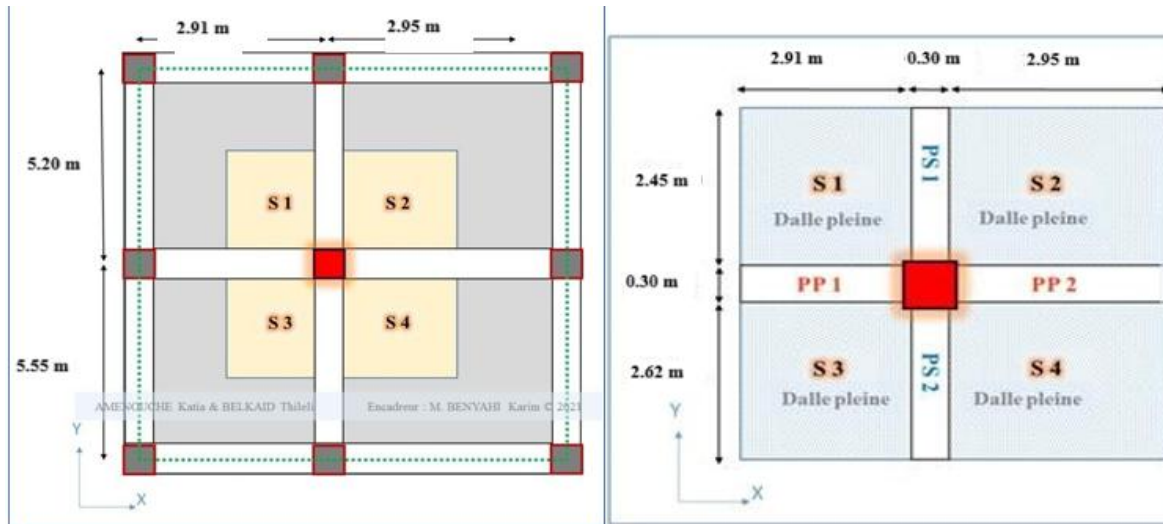


Figure II:9 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (G2).

La surface (nette) d'influence du poteau le plus sollicité est :  $SG = 29,73\text{m}^2$

La surface brute :  $SGb = 5.37 \times 6.16 = 33,07\text{m}^2$

**A. Poids revenant à chaque plancher :**

**1. Poids propre du plancher :  $P=G \times S$**

- Plancher d'étage courante :  $P_{\text{Plancher}} = 5.90 \times 29.73$

$$P_{\text{Plancher}} = 175.407 \text{ KN}$$

- Plancher terrasse accessible :  $P_{\text{Plancher}} = 5.66 \times 29.73$

$$P_{\text{Plancher}} = 168.271 \text{ KN}$$

- Plancher terrasse inaccessible :  $P_{\text{Plancher}} = 6.27 \times 29.73$

$$P_{\text{Plancher}} = 186.407 \text{ KN}$$

- Plancher de la dalle pleine :  $P_{\text{dalle pleine}} = 5.35 \times 29.73$

$$P_{\text{dalle pleine}} = 159.055 \text{ KN}$$

**2. Les poutres :**

$$GP = P_{pp} + P_{ps}$$

- **Les Poutres principales :**

$$P_{pp} = (0,30 \times 0,55) \times (2,91 + 2,95) \times 25$$

$$P_p = 24.17 \text{ KN}$$

- **Les Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = (0,30 \times 0,40) \times (2,45 + 2,62) \times 25$$

$$P_s = 15.21 \text{ KN.}$$

$$G_p = 24.17 + 15.21 = 39.38 \text{ KN}$$

$$G_p = 39.38 \text{ KN}$$

### 3. Les poteaux :

- **Poteau S-S1+S-S2 :**

$$P_{\text{courant}} = (0,55 \times 0,50 \times 2,72) \times 25$$

$$P_{\text{courant}} = 18.7 \text{ KN}$$

- **Poteau de l'entre-sol+RDC+Mezzanine :**

$$P_{\text{courant}} = (0,55 \times 0,50 \times 4,08) \times 25$$

$$P_{\text{courant}} = 28.05 \text{ KN}$$

- **Poteau de l'étage 1 a 4 :**

$$P_{\text{courant}} = (0,50 \times 0,45 \times 3,06) \times 25$$

$$P_{\text{courant}} = 17.21 \text{ KN}$$

- **Poteau de l'étage 4 a 7 :**

$$P_{\text{courant}} = (0,45 \times 0,40 \times 3,06) \times 25$$

$$P_{\text{courant}} = 13.77 \text{ KN}$$

- **Poteau de l'étage 8 :**

$$P_{\text{courant}} = (0,40 \times 0,35 \times 3,06) \times 25$$

$$P_{\text{courant}} = 10.71 \text{ KN}$$

- **Poteau de l'étage attique :**

$$P_{\text{courant}} = (0,40 \times 0,35 \times 3,06) \times 25$$

$$P_{\text{courant}} = 10.71 \text{ KN}$$

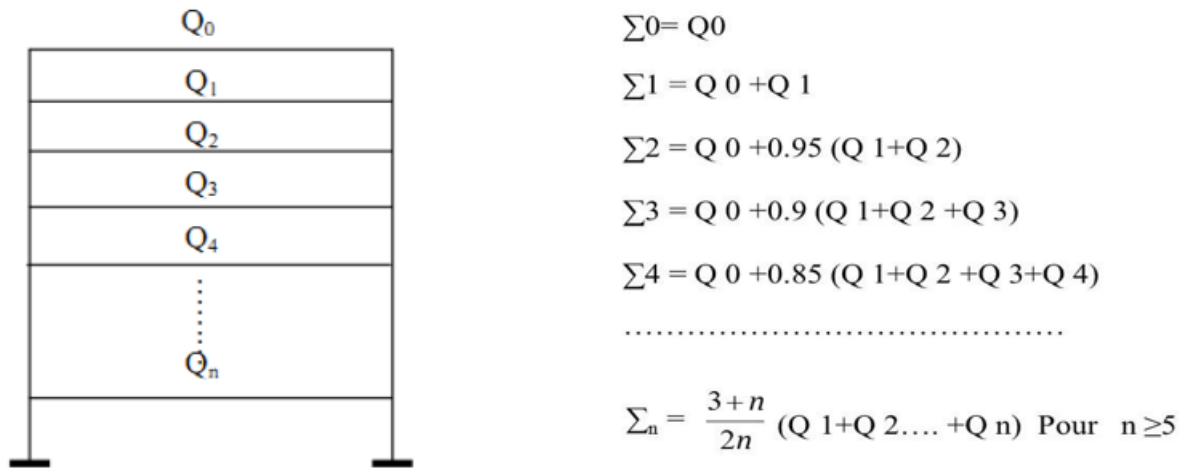
**A. Surcharge d'exploitation :**

- **Plancher étage terrasse inaccessible :**  $Q_{xSG} = 1.0 \times 29.73 = 29.73 \text{ KN}$
- **Plancher étage attique :**  $Q_{xSG} = 1,5 \times 29.73 = 44.595 \text{ KN}$
- **Plancher du 8<sup>ème</sup> étage :**  $Q_{xSG} = 1.5 \times 29.73 = 44.595 \text{ KN}$
- **Planchers des étages courants 1 a 7:**  $Q_{xSG} = 1,5 \times 29.73 = 44.5955 \text{ KN}$
- **Plancher de mezzanine :**  $Q_{xSG} = 4.0 \times 29.73 = 118.92 \text{ KN}$
- **Plancher de l'entre sol et RDC :**  $Q_{xSG} = 5.0 \times 29.73 = 148.65 \text{ KN}$
- **Planchers du sous-sol 1 et 2 :**  $Q_{xSG} = 2.5 \times 29.73 = 74.325 \text{ KN}$

**II.2.6. Loi de dégression des surcharges :**

D'après le règlement DTR B.C. 2.2[02], la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.



*Figure II:10 : Charges d'exploitation cumulées.*

**Avec :**

**Q<sub>0</sub>:** surcharge d'exploitation à la terrasse.

**Q<sub>i</sub>:** surcharge d'exploitation de l'étage i.

**n:** numéro de l'étage du haut vers le bas.

**Q<sub>n</sub>:** surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 8: Tableau des Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	Terrasse (inac)	Etage attique	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.688	0.667

Niveau	Mezzanine	RDC	E-S	S-S1	S-S2
Coeff	1	1	1	1	1

➤ **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

**Niv terrasse inaccessible :  $Q_0=29.73\text{kN}$ .**

**Niv etage attique :  $Q_0+Q_1=29.73+ 44.595 =74.325\text{kN}$ .**

**Niv 08 :  $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) = 29.73+0.95 (44.595 \times 2)=114.46\text{k}$**

**Niv 07 :  $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 29.73+0.90 (44.595 \times 3)= 150.13\text{kN}$ .**

**Niv 06 :  $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=29.73 +0.85 (44.595 \times 4)= 181.35\text{kN}$ .**

**Niv 05 :  $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=29.73 +0.80 (44.595 \times 5)=208.11\text{kN}$ .**

**Niv 04 :  $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=29.73 +0.75 (44.595 \times 6)= 230.40\text{kN}$ .**

**Niv 03 :  $Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=29.73 +0.714(44.595 \times 7)= 252.61\text{kN}$ .**

**Niv 02 :  $Q_0+0.688 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=29.73 +0.68 (44.595 \times 8)= 272.32\text{kN}$ .**

**Niv 01 :  $Q_0+0.667 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=29.73+ 0.667 (44.595 \times 9) =297.43\text{kN}$**

**Niv mezzanine :  $Q_0+1 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}) =29.73+1(44.595 \times 9+118.92)= 550 \text{ kN}$ .**

**Niv RDC :  $Q_0+1 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})$**

**$=29.73+1(44.595 \times 9+118.92+148.65)= 695.65 \text{ kN}$ .**

**Niv entre sol :  $Q_0+1(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})$**

**$=29.73 +1(44.595 \times 9+118.92+148.65 \times 2)= 841.30 \text{ kN}$ .**

**Niv sous-sol 1 :  $Q_0+1 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13})$**

**$=29.73+1(44.595 \times 9+118.92+148.65 \times 2+74.325)= 915.63\text{kN}$ .**

**Niv sous-sol 2:  $Q_0+1 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12}+Q_{13}+Q_{14}) =989.95$**

Tableau 9 : Tableau récapitulatif de la descente de charge pour le poteau le plus sollicité

Niveau	Charge permanente G (kN)					Charge d'exploitation Q (kN)		Effort normal N (kN)	Section du poteau	
	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux x (KN)	Poids des poutres (KN)	G tot	G cum ul	total	Cum ul	N = Gc + Qc	$\frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
attique	175.407	13.77	39.38	231.997	232.00	44.595	44.595	276.59	179.87	(45x40)
8	175.407	13.77	39.38	231.997	463.99	44.595	89.19	553.18	359.88	(45x40)
7	175.407	13.77	39.38	231.997	695.99	44.595	133.78	829.77	541.99	(45x40)
6	175.407	13.77	39.38	231.997	927.99	44.595	178.38	1106.37	724.09	(45x40)
5	175.407	13.77	39.38	231.997	1159.99	44.595	222.97	1382.96	906.19	(45x40)
4	175.407	13.77	39.38	231.997	1391.98	44.595	267.57	1659.55	1088.29	(45x40)
3	175.407	17.21	39.38	231.997	1623.98	44.595	312.16	1936.14	1272.68	(50x45)
2	175.407	17.21	39.38	231.997	1855.98	44.595	356.76	2212.74	1457.08	(50x45)
1	175.407	17.21	39.38	231.997	2087.97	44.595	401.35	2489.32	1641.47	(50x45)
mezz	175.407	28.05	39.38	242.837	2330.81	118.92	520.27	2851.08	1882.65	(55x50)
RDC	175.407	28.05	39.38	242.837	2573.65	148.65	668.92	3242.57	2143.64	(55x50)
ES	175.407	28.05	39.38	242.837	2816.48	148.65	817.57	3634.05	2404.63	(55x50)
S-S1	175.407	18.7	39.38	233.487	3049.97	74.325	891.9	3941.87	2609.84	(55x50)
S-S2	175.407	18.7	39.38	233.487	3283.46	74.325	966.25	4249.71	2815.048	(55x50)

### II.3. Vérification des sections selon RPA 99 :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau 10 : Vérification aux RPA

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
45×40	$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 40 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{45} = 0,8 < 4$	
50×45	$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 45 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{50} = 0,9 < 4$	
55×50	$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 50 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{55} = 0,9 < 4$	
55×50	$\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\min (b, h) = 50 \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\min (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{272}{20} = 13,6 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{55} = 0,9 < 4$	

#### II.4. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0,7 l_0$ )

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$l_0$  : longueur libre du poteau.

$I$  : Moment d'inertie du poteau:  $I = \frac{bh^3}{12}$

**Tableau 11 : Vérification du flambement des poteaux.**

Niveau x	B(c m)	h (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	S( cm <sup>2</sup> )	i (cm)	Lo(cm)	Lr(cm)	$\Lambda$	Condition
Attique	40	45	303750	1800	12.99	306	214.2	16.49	C.V
8	40	45	303750	1800	12.99	306	214.2	16.49	C.V
7	40	45	303750	1800	12.99	306	214.2	16.49	C.V
6	40	45	303750	1800	12.99	306	214.2	16.49	C.V
5	40	45	303750	1800	12.99	306	214.2	16.49	C.V
4	40	45	303750	1800	12.99	306	214.2	16.49	C.V
3	45	50	468750	2250	14.43	306	214.2	14.84	C.V
2	45	50	468750	2250	14.43	306	214.2	14.84	C.V
1	45	50	468750	2250	14.43	306	214.2	14.84	C.V
Mezz	50	55	693229.16	2750	15.88	408	285.6	17.99	C.V
RDC	50	55	693229.16	2750	15.88	408	285.6	17.99	C.V
E-S	50	55	693229.16	2750	15.88	408	285.6	17.99	C.V
S-S1	50	55	693229.16	2750	15.88	272	190.4	11.99	C.V
S-S2	50	55	693229.16	2750	15.88	272	190.4	11.99	C.V

✓ On conclut que la condition de l'élanement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

## II.5. Conclusion

Les différentes règles, lois de documents techniques nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

<b>Hauteur du plancher en corps creux</b>		<b>Ht=24cm (20+4)</b>
<b>Epaisseur de la dalle pleine</b>		<b>e=20 cm</b>
<b>Epaisseur des voiles</b>		<b>a=20 cm</b>
<b>Section des poutres</b>	<b>Poutres principales</b>	<b>(30x55) cm<sup>2</sup></b>
	<b>Poutres secondaires</b>	<b>(30x40) cm<sup>2</sup></b>
	<b>Poutres palières+ poutre de chainage</b>	<b>(30x35) cm<sup>2</sup></b>
<b>Section des poteaux</b>	<b>Etage attique+8<sup>ème</sup>+7<sup>ème</sup></b>	<b>(45x40) cm<sup>2</sup></b>
	<b>4<sup>ème</sup>+5<sup>ème</sup>+6<sup>ème</sup></b>	<b>(45x40) cm<sup>2</sup></b>
	<b>1<sup>ème</sup>+2<sup>ème</sup>+3<sup>ème</sup></b>	<b>(50x45) cm<sup>2</sup></b>
<b>SS1 et 2+ES+RDC+Mezzanine</b>		<b>(55x50) cm<sup>2</sup></b>

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

# Chapitre III. Calcul des éléments secondaires

## Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère,
- Le plancher en corps creux,
- Le balcon en dalle pleine,
- L'escalier,
- La poutre palière,
- La poutre de chaînage,
- La salle machine.

## III.1. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et il participe dans la mise hors eau de la structure

Il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal  $N_G$  dû à son poids propre  $G$ .
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante estimée à 1 KN/ml engendrant un moment de renversement  $M_Q$  dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

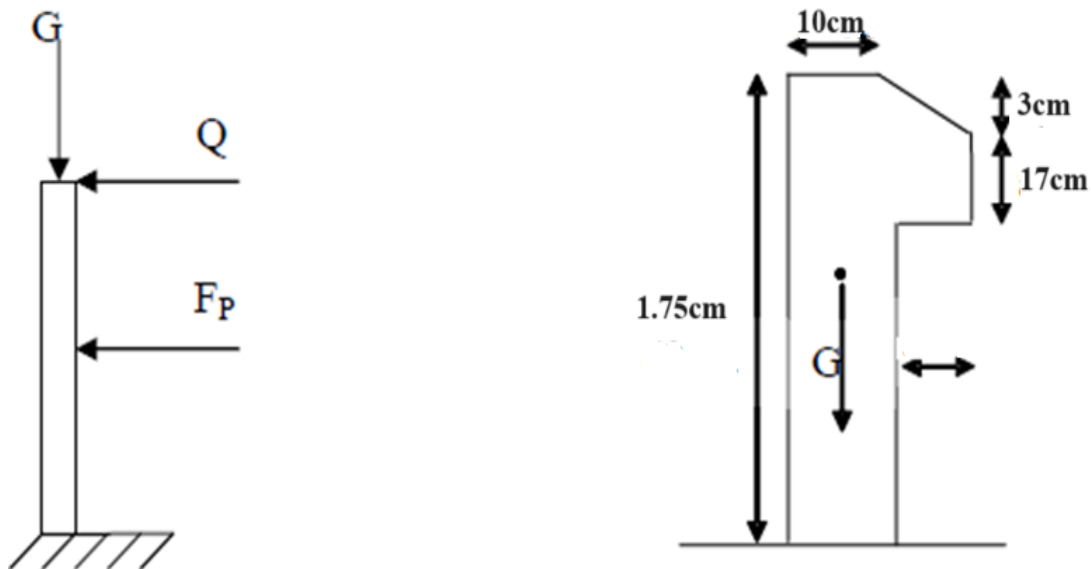


Figure III:1 : Schématisation De l'acrotère

### III.1.1. Calcul a l'ELU :

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

#### III.1.1.1. Évaluation des sollicitations :

##### a) Charge permanente « G » :

- Poids propre:  $G = \rho \times S \times 1\text{ml} \Rightarrow G = 25 \times S$

Avec :  $\rho$  : Masse volumique du béton.

$S$  : Section transversale de l'acrotère.

$$G = \rho \times S = 10 [(1,75 \times 0,10) + (0,17 \times 0,3) + (0,08 \times \frac{0,3}{2})] = 12,51 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G = 12,51 \text{ KN/ml}}$$

- La surcharge d'exploitation horizontale :  $\mathbf{Q = 1,00 \text{ KN/ml}}$

##### b) Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre G :  $N = G \times 1\text{ml} = 12,51 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 1 \times 1,75 \times 1\text{ml} = 1,75 \text{ KN.m}$$

## c) Diagramme des efforts :

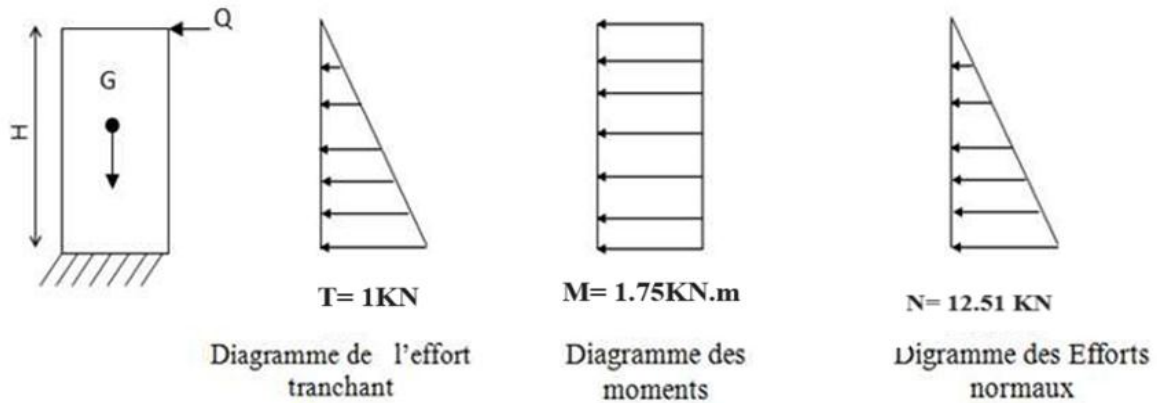


Figure III:2 : Schématisation des efforts internes.

## III.1.1.2. Les combinaisons de charges

La combinaison des charges est :

➤ **ELU :  $1.35G + 1.5Q$**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 12.51 = 16.88 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 1.75 = 2.62 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

➤ **ELS :  $G+Q$**

$$N_s = G = 12.51 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 1.75 \text{ KN.m.}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

## III.1.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire pour le calcul on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée.

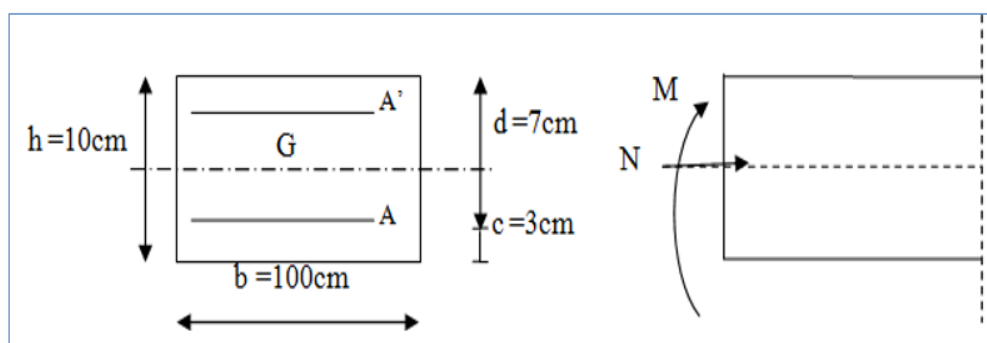


Figure III:3 : La section de l'acrotère

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur «  $h=10\text{cm}$  » et de largeur «  $b=100\text{cm}$  », soumise à la flexion composée à l'ELU sous  $N_u$  et  $M_u$ , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous  $N_s$  et  $M_s$ .

**a) Calcul des armatures à l'ELU :**

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.62}{16.88} = 0.15\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{cm} = 0.02\text{ m}$$

Avec :  $M_u$  : moment dus à la compression.

$N_u$  : effort de compression.

$e_u$  : excentricité.

L'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée (SPC). Donc L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment  $M_f$ , qui sert à déterminer la section des armatures fictives  $A_f$ , puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de  $A_f$  déjà calculée.

**b) Calcul en flexion simple :**

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$M_f = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

Avec :  $g$  : distance entre (CP) et le centre de gravité des armatures inferieures tendues.

$$M_f = N_u \times [\frac{M_u}{N_u} + \frac{h}{2} - c].$$

$$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c).$$

$$M_f = 2.62 + 16.88 \times (0.05 - 0.03)$$

$$M_f = 2.95 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures fictives (flexion simple) :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.95 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_u = 0.042 < \mu_{id} = 0.392 \implies \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_u = 0.042 \implies \beta = 0,979$$

➤ **Armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.33 - \frac{16.88}{34.8} = 0.48 \text{ cm}^2.$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

✓ On opte pour une section d'armature **4HA8**  $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ .

### III.1.2. Vérification à l'ELU :

**a) Conditions de non fragilité du béton (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_{st} \geq A_{min}$ .

$$A_{st} \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{eu - 0.455 d}{eu - 0.185 d} \right] \times b \cdot d$$

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = 2.62/16.88 \Rightarrow e_u = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[ \frac{15 - 0.455 \times 7}{15 - 0.185 \times 7} \right] = 0.72 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,01 > A_{min} = 0.72 \text{ cm}^2 \implies$  Condition vérifiée.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>**

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

**b) Vérification au cisaillement (A.5.1,21/BAEL91modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ (MPa)} \right\}$$

$\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$V_u$  : effort tranchant.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

**c) Vérification des contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99) :**

• **Entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99) :**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9.d.\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9.d.\sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.237 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrages des barres aux appuis (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.219 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL modifié 99) :**

- ✓ Armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures sont convenablement réparties.

**III.1.3. Vérification à l'ELS :****III.1.3.1. Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5,33 /BAEL91 modifié 99):****A. Vérification des contraintes dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$

Avec  $\eta=1,6$  pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6mm.

$$\rho_l = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{1.75 \times 10^3}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 135.85 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 135.85 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \implies$  Condition vérifiée.

**B. Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{37.173}{43.82} = 0.85 \text{ MPa.}$$

D'où :  $\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$  La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée

**III.1.3.2. Vérification au séisme : ( RPA 99/ Art.6.2.23)**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. L'acrotère est calculé sous l'action horizontale ; suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-1, RPA99 ver2003)

Dans notre cas A= 0.20 (Zone IIa, groupe d'usage 1b).

$C_p$  : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8) (tableau 6.1, RPA9 ver2003)

L'acrotère est un élément en console  $\implies C_p = 0.8$

$W_p$  : poids de l'élément considéré ( $W_p = 1.75 \text{ KN/ml}$ )

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 1.75 = 1.12 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

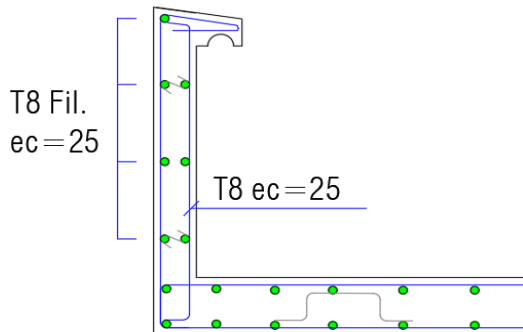
$F_p > Q = 1 \text{ KN/ml.} \implies$  Condition **non vérifiée.**

**NB :** L'acrotère est considéré comme étant un élément non structural, les dommages qu'elle peut subir ne sont pas dangereux pour la sauvegarde de la vie humaine ; donc il est inutile de vérifier l'acrotère au séisme (RPA99/ version 2003. Art.6.2.2).

### III.1.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : **4HA8/ml** = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : **4HA8/ml** = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25cm.



*Figure III:4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.*

## III.2. Calcul des planchers :

### III.2.1. Plancher en corps creux :

Notre structure est constituée des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée.

Dans notre cas, nous avons quatre planchers différents qui diffèrent de leurs charges d'exploitation (service, habitation, dernier étage).

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T ; elles sont disposées suivant la petite portée, à distantes de 65cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 20cm.
- Une dalle de compression en béton armé.

### III.2.2. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), ayant pour but :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)** :

- 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

**a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$ ).

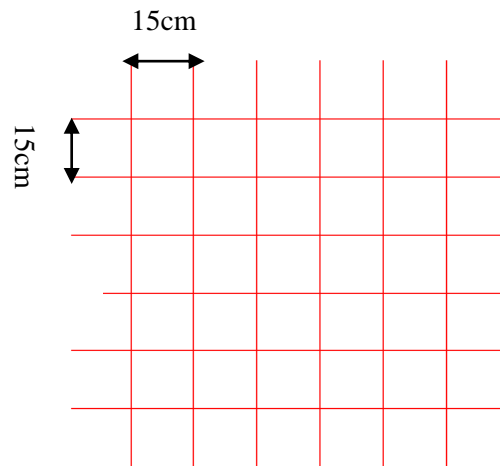
Soit :  $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{mL}$ , avec un espacement **e = 15 cm**

**b) Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec un espacement **e = 15 cm**

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$ .



*Figure III:5 : Treillis soudés de  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$ .*

**III.2.3. Etude des poutrelles :**

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ .

- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

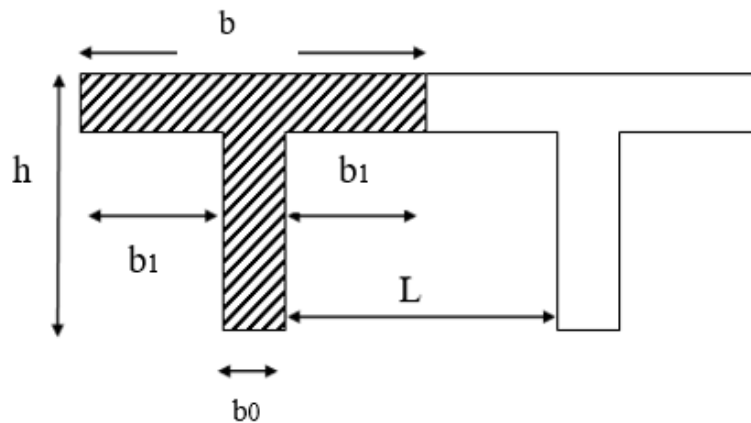
Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

**Remarque :**

Pour notre projet, les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée qu'est le sens y-y

**III.2.3.1. Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :



*Figure III:6 : Caractéristique géométrique de la section en T*

La poutrelle est considérée comme une section en T.

Nous avons :

La hauteur du plancher :  $h_t = 24\text{cm}$ .

L'épaisseur de la dalle de compression :  $4\text{cm}$

La hauteur de l'âme :  $h = 20\text{cm}$ .

**Avec :**

$L_1$ : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles :  $(65 - 12) = 53\text{cm}$

$L$ : longueur de la plus grande travée. ( $L = 560\text{cm}$ )

$b_0$ : largeur de la nervure. ( $b_0 = 12\text{cm}$ )

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h = 4\text{cm}$ ).

$L_1, L_2$  : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

$b_1$  : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

$$b_1 = (b - b_0)/2 = (65 - 12)/2 = 26.5 \text{ cm.}$$

**b:** largeur de la dalle de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$

### III.2.3.2. Charges et surcharges :

*Tableau 12 : Les charges revenant au plancher*

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse Inaccessible	$6.27 \times 0,65 = 4.075$	$1 \times 0,65 = 0,650$
Plancher étage courant	$5.90 \times 0,65 = 3.835$	$1.5 \times 0,65 = 0.975$
Plancher étage RDC	$5.90 \times 0,65 = 3.835$	$5.0 \times 0,65 = 3.25$
Plancher sous-sol	$6.58 \times 0,65 = 4.277$	$2.5 \times 0.65 = 1.62$
Plancher Mezzanine	$5.90 \times 0,65 = 3.835$	$4.0 \times 0.65 = 2.6$

**Combinaison de charges :**

*Tableau 13 : Les combinaisons de charge*

Plancher	ELU (1.35G+1.5Q) (KN/ml)	ELS (G+Q) (KN/ml)
Plancher terrasse Inaccessible	6.476	4.725
Plancher étage courant	6.639	4.810
Plancher étage RDC	10.052	7.085
Plancher sous-sol	8.20	5.45
Plancher Mezzanine	9.07	6.43

**Remarque :**

On constate que le chargement pour le plancher RDC est le plus défavorable, et vu que la différence entre les chargements du plancher étage courant est importante, on utilisera celui de plancher RDC et étage courant pour le calcul du ferrailage.

**III.2.3.3. Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher et à l'aide des méthodes suivantes:

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 03 moments.
- Méthode Caquot.

**A. Méthode forfaitaire :**

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (Art B.6.210 BAEL 91 modifiée99) :**

- 1) La méthode s'applique aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée.
- 2) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 kN/m<sup>2</sup>
  - a.  $Q \leq \{2G \text{ ou } 5\text{kN/m}^2\}$
  - b.  $Q = 5 \text{ kN/m}^2 < 2 \times 5,90 = 11,2 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

*Tableau 14 : les portées libres successives des travées.*

Li	li+1	$\frac{l_i}{l_{i+1}}$	Observation
5,20	5,55	0,93	Condition vérifiée
5,55	5,20	1,06	Condition vérifiée
5,20	4,78	1,08	Condition vérifiée
4,78	5,60	0,85	Condition vérifiée
5,60	4,58	1,22	Condition vérifiée

- 3) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\Rightarrow$  **condition vérifiée**
- 4) Les portées libres successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25:

$$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25) \text{ on a :}$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions étant vérifiées, la méthode forfaitaire est donc applicable.

### III.2.3.4. Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$ , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

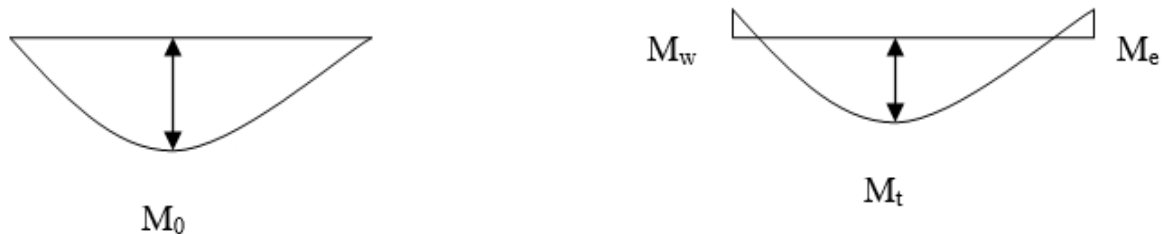


Figure III:7 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

### III.2.3.5. Exposé de la méthode :

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ , varie de 0 à 2/3 pour un plancher à charge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \mapsto \alpha=0$  et pour  $Q=2G \mapsto \alpha=2/3$

- $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec :

L : longueur de la travée entre nus d'appuis.

q : charge uniformément répartie.

- $M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- $M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans le cas d'une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$  pour les appuis de rive semi encastrés

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donnée par la formule suivante :

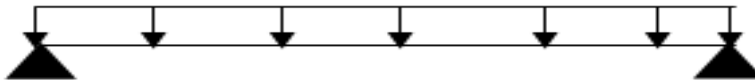
$$T_w = \frac{Mw - Me}{2} + q \frac{L}{2}$$

$$T_e = \frac{Mw - Me}{2} - q \frac{L}{2}$$

#### A. Plancher RDC :

Les planchers du RDC comportent **3 types** de poutrelles :

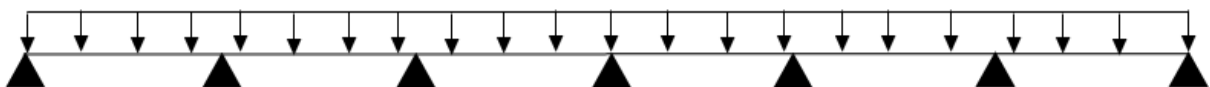
##### ➤ Type 01 :



##### ➤ Type 02 :



##### ➤ Type 03 :



#### III.2.3.6. Calcul a L'ELU :

La poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 10,052 \text{ KN/ml}$$

### a. Type 1 : 6 travées sur 7 appuis

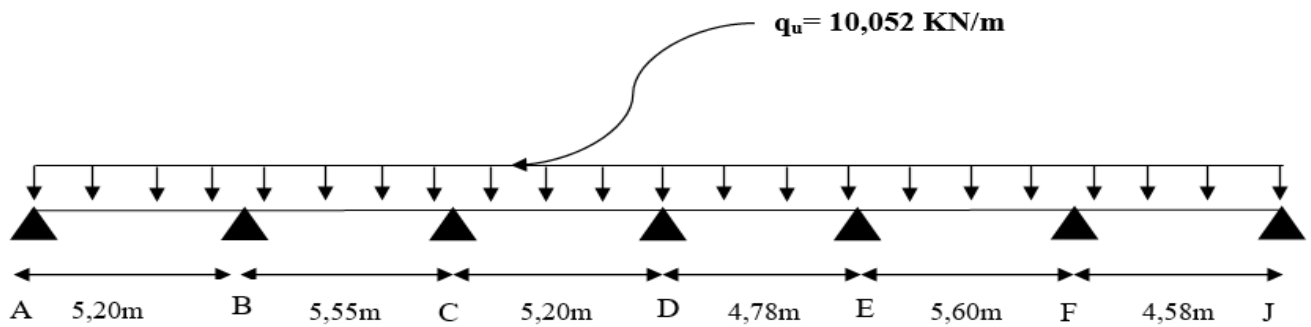


Figure III:8 : Coupe transversale de la poutrelle à 6 travées

#### 1- Calcul des coefficients :

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.25}{3.25+3.835} = 0.458 \quad \left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul :  $\alpha = 0,458$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.13$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.56 \qquad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0,66$$

#### 2- Calcul des Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10,052 \times (5,20)^2}{8} = 33,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10,052 \times (5,55)^2}{8} = 38,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10,052 \times (5,20)^2}{8} = 33,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_{04} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10,052 \times (4,78)^2}{8} = 28,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée EF : } M_{05} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10,052 \times (5,60)^2}{8} = 39,40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée FJ : } M_{06} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10,052 \times (4,58)^2}{8} = 26,35 \text{ KN.m}$$

#### 3- Moments aux appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_{0 \text{ max}}$$

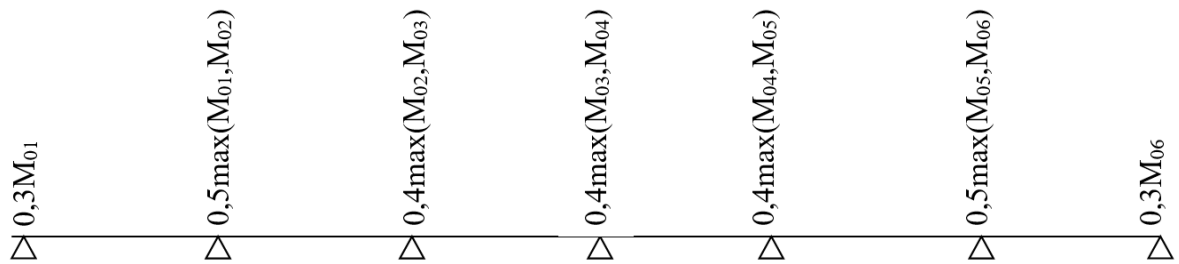


Tableau 15 : Résumés des moments aux appuis

Appuis	A	B	C	D	E	F	J
Coefficient forfaitaire	<b>0,3</b>	<b>0,5</b>	<b>0,4</b>	<b>0,4</b>	<b>0,4</b>	<b>0,5</b>	<b>0.3</b>
Moment aux appuis (KN.m)	<b>10,19</b>	<b>19,35</b>	<b>15,48</b>	<b>13,58</b>	<b>15,76</b>	<b>19,7</b>	<b>7.905</b>

**4- Calcul des moments en travée :**

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de  $M_0, (1+0.3\alpha), (1.2+0.3\alpha/2), (1+0.3\alpha/2)$  et des moments sur appuis ( $M_w$  et  $M_e$ ) dans les relations suivantes :

Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \max [( \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2 ) ; 1.2+0.3\alpha / 2 M_0] \dots$$

Dans une travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max [( \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2 ) ; 1+0.3\alpha / 2 M_0].$$

**Exemple de calcul :**

❖ **Travée AB :**

$$- M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max ( 1,05M_0 , (1+0,3\alpha) M_0 )$$

$$- M_{t \ 1-2} \geq - \frac{M_2 + M_1}{2} + \max ( 1,05M_{01-2} , (1+0,3\alpha) M_{01} )$$

$$- M_{t \ 1-2} \geq - \frac{19,35 + 10,19}{2} + \max ( 1,05 \times 33,97 ; (1+0,3\alpha) \times 33,97 )$$

$$- M_{t1-2} \geq \mathbf{23,61 \text{ KN.m}}$$

$$- M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

$$- M_{t \ 1-2} \geq \mathbf{22,42 \text{ KN.m}}$$

On prend le max entre les deux :

$$M_{t1-2} \geq \mathbf{23,61 \text{ KN.m}}$$

➤ Les moments à L'ELU pour toutes les travées son résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 16 : Les moments à L'ELU pour toutes les travées.**

Travées	AB	BC	CD	DE	EF	FJ
Moments (max) sur les travées (KN.m)	23,61	26,31	23,85	17,76	26,79	17,39

### 5- Calcul des efforts tranchants :

Calcul des efforts tranchants :

$$\text{Au niveau d'un appui « i » : } T(x) = \frac{q \times Li+1}{2} + \frac{Mi+1 - Mi}{Li+1}$$

$$\text{Au niveau d'un appui « i+1 » : } T(x) = - \frac{q \times Li+1}{2} + \frac{Mi+1 - Mi}{Li+1}$$

**Exemple de calcul :**

❖ **Travée de rive (AB) :**

$$T_A = qu \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = 10,052 \times \frac{5,20}{2} + \frac{19,35 - 10,19}{5,20} = 27,89 \text{ KN.}$$

$$T_B = - qu \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = -10,052 \times \frac{5,20}{2} + \frac{19,35 - 10,19}{5,20} = -24,37 \text{ KN.}$$

**Tableau 17 : Efforts tranchants à l'ELU**

Travées	Li	T <sub>i</sub> (x=0)	T <sub>i+1</sub> (x=Li)
A-B	5,20	27,89	-24,37
B-C	5,55	27,19	-28,59
C-D	5,20	25,76	-26,50
D-E	4,78	24,48	-23,56
E-F	5,60	28,84	-27,44
F-J	4,58	20,44	-25,59

6- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

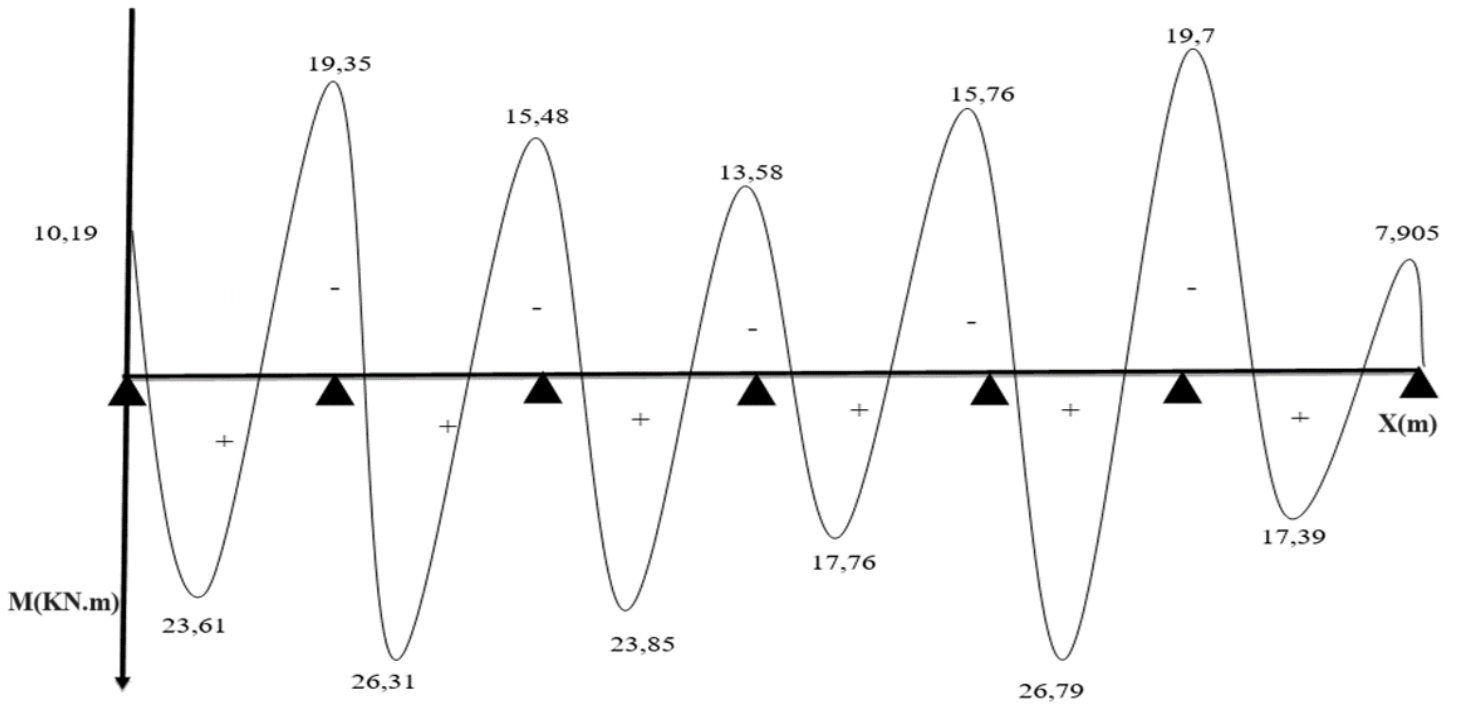


Figure III:9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

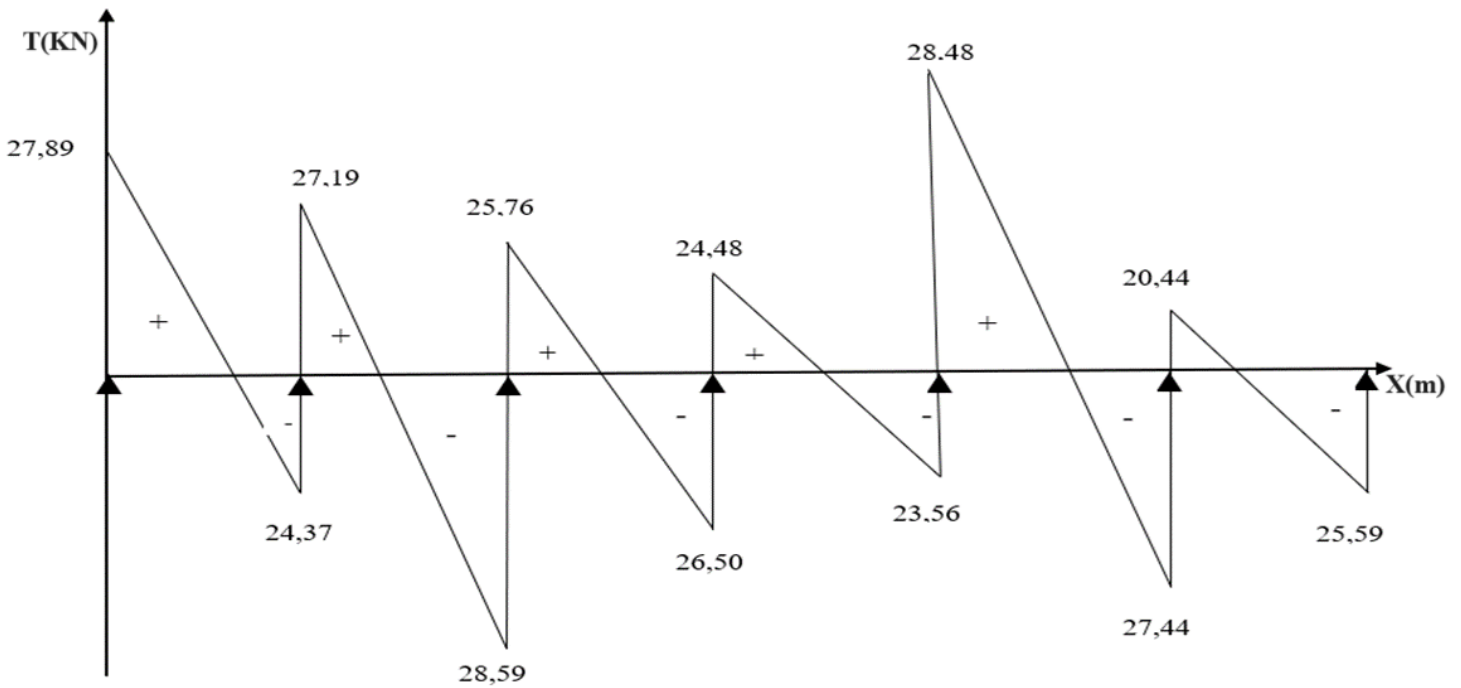


Figure III:10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

## b. Type 2 : 2 travées sur 3 appuis

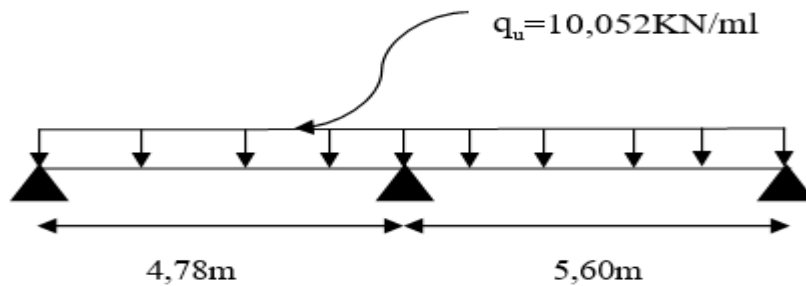


Figure III:11 : Coupe transversale de la poutrelle à 2 travées

## 1. Calcul des Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10,052 \times (4,78)^2}{8} = 28,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10,052 \times (5,60)^2}{8} = 39,40 \text{ KN.m}$$

## 2. Moments aux appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_{0 \text{ max}}$$

Tableau 10 : Résumés des moments aux appuis

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire	0,3	0,5	0,3
Moment aux appuis (KN.m)	8,61	19,7	11,82

## 3. Calcul des moments en travée :

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de  $M_0$ ,  $(1+0.3\alpha)$ ,  $(1.2+0.3\alpha/2)$ ,  $(1+0.3\alpha/2)$  et des moments sur appuis ( $M_w$  et  $M_e$ ) dans les relations suivantes :

Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \max [( \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2 ) ; 1.2+0.3\alpha / 2 M_0] \dots$$

Dans une travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max [( \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2 ) ; 1+0.3\alpha / 2 M_0].$$

**Exemple de calcul :**❖ **Travée AB :**

- $M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max(1,05M_0, (1+0,3\alpha) M_0)$
- $M_{t_{1-2}} \geq - \frac{M_2 + M_1}{2} + \max(1,05M_{01-2}, (1+0,3\alpha) M_{01})$
- **$M_{t_{1-2}} \geq 18,27 \text{ KN.m}$**
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$
- **$M_{t_{1-2}} \geq 18,94 \text{ KN.m}$**

On prend le max entre les deux :

$$M_{t_{1-2}} \geq 18,94 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments à L'ELU pour toutes les travées son résumés dans le tableau suivant :

*Tableau 11 : Les moments à L'ELU pour toutes les travées.*

Travées	AB	BC
Moments (max) sur les travées (KN.m)	18,94	28,76

**4. Calcul des efforts tranchants :**

Calcul des efforts tranchants :

$$\text{Au niveau d'un appui « i » : } T(x) = \frac{q \times Li+1}{2} + \frac{Mi+1 - Mi}{Li+1}$$

$$\text{Au niveau d'un appui « i+1 » : } T(x) = - \frac{q \times Li+1}{2} + \frac{Mi+1 - Mi}{Li+1}$$

**Exemple de calcul :**❖ **Travée de rive (AB) :**

$$T_A = qu \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = 10,052 \times \frac{4,78}{2} + \frac{19,7 - 8,61}{4,78} = 26,34 \text{ KN.}$$

$$T_B = - qu \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = -10,052 \times \frac{4,78}{2} + \frac{19,7 - 8,61}{4,78} = -21,70 \text{ KN.}$$

Tableau 12 : Efforts tranchants à l'ELU

Travées	$L_i$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
A-B	4,78	26,34	-21,70
B-C	5,60	26,73	-29,55

## c. Type 4 : une travée sur 2 appuis

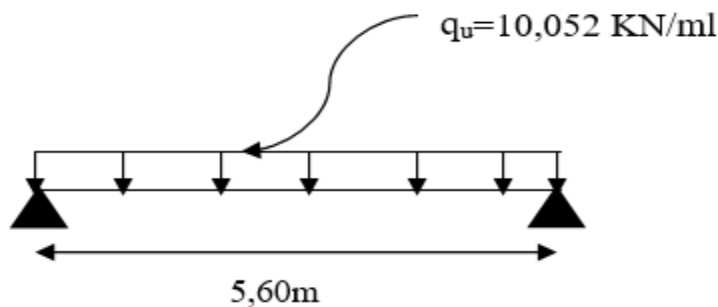


Figure III:12 : Coupe transversale de la poutrelle à une travée.

## 1. Calcul des Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$\text{Travée AB : } M_{02} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{10,052 \times (5,60)^2}{8} = 39,40 \text{ KN.m}$$

## 2. Moments aux appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_{0 \text{ max}}$$

Tableau 13 : Résumés des moments aux appuis

Appuis	A	B
Coefficient forfaitaire	0,3	0,3
Moment aux appuis (KN.m)	11,82	11,82

## 3. Calcul des moments en travée :

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de  $M_0$ ,  $(1+0.3\alpha)$ ,  $(1.2+0.3\alpha/2)$ ,  $(1+0.3\alpha/2)$  et des moments sur appuis ( $M_w$  et  $M_e$ ) dans les relations suivantes :

Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2 ; 1.2+0.3\alpha / 2 M_0] \dots$$

Dans une travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2 ; 1+0.3\alpha / 2 M_0].$$

• **Travée AB :**

- $M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max (1,05M_0, (1+0,3\alpha) M_0)$
- $M_{t_{1-2}} \geq - \frac{M_2 + M_1}{2} + \max (1,05M_{01-2}, (1+0,3\alpha) M_{01})$
- $M_{t_{1-2}} \geq - \frac{11,82 + 11,82}{2} + \max (1,05 \times 39,40 ; (1+0,3\alpha) \times 39,40)$
- **$M_{t_{1-2}} \geq 32,70 \text{ KN.m}$**
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$
- **$M_{t_{1-2}} \geq 26,00 \text{ KN.m}$**

On prend le max entre les deux :

$$M_{t_{1-2}} \geq 32,70 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments à L'ELU pour toutes les travées son résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 14 : Les moments à L'ELU pour toutes les travées.**

Travées	AB
Moments (max) sur les travées (KN.m)	32,70

**4. Calcul des efforts tranchants :**

Calcul des efforts tranchants :

$$\text{Au niveau d'un appui « i » : } T(x) = \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Au niveau d'un appui « i+1 » : } T(x) = - \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

❖ **Travée de rive (AB) :**

$$T_A = qu \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = 10,052 \times \frac{5,60}{2} + \frac{11,82 - 11,82}{5,60} = 28,14 \text{ KN.}$$

$$T_B = - qu \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = -10,052 \times \frac{5,60}{2} + \frac{11,82 - 11,82}{5,60} = -28,14 \text{ KN}$$

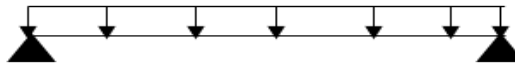
Tableau 15 : Efforts tranchants à l'ELU

Travées	$L_i$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=L_i)$
A-B	5,60	28,14	-28,14

### B. Plancher étage courant :

Les planchers de l'étage courant comportent **3 types** de poutrelles :

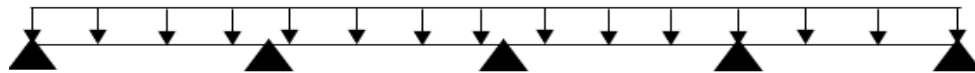
➤ **Type 01 :**



➤ **Type 02 :**



➤ **Type 03 :**



✓ Le calcul se fera pour le type 1 : une travée sur 2 appuis

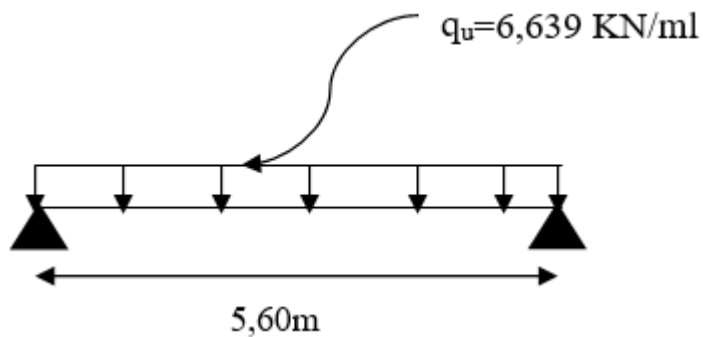


Figure III:13 : Coupe transversale de la poutrelle une seule travée.

#### 1. Calcul des Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{6,639 \times (5,60)^2}{8} = 26,02 \text{ KN.m}$$

## 2. Moments aux appuis :

$$M_{\text{appuis}} = \beta M_{0 \text{ max}}$$

**Tableau 13 : Résumés des moments aux appuis**

Appuis	A	B
Coefficient forfaitaire	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>
Moment aux appuis (KN.m)	<b>7,80</b>	<b>7,80</b>

## 3. Calcul des moments en travée :

Les moments en travées sont obtenus en remplaçant les valeurs de  $M_0$ ,  $(1+0.3\alpha)$ ,  $(1.2+0.3\alpha/2)$ ,  $(1+0.3\alpha/2)$  et des moments sur appuis ( $M_w$  et  $M_e$ ) dans les relations suivantes :

Dans une travée de rive :

$$M_t \geq \max [( \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2 ) ; 1.2+0.3\alpha / 2 M_0] \dots$$

Dans une travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max [( \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0] - M_w + M_e / 2 ) ; 1+0.3\alpha / 2 M_0].$$

### ❖ Travée AB :

- $M_t \geq - \frac{M_w + M_e}{2} + \max ( 1,05M_0 , (1+0,3\alpha) M_0 )$
- $M_{t_{1-2}} \geq - \frac{M_2 + M_1}{2} + \max ( 1,05M_{01-2} , (1+0,3\alpha) M_{01} )$
- $M_{t_{1-2}} \geq - \frac{7,80 + 7,80}{2} + \max ( 1,05 \times 26,02 ; (1+0,3\alpha) \times 26,02 )$
- **$M_{t_{1-2}} \geq 19,78 \text{ KN.m}$**
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$
- **$M_{t_{1-2}} \geq 16,39 \text{ KN.m}$**

On prend le max entre les deux :

$$M_{t_{1-2}} \geq 19,78 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments à L'ELU pour toutes les travées son résumés dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Les moments à L'ELU pour toutes les travées.

Travées	AB
Moments (max) sur les travées (KN.m)	19,78

**4. Calcul des efforts tranchants :**

Calcul des efforts tranchants :

Au niveau d'un appui « i » :  $T(x) = \frac{q \times Li+1}{2} + \frac{Mi+1-Mi}{Li+1}$

Au niveau d'un appui « i+1 » :  $T(x) = - \frac{q \times Li+1}{2} + \frac{Mi+1-Mi}{Li+1}$

❖ **Travée de rive (AB) :**

$T_A = qu \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = 6,639 \times \frac{5,60}{2} + \frac{7,80 - 7,80}{5,60} = 18,58 \text{ KN.}$

$T_B = - qu \frac{LAB}{2} + \frac{M_B - M_A}{LAB} = -6,639 \times \frac{5,60}{2} + \frac{7,80 - 7,80}{5,60} = - 18,58 \text{ KN.}$

Tableau 15 : Efforts tranchants à l'ELU

Travées	Li	T <sub>i</sub> (x=0)	T <sub>i+1</sub> (x=Li)
A-B	5,60	18,58	-18,58

➤ **Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :**

• **Plancher RDC :**

$M_t^{\max} = 32,70 \text{ KN.m}$

$M_a^{\max} = 11,82 \text{ KN.m}$

$V_u^{\max} = 28,14 \text{ KN}$

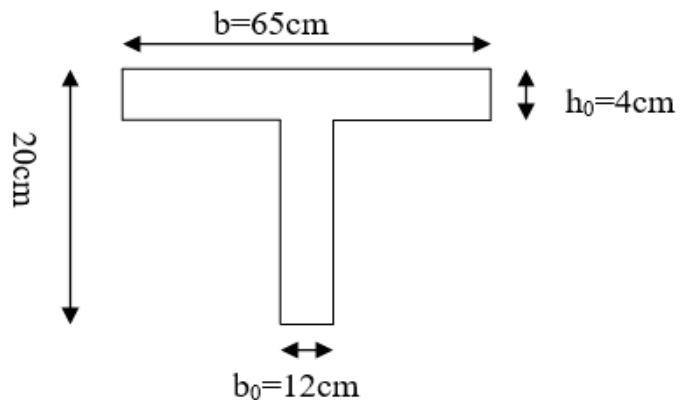


Figure III:14 : Section de la poutre en T.

**a) Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 32,70 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (b x h)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{32,70 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.109 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,109 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{32,70 \times 10^3}{0.956 \times 18 \times 348} = 5,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,46 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{2HA16+1HA14 = 5,56 \text{ cm}^2}$$

**b) Armatures aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) :

$$M_a^{\max} = 11,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{11,82 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,214 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,214 \rightarrow \beta = 0.878$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{11,82 \times 10^3}{0.878 \times 18 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,14 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2}$$

**c) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min \left( \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 14 \right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

On adopte :  $2 \phi 8 \rightarrow A_t = 1.01 \text{cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$

• **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2\text{cm}$$

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

• **Plancher étage courant :**

$$M_t^{\max} = 17,78 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 7,80 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 18,58 \text{ KN}$$

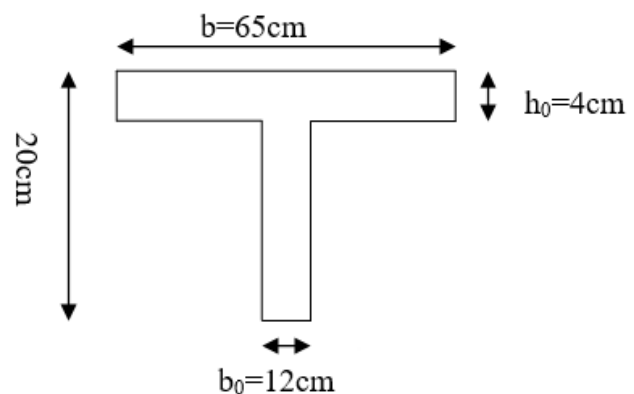


Figure III:15 : Section de la poutre en T.

a) **Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 17,78 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{17,78 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.059 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,059 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{17,78 \times 10^3}{0.970 \times 18 \times 348} = 2,52 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,92 \text{ cm}^2$  on adopte : **2HA10+1HA14 = 2,54 cm<sup>2</sup>**

**b) Armatures aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) :

$$M_a^{\max} = 7,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7,80 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,141 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,141 \rightarrow \beta = 0.924$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7,80 \times 10^3}{0.924 \times 18 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,34 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2}$$

**c) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 14\right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } 2 \phi 8 \rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$

- Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

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

- **Tableau récapitulatif :**

*Tableau 18 : Tableau récapitulatif.*

Plancher	Section d'armature		Espacement
RDC	En travée	2HA16+1HA14	15cm
	Au appuis	2HA12	
Étage courant	En travée	2HA10+1HA14	15cm
	Au appuis	2HA10	

**III.2.3.7. Vérification à l'ELU :****III.2.3.7.1. Vérification au cisaillement :****• Plancher RDC :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{« Fissuration peu nuisible »}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{28,14 \times 10^3}{120 \times 180} = 1,302\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,302\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.3.7.2. Condition de non fragilité :****• Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

**• En travée :**

$$A_{\min} = 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1,41\text{cm}^2$$

**• En travée :**

$$A_t = 5,56\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,41\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**• Aux appuis :**

$$A_a = 2,26\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.3.7.3. Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{28,14 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 3.14 \times 10} = 2.765\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.765\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.3.7.4. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 194.4\text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 149.4\text{KN}$$

- **Appuis de rive :**

$$V_{\text{umax}}=28,14 \text{ KN} < 149.4\text{KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\text{umax}} = 28,14 \text{ KN} < 149.4 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III.2.3.7.5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\text{max}})$

- **Appuis de rive : (BAEL modifié 99, article.5.1.312) :**

$$A_a = 3,08 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times 28,14$$

$$A_a = 3,08 \geq 0,81\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :( BAEL modifié 99, article.5.1.321)**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0.9V_u d$ , on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :  $V_u + M_u / 0.9d$ .

D'où :

$$0.9.V_u. d = 0.9 \times 28,14 \times 0.18 = 4,55 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 11,82 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } 0.9V_u. d = 4.55 \text{ kN.m} < M_u = 11, 82\text{kN.m} \quad \dots\dots\dots \text{ Condition est vérifiée.}$$

### III.2.3.7.6. Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi.$$

- **Plancher étage courant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \ll \text{Fissuration peu nuisible} \gg$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 d} = \frac{18,58 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,86\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,86\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.3.7.7. Condition de non fragilité :**

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1,41 \text{cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 2,54 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 1,57 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.3.7.8. Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{18,58 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 3.14 \times 10} = 1.826 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.826 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.3.7.9. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 194.4 \text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 149.4 \text{KN}$$

- **Appuis de rive :**

$$V_{u\max} = 18,58 \text{ KN} < 149.4 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$V_{u\max} = 18,58 \text{ KN} < 149.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.3.7.10. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max})$

- **Appuis de rive : (BAEL modifié 99, article.5.1.312)**

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times 18,58$$

$$A_a = 3,08 \geq 0,53 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :( BAEL modifié 99, article.5.1.321)**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0.9V_u d$ , on doit prolonger au-delà du bord d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :  $V_u + M_u / 0.9d$  ».

D'où :

$$0.9.V_u. d = 0.9 \times 18,58 \times 0.18 = 3,01 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 11,82 \text{ kN.m}$$

Donc :  $0.9V_u. d = 3.01 \text{ kN.m} < M_u = 11,82 \text{ kN.m}$  ..... **Condition est vérifiée.**

### III.2.3.7.11. Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi.$$

### III.2.3.8. Vérifications à L'ELS :

- **Plancher RDC :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$ .

$$q_s = G+Q = 7,085 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 10,052 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{7,085}{10,052} = 0,704.$$

➤ **Moments fléchissant :**

$$\text{Sur appuis : } M_{ser}^a = 11,82 \times 0,704 = 8,321 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_{ser}^t = 32,70 \times 0,704 = 23,02 \text{ KN.m}$$

#### III.2.3.8.1. Etat limite de la compression du béton :

- **En travée :**

$$M_t^{\max} = 23,02 \text{ KN.m}$$

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 5,56}{18 \times 12} = 2.57$$

$$\rho_1 = 2.57 \rightarrow \beta_1 = 0.809 \rightarrow K = 0,043$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{23,02 \times 10^3}{0.809 \times 18 \times 5,56} = 284,32 \text{MPa} < \overline{\sigma} = 348 \text{MPa}$$

○ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 284,32 \times 0,043 = 12,22 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

• **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 11,82 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{18 \times 12} = 1,42$$

$$\rho_1 = 1,42 \rightarrow \beta_1 = 0,842 \rightarrow K = 0,049$$

○ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{11,82 \times 10^3}{0.842 \times 18 \times 3,08} = 253,21 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

○ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.049 \times 253,21 = 12,4 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

**Conclusion :** La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

### III.2.3.9. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

### III.2.3.10. Etat limite de déformation : (BAEL91. A .B.6.8.424)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_c}$$

**Avec :**

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M<sub>t</sub> : moment maximum de flexion.

b<sub>0</sub> : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{24}{560} = 0,045 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,045 > \frac{23,02}{10 \times 28,85} = 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,08}{18 \times 12} = 0,0104 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

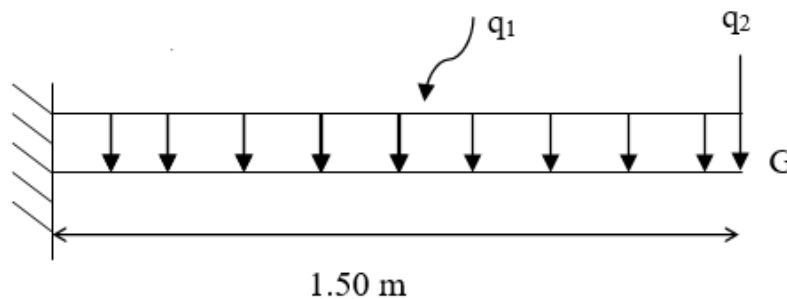
**III.3. Calcul des dalles pleines :**

**Calcul des balcons :**

**III.3.1. Introduction :**

Le balcon est assimilé à une console encastree à une extrémité et libre à l'autre, réalisé en dalle pleine et coulee sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :



*Figure III:16 : Schéma statique du balcon*

G : charge permanente uniformément répartit due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

P : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### III.3.2. Dimensionnement de la console :

- Largeur  $L = 1,50$  m
- Épaisseur  $e = 20$  cm (voir chapitre II).
- Un garde de corps de hauteur  $h = 1$  m en brique pleine de 10 cm d'épaisseur.

#### III.3.2.1. Détermination des charges et surcharge de la console :

Nous considérons une bande d'1 m de largeur

- **Charge permanente :**  $G_1 = 6,58 \text{ KN/m}^2$  (déterminé dans le chapitre II)
- **Charge d'exploitation :**  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$  (d'après DTR)
- **Charge permanente de garde-corps :**  $G_2 = 1,78 \text{ KN/m}^2$

##### a) Combinaison de charges :

- **La dalle :**

$$q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 6,58 + 1.5 \times 3.5) \times 1$$

$$q_{u1} = 14,13 \text{ KN/ml}$$

- **Le garde-corps :**

$$q_{u2} = (1.35 \times G_2) \times 1 = (1.35 \times 1,78) \times 1$$

$$q_{u2} = 2,40 \text{ KN/ml}$$

##### b) Calcul des efforts internes :

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

- ❖ **Calcul des moments dans la section l'encastrement :**

$$M_U = q_{u1} \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{14,13 \times (1,50)^2}{2} + 2,40 \times 1,50 \Rightarrow M_U = 19,49 \text{ KN.m.}$$

- ❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 14,13 \times 1,50 + 2,40 \Rightarrow T_u = 23,59 \text{ KN}$$

### III.3.3. Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. La section de la console est comme suit :

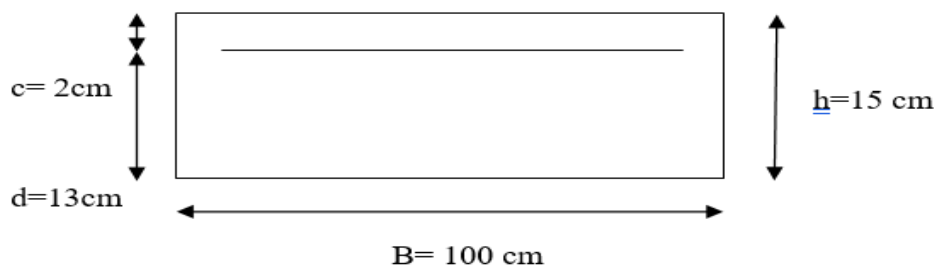


Figure III:17 : Schéma statique de la console

➤ **Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19,49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.081 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (**Asc=0**)

$$\mu = 0.081 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19,49 \times 10^3}{0.958 \times 13 \times 348} = 4,49 \text{ cm}^2$$

Soit : **As= 4HA12 = 4,52cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20cm**.

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : **As=2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20 cm**.

### III.3.3.1. Vérifications à l'ELU :

➤ **Conditions de non fragilité (BAEL91modifié 99 /Art A.4.2.1) :**

On doit vérifier que **A > A<sub>min</sub>**

**Avec :**

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition d'adhérence (/BAEL91modifié 99/Art A.6.13)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 10 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{23590}{0.9 \times 130 \times 157} = 1,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL91modifié 99/A.5.1,2) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

**Avec :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{23,59 \times 1000}{1000 \times 13} = 1,81 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'espacement des barres (BAEL91 modifié99/Art A.8.2,42) :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• **Armatures principales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures secondaires :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/art 5.1.221) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

$$l_s = 35\phi$$

- Pour les HA 12 :  $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm.}$

$l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4l_s$ .

- Pour les HA 12 :  $L_c = 0,4 \times 42 = 16.8 \text{ cm.}$

**Finalement : La longueur  $L_c = 18 \text{ cm.}$**

### III.3.3.2. Calcul à L'ELS :

a) **Combinaison de charges :**

➤ **La dalle :**

$$q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1 = (6,58 + 3.5) \times 1$$

$$q_{s1} = 10,08 \text{ KN/ml}$$

➤ **Le garde-corps :**

$$q_{s2} = G_2 \times 1 = 1,78 \text{ KN/ml}$$

b) **Calcul des efforts internes :**

❖ **Calcul des moments de l'encastrement**

$$M_U = q_{s1} \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times 1 = \frac{10,08 \times (1,50)^2}{2} + 1,78 \times 1,50 \Rightarrow M_s = 14,01 \text{ KN.m.}$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = q_{s1} \times l + q_{s2} = 10,08 \times 1.35 + 1,78 \Rightarrow T_s = 15,39 \text{ KN.}$$

**III.3.3.3. Vérification à l'ELS :****➤ Contrainte de compression dans l'acier et le béton :**

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

**➤ La contrainte dans les aciers  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  (BAEL91 modifié 99 /A.4.5.32) :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{ij}) = \min(0.5 \times 400 ; 110\sqrt{1.6} \times 2.1) = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{14010}{0,966 \times 13 \times 4,52} = 197,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 197,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**➤ Etat limite de compression de béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0.313 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.913 \\ K_1 = 42,47 \end{cases} \quad k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{42,47} = 0.023$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.023 \times 197,45 = 4,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**III.3.3.4. Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \qquad \frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_u} \qquad \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5}, \quad \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{22,5} = 0.044 \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_u}, \quad \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{14,01}{10(19,49)} = 0.07 \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13} = 0.003 \leq \frac{3,6}{400} = 0.009 \qquad \text{Condition vérifiée.}$$

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

**Conclusion :**

La console sera ferrillée comme suit :

- **Armatures principales :** 4HA12 (St= 20 cm).
- **Armatures de répartition :** 2HA12 (St= 25 cm).

### III.4. La poutre de chaînage

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

#### III.4.1. Pré dimensionnement :

##### III.4.1.1. Calcul des sollicitations :

###### a) Les charges permanentes :

- Poids propre :  $P_p = 25 \times 0,35 \times 0,30 \rightarrow P_p = 2,62 \text{ KN/ml}$ .
- Poids des murs : ( $G = 2,36 \text{ KN/m}^2$  pour le mur en double cloison)
- Pour les étages à  $h = 4,08$  :  $P_m = 2,36 \times (4,08 - 0,35) \rightarrow P_m = 8,80 \text{ KN/ml}$ .
- Pour les étages à  $h = 3,06$  :  $P_m = 2,36 \times (3,06 - 0,35) \rightarrow P_m = 6,39 \text{ KN/ml}$ .
- Le poids du plancher : ( $G = 5,90 \text{ KN/m}^2$ ).

$$\frac{5,90}{2} \times 0,65 = 1,91 \text{ KN/ml}$$

Nous tenons en compte alors le cas le plus défavorable, soit :

$$G = 2,62 + 8,80 + 1,91 = 13,33 \text{ KN/ml}$$

###### b) Les surcharges d'exploitation :

- Sous-sol :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 2,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,812 \text{ KN/ml}$ .
- Entre sol et RDC :  $Q = 5,0 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 5,0 \times \frac{0,65}{2} = 1,625 \text{ KN/ml}$ .
- Mezzanine :  $Q = 4,0 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 4,0 \times \frac{0,65}{2} = 1,3 \text{ KN/ml}$ .
- Étages courants et plancher terrasse :  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ KN/ml}$ .

Nous tenons en compte alors le cas le plus défavorable, soit :  $Q = 1,8 \text{ KN/ml}$ .

###### c) Les combinaisons de charges :

$$\text{- ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = (1,35 \times 13,33) + (1,5 \times 1,8)$$

$$q_u = 20,69 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_s = G + Q \rightarrow q_s = 13,33 + 1,8$$

$$q_s = 15,13 \text{ KN/ml}$$

#### III.4.2. Le ferrailage de la poutre :

##### III.4.2.1. A l'ELU :

$$\text{Réaction d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = 57,93 \text{ KN}$$

Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = 81,10 \text{ KN.m}$

- Moment corrigé : **En travée** :  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 81,10 = 68,93 \text{ KN.m}$   
**Aux appuis** :  $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 81,10 = -24,33 \text{ KN.m}$

### III.4.2.2. Diagramme des efforts interne :

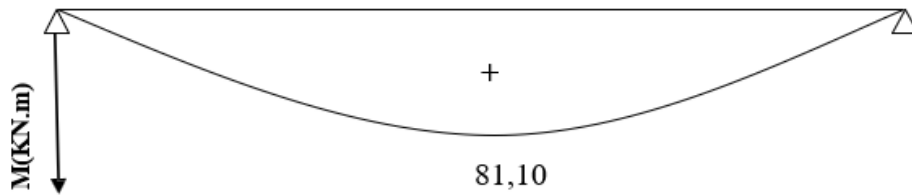


Figure III:18 : Diagramme de moment isostatique à l'ELU.

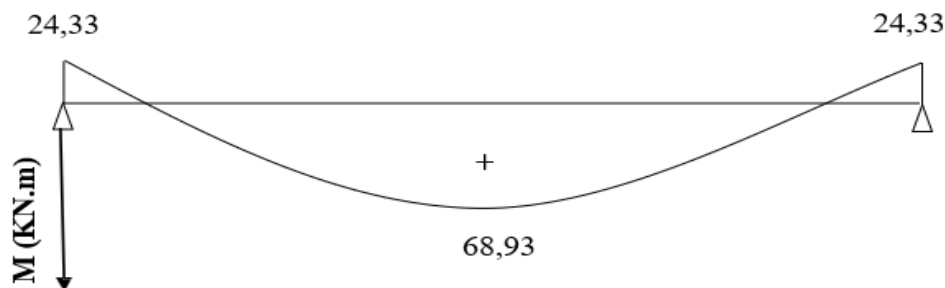


Figure III:19 : Diagramme des moments corrigé à l'ELU.

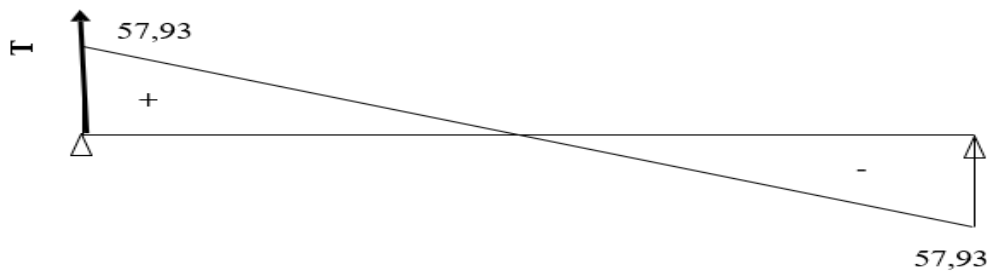
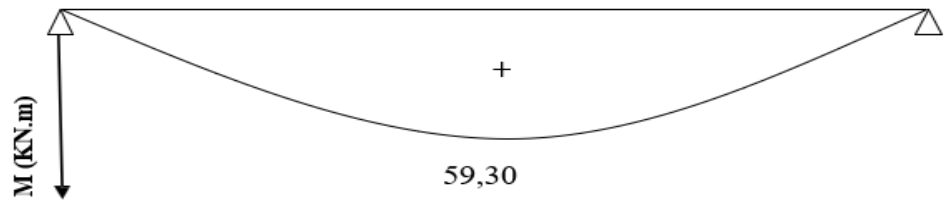


Figure III:20 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

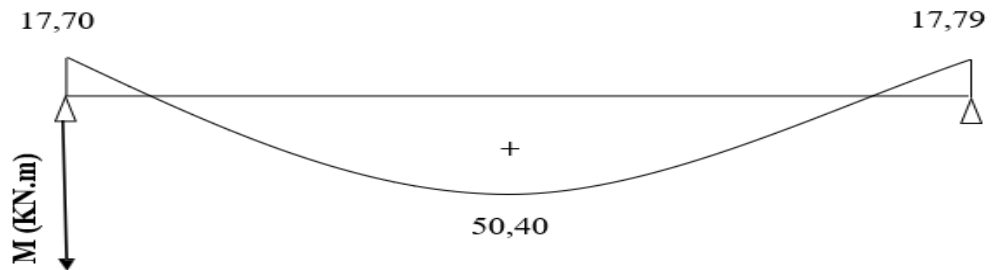
### III.4.2.3. A l'ELS :

- Réaction d'appuis :  $R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = 42,36 \text{ KN}$
- Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = 59,30 \text{ KN.m}$
- Moment corrigé : **En travée** :  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 59,30 = 50,40 \text{ KN.m}$   
**Aux appuis** :  $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 59,30 = -17,79 \text{ KN.m}$

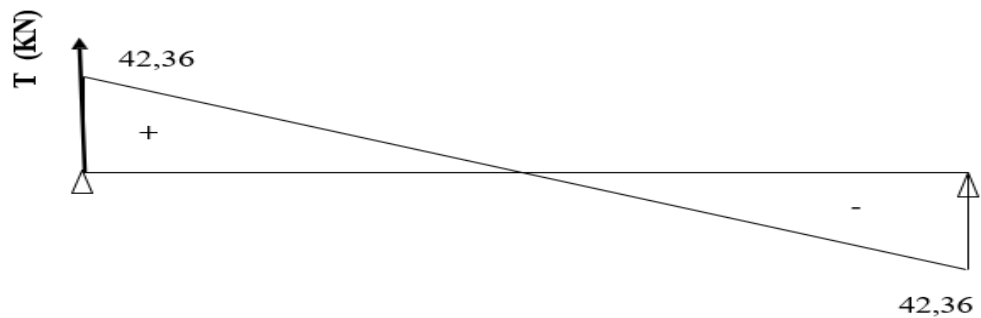
**III.4.2.4. Diagramme des efforts interne :**



*Figure III:21 : Diagramme de moment isostatique à l'ELS*



*Figure III:22 : Diagramme des moments corrigé à l'ELS.*



*Figure III:23 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS*

**III.4.2.5. Calcul a l'ELU :**

En travée					
	$\mu_{bu}$	$\beta$	A calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	A min (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> / ml)
68,93	0,178	0,1274	3,37	0,98	3HA12=3,39
Aux appui					
-24,33	0,062	0,968	2,18	0,98	3HA12=3,39

**III.4.2.6. Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**
- En travées :  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

- **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{u \max} = 57,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{57,93 \times 10^1}{25 \times 33} = 0,70 \text{ MPa}$$

- ✓ **Fissuration est peu préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 6 \times 3,14 \times 1,0 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57,93}{0,9 \times 33 \times 18,84} = 0,103 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,103 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armature transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right) \longrightarrow \Phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi_t = 8 \text{ mm} \longrightarrow$  On opte pour un cadre et étrier en **HA8**.

- **Espacement des armatures transversales :**

$$\text{- Zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{35}{4}; 12\Phi_1; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{- Zone courante : } S_t \leq \min \left( \frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm} \right)$$

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

**III.4.2.7. Vérification à l'ELS :****✓ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :  $A_t = 3,39\text{cm}^2$**

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 33} = 0,410$$

$$\rho = 0,410 \Rightarrow \beta_1 = 0,902 \Rightarrow \alpha_1 = 0,294 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,294 \Rightarrow K = 0,027$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{50,40 \times 10^3}{3,39 \times 0,902 \times 33} = 499,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,027 \times 499,47 = 13,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :  $A_a = 3,39\text{cm}^2$**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{100 \times 33} = 0,10$$

$$\rho = 0,10 \Rightarrow \beta_1 = 0,982 \Rightarrow \alpha_1 = 0,054 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,054 \Rightarrow K = 0,038$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{17,79 \times 10^3}{3,39 \times 0,982 \times 33} = 161,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,038 \times 161,93 = 6,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**✓ Vérification de la flèche :**

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

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{5,60} = 0,0625 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,35}{5,60} = 0,0625 > \frac{50,40}{10 \times 59,30} = 0,084 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{100 \times 33} = 0,0012 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

La poutre de chaînage est ferrillée comme suit :

- En travée : **At = 3HA12**
- Aux appuis : **Aa = 3HA12**

**III.5. Dalle de la salle machine :****III.5.1. Définition :**

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice), composée de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- Treuil de levage de la poulie.
- Le contre poids.

**III.5.2. Calcul de l'ascenseur :**

D'après la norme française **NF-P82-209 [07]** qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

La surface de sa cabine est ( $1.53 \times 1.57 = 2.40 \text{m}^2$ ) ; la charge totale que le système de levage transmet est estimé à 9 tonnes ( $p = 90 \text{ KN}$ ).

La surcharge d'exploitation  $Q$  est prise égale à **1 KN/m<sup>2</sup>**

**1. Résistance au feu :**

Pour deux heures (120 mn) d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **12 cm (NF EN 1992 1-2) [06]**

**2. Isolation acoustique**

Il n'y a aucune orientation définissant les exigences acoustiques directement applicables pour les dalles pleines dans le document technique réglementaire (**DTR C 3.1.1 [08]**) en vigueur en Algérie. Nous allons alors appliquer **la loi de masse (DTR C 3.1.1 [08]) / Article II-6, page 23**), où l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse de la dalle. En se référant à l'annexe **III du (DTR C 3.1.1[08])** la protection contre le bruit est assurée par un élément en béton ayant une masse surfacique égale  $350 \text{ Kg/m}^2$  tel que l'épaisseur de l'élément est égale à 14 cm.

$$M_p = \rho \text{ béton} \times e_p \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow e_p \geq 14 \text{ cm}$$

### 3. Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{153}{30} = 5,1 \text{ cm}$$

L'épaisseur  $h_0$  doit être au moins égale à 12cm (RPA version 2003), soit  $h_0 = 15\text{cm}$ .

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de « PIGEAUD », qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

**Avec :**

$h_0$  : épaisseur de la dalle (15cm)

$e$  : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2e + h_d = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_d = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

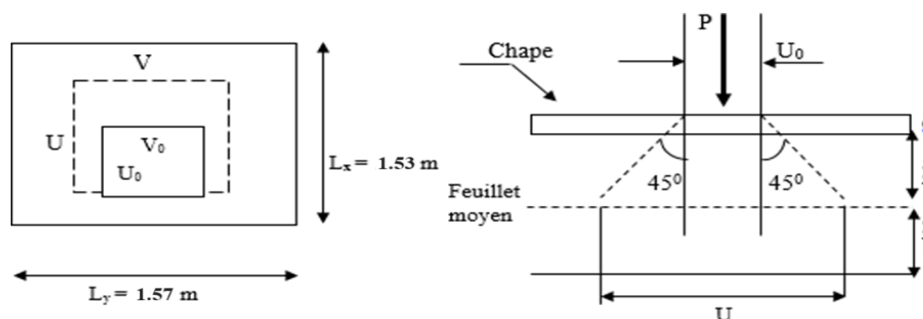


Figure III:24 : Schéma représentant la surface d'impact.

### III.5.3. Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage :

#### III.5.3.1. Les moments dus au système de $M_{x1}$ et $M_{y1}$ :

$$M_{x1} = q (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + v \cdot M_1)$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.53}{1.57} = 0.97 < 1 \Rightarrow \text{Le panneau porte dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{153} = 0.68$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{157} = 0.66$$

D'ou :  $M_1 = 0.064$  et  $M_2 = 0.064$  (tableau de PIGEAUD)

**III.5.4. Calcul a l'ELU :**

$$v = 0$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 1.35 (90) + 1.5 \times 1 = 123 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 123 \times 0.064 = 7.87 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 123 \times 0.064 = 7.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.5.4.1. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :**

$$\text{On a : } \rho = 0.97 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 22 \times 0.05) + 1.5 \times 1 = 7.06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \iff M_0^x = 0.0393 \times 7.06 \times (1.53)^2 = 0.64$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \iff M_0^y = 0.934 \times 0.64 = 0.59$$

**III.5.4.2. Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_0^x = \mathbf{8.51 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_0^y = \mathbf{8.46 \text{ KN.m}}$$

**III.5.4.3. Calcul des moments réels :**

- **En travée :** sens  $x-x'$  :  $M_t^x = 0.85x M_x = 7.23 \text{ KN.m}$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85x M_y = 7.19 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :** sens  $x-x'$  :  $M_a^x = -0.3x M_x = -2.55 \text{ KN.m}$

$$\text{Sens } y-y' : M_a^y = -0.3x M_y = -2.53 \text{ KN.m}$$

**III.5.5. Ferrailage a l'ELU :**

Détermination de la section d'armature :

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple à L'ELU. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :  $b=100\text{cm}$

**III.5.5.1.1. Dans le sens de la petite portée :  $x-x'$** 

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2.f_{bu}} = \frac{7.23 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.03 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.03 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.23 \times 10^3}{0.985 \times 12 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>** avec  $S_t = 25\text{cm}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.012 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.55 \times 10^3}{0.994 \times 12 \times 348} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>** avec  $S_t = 15\text{cm}$

### III.5.6. Vérification à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité (Art B.7, 4/BAEL91) :

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} > A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

**Avec :**

$\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0.0008$  pour les HA, FeE400 et FeE500)

- $A_{min}$ : section minimale d'armature.
- $b \times h$  : Section totale du béton
- $\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0.97$

- **En travée :**

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left( \frac{3 - 0.97}{2} \right) = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

- **En appuis :**

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left( \frac{3 - 0.97}{2} \right) = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.21 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

- **Espacement des barres :**

- ✓ **Armatures supérieures :**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm

$$- \text{ Aux appuis : } e = 25\text{cm} \left. \vphantom{e} \right\} < \min \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :  $e = 15\text{cm}$

✓ **Armatures inférieures :**

- Aux appuis :  $e = 25\text{cm}$  }  
 - En travées :  $e = 15\text{cm}$  }  $< \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$  **Condition vérifiée.**

Condition vérifiée dans les deux sens.

• **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a  $U = V$  Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{90}{2 \times 1.05 + 1.05} \Rightarrow V_u = 28.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1.05} \Rightarrow V_u = 28.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.238 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{3.25 ; 5\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Diamètre minimal des barres :**

On doit vérifier que :  $\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10}$

$$\emptyset_{max} = 12 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : la charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$  : périmètre du contour  $\Rightarrow \mu_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$

$h$  : épaisseur de la dalle

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 (90) = 121.5 \text{ KN/ml} < 472.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.5.7. Calcul a l'ELS :**

$$v = 2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 90 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 90(0.064 + 0.2 \times 0.064) = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 6.91 \text{ KN.m}$$

**III.5.7.1. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :**

$$\text{On a: } \rho = 0.97 \Rightarrow \mu_x = 0.0467 ; \mu_y = 0.954 ; l_x = 1.53 \text{ m} ; l_y = 1.53 \text{ m}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0.15) + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

D'ou :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.48 \text{ KN.m}$$

**III.5.7.2. Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.39 \text{ KN.m}$$

**III.5.7.3. Calcul des moments réels :**

- **En travée :** sens x-x' :  $M_t^x = 0.85x M_x = 6.30 \text{ KN.m}$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85x M_y = 6.28 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :** sens x-x' :  $M_a^x = -0.3x M_x = -2.22 \text{ KN.m}$

$$\text{Sens y-y' : } M_a^y = -0.3x M_y = -2.21 \text{ KN.m}$$

**III.5.7.4. Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens x-x' :**

- **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7.23}{6.30} = 1.147$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \alpha = 0.252$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.147 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.323 > \alpha = 0.252 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2.55}{2.22} = 1.148$$

$$\mu_{bu} = 0.01 \rightarrow \alpha = 0.015$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.148-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.324 > \alpha = 0.015 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y' :**

• **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7.23}{6.28} = 1.147$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.252$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.147-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.323 > \alpha = 0.252 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2.55}{2.22} = 1.148$$

$$\mu_{bu} = 0.01 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.015$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.148-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.324 > \alpha = 0.015 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.5.7.5. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**Conclusion :**

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant

Zone	Sense	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)		St(cm)
En appuis	x-x	2.26	2HA12	15
	y-y	2.26	2HA12	15
En travée	x-x	2.26	2HA12	25
	y-y	2.26	2HA12	25

### III.6. Calcul des escaliers :

#### III.6.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple. Les escaliers sont munis d'un garde-corps.

#### III.6.2. Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche :**

C'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit :  $m = n - 1$ .

- **Contre marche :**

C'est la partie verticale entre deux marches ; l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

**n**: nombre de contre marches donné par :  $n = H/h$

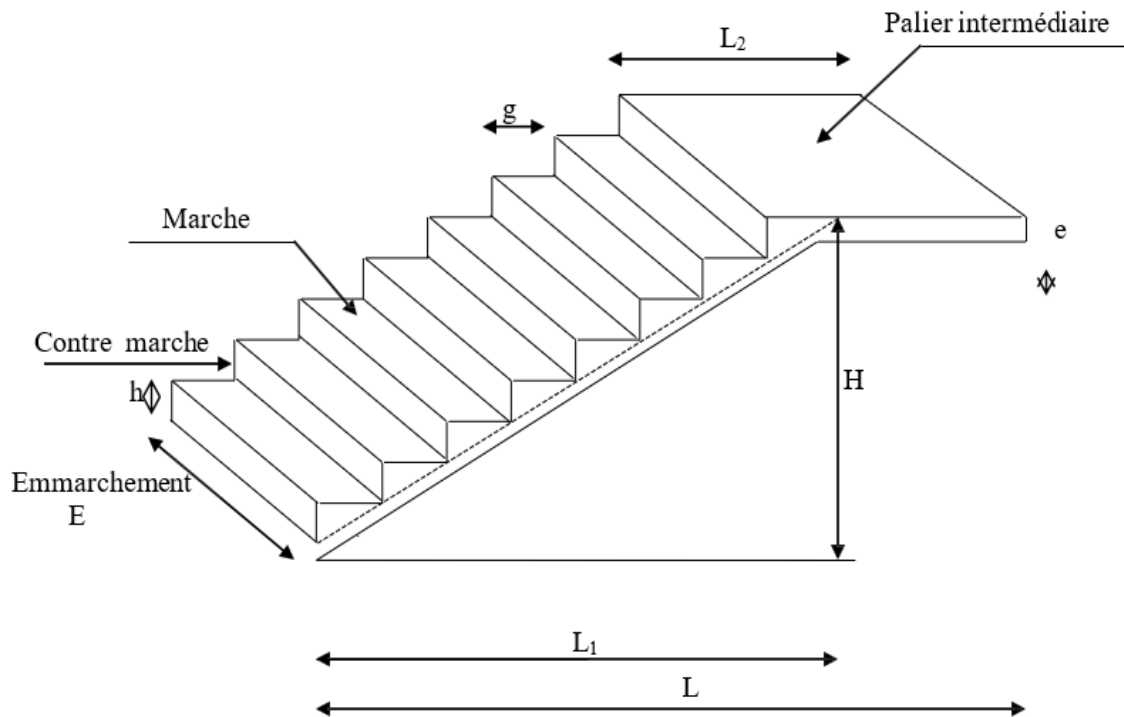
Avec :

**H** : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

- **Hauteur de la contre Marche «h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives. Le plus courant h varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).
- **Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;  $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$ .
- **La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier** : est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être :  $L \geq 120 \text{ cm}$  ou  $L \geq 3g$

- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une Personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches, est appelé raideur de l'escalier.



Dans notre projet, on distingue deux types d'escaliers :

- ✓ Escalier droit à 2 volées pour les niveaux RDC, mezzanine.
- ✓ Escalier droit à 4 volées pour le niveau premier étage

### III.6.3. Dimensionnement :

#### A. Type 01 : étude d'escalier droit à 2 volées

La réalisation d'un escalier, nécessite de faire quelques calculs précis avant de se lancer dans la construction. Pour cela on utilise généralement la loi de **BLONDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (**n**).
- La hauteur de la marche (**h**), le giron(**g**).
- L'épaisseur de la paillasse (**e**).

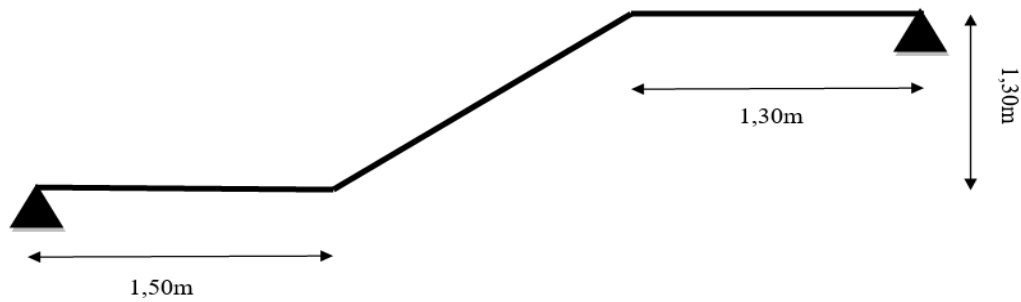


Figure III:25 : Schéma statique d'escalier

**Remarque :**

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :  **$h=17\text{cm}$** .

**A) Nombre de contre marches  $n$  :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{136}{17} = 8 \implies 8 \text{ contre marches}$$

**B) Nombre de marche  $m$  :**

$$m = n - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ marches}$$

**C) Le giron  $g$  :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30\text{cm}$$

**III.6.3.1. Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée donc l'escalier est Confortable.}$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier, sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (8-1) = 210 \text{ cm}$$

**C) Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse (**ep**) est donnée par la relation :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

**D) Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{136}{210} = 0,647 \implies \alpha = 32,90^\circ$$

$$L_0 = \frac{210}{\cos\alpha} = 250,11 \text{ cm}$$

$$L' = L_1 + L_2 + L_0$$

$$L' = 5,3\text{m}$$

**E) Epaisseur de la paillasse :**

$$\Rightarrow \frac{5,3}{30} \leq e_p \leq \frac{5,3}{20}$$

$$0,17 \text{ m} \leq e_p \leq 0,26\text{m} \quad \text{on opte pour : } e_p = \mathbf{20\text{cm}}$$

**III.6.4. Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

**III.6.4.1. Charges permanentes et surcharges :****III.6.4.1.1. Charges permanentes :****➤ Paillasse :**

$$\text{Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0,20}{\cos(32,90)} = 5,95 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poids de la marche : } 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1\text{m.} = 2,12 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{paillasse}} = 8,07 \text{ kN/ml}$$

Poids des revêtements :

• Carrelage : 0,02x20x1m	= 0.40 kN/ml
• Mortier : 0,02x20x1m	= 0.40 kN/ml
• Poids du garde du corps +enduit	=1.3 kN/ml
• Couche de sable : 19x0.02x1m	=0.38 kN/ml
<b>Total Gps</b>	<b>=10,52 kN/ml</b>

**➤ Palier :**

$$\text{Poids propre du palier : } 25 \times 0,20 \times 1\text{m} = 5,00 \text{ KN/ml}$$

Poids des revêtements :

• Carrelage : 0,02x20x1m	= 0.40 kN/ml
• Mortier : 0,02x20x1m	= 0.40 kN/ml
• Couche de sable : 19x.0, 02x1m	=0.38 kN/ml
• Enduit : 20x0.02x1m	=0.40 kN/ml

$$\text{Total Gpl} = 6,58 \text{ kN/ml}$$

**III.6.4.1.2. Charge d'exploitation :**

La charge d'exploitation des escaliers est définie a partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier :  $Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

**III.6.4.1.3. Combinaison des charges****○ Etat limite ultime : ELU**

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,52 + 1,5 \times 2,5 = 17,95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,58 + 1,5 \times 2,5 = 12,63 \text{ KN/ml}$$

○ **Etat limite de service : ELS**

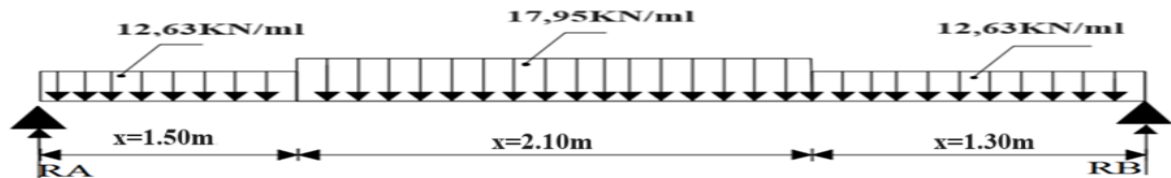
$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 10,52 + 2,5 = 13,02 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 6,58 + 2,5 = 9,08 \text{ KN/ml}$$

**III.6.4.1.4. Efforts internes :**

**III.6.4.1.5. Etat limite ultime :**

● **Calcul des réactions d'appuis :**



$$\Sigma F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 76,78 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/a = 0$$

$$R_B = (q_{u2} * \frac{l_2^2}{2} + q_{u1} * (\frac{l_2^2}{2} + l_1)) + q_{u2} * (\frac{l_3^2}{2} + l_2 + l_1)$$

$$R_B = 38,62 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/b = 0$$

$$R_A = (-q_{u2} * \frac{l_1^2}{2} + q_{u1} * (\frac{l_1^2}{2} + l_1)) - q_{u2} * (\frac{l_3^2}{2} + l_2 + l_1)$$

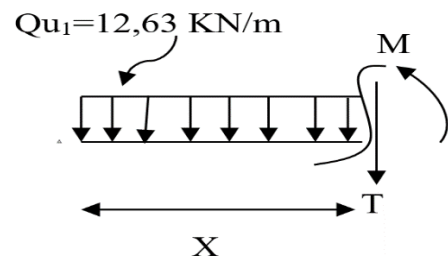
$$R_A = 38,16 \text{ KN}$$

● **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU :**

**1<sup>er</sup> tronçon : (0 ≤ x ≤ 1,50m)**

$$T_y = 38,16 - 12,63x \begin{cases} T_y = 38,16 \text{ KN} \rightarrow x = 0 \\ T_y = 19,21 \text{ KN} \rightarrow x = 1,50\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 38,16x - 12,63 \frac{x^2}{2} \begin{cases} M_z = 0 \rightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 43,03 \text{ KN.m} \rightarrow \text{pour } x = 1,50\text{m} \end{cases}$$



**2<sup>ème</sup> tronçon : (1,50m ≤ x ≤ 3,60m)**

$$T_y = 38,16 - 12,63 \times 1,50 - 17,95x \begin{cases} T_y = 19,21 \text{ KN} \rightarrow x = 1,50\text{m} \\ T_y = -18,48 \text{ KN} \rightarrow x = 3,60\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 38,16x - 12,63x \cdot 1,50 \times \left(x - \frac{1,50}{2}\right) - 17,95x \left(\frac{(x-1,50)^2}{2}\right)$$

$$\begin{cases} M_z = 43,03 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1,50 \\ M_z = 43,80 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 3,60 \text{ m} \end{cases}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon : (0m ≤ x ≤ 1,30m)**

$$T_y = -38,62 + 12,63x \begin{cases} T_y = -38,62 \text{ KN} \longrightarrow x = 0 \\ T_y = -22,20 \text{ KN} \longrightarrow x = 1,30 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 38,62x - 12,63 \frac{x^2}{2} \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 39,53 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1,30 \text{ m} \end{cases}$$

• **Moments max :**

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12,63x + 38,16 = 0$$

$$\Rightarrow x = 3,02 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 3,02 \text{ m}$ .

Donc :

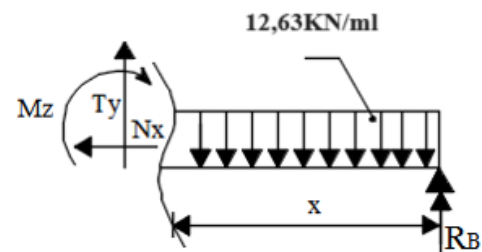
$$M_z^{max} = 51,50 \text{ KN.m}$$

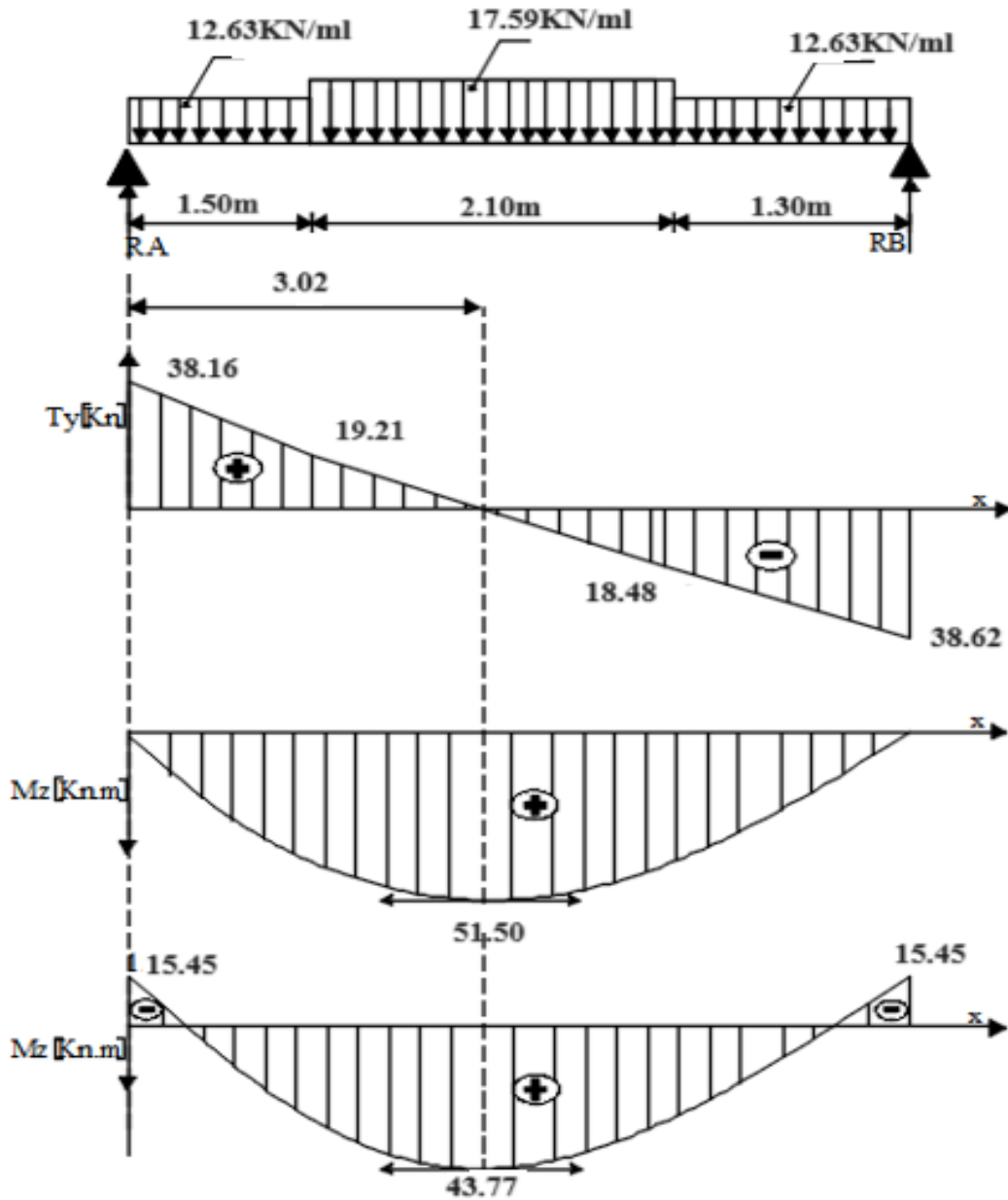
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis :**  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -15,45 \text{ KN.m}$

- **en travées :**  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 43,77 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

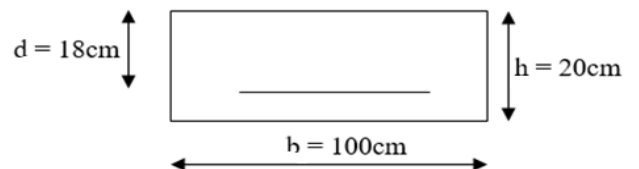




• Calcul des armatures :

❖ Aux appuis :

$M_u = 15,45 \text{ KN.m}$



✓ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,45 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l$$

$= 0,392$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_a = 0,033 \Rightarrow \beta_u = 0,983$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{15,45 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 2,51 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA12/ml** ( $A_a = 6,79 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 16 \text{ cm}$ .

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **En travées :**

$$M_t = 43,77 \text{ KN.m}$$

✓ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{43,77 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,095 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,095 \Rightarrow \beta_u = 0,951$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{43,77 \times 10^3}{0,951 \times 18 \times 348} = 7,34 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA12/ml** ( $A_a = 7,92 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

✓ **Armatures de répartition :**

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

On opte pour **4HA8/ml** ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**III.6.5. Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

- Aux appuis :  $A_a = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ ..... **Condition vérifiée**

- En travées :  $A_t = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ ..... **Condition vérifiée**

• **Espacement des barres :**

✓ **Armatures principales :**

- Aux appuis :  $e = 16 \text{ cm}$  }  
 - En travées :  $e = 15 \text{ cm}$  }  $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ ..... **Condition vérifiée.**

✓ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis :  $e = 15 \text{ cm}$  }

$$< \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :  $e = 20\text{cm}$

- **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{u \max} = 38,16\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{38,16 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,212\text{MPa}$$

- ✓ **Fissuration est peu préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,193\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 6,79 \times 1,0 = 27,16\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,16}{0,9 \times 18 \times 27,16} = 0,086\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,086\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27\text{cm.}$$

$L_s$  dépasse l'épaisseur de l'escalier, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 35,27 \times 0,4 = 14,10\text{cm}$$

### III.6.6. Etat limite de service :

Calcul des réactions d'appuis

$$R_A + R_B = 52,76\text{KN}$$

$$R_A = 26,55\text{KN}$$

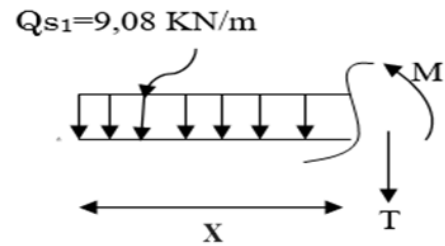
$$R_B = 26,21\text{KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon : (  $0 \leq x \leq 1,50\text{m}$  ) :

$$T_y = 26,55 - 9,08x \begin{cases} T_y = 26,55 \text{ KN} \rightarrow x = 0 \\ T_y = 12,93 \text{ KN} \rightarrow x = 1,50\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 26,55x - 9,08 \frac{x^2}{2} \begin{cases} M_z = 0 \rightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 29,61 \text{ KN.m} \rightarrow \text{pour } x = 1,50\text{m} \end{cases}$$



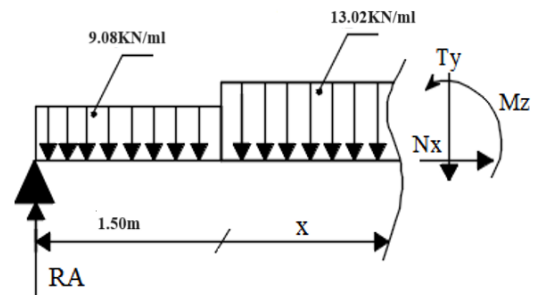
2<sup>ème</sup> tronçon : (  $1,50\text{m} \leq x \leq 3,60\text{m}$  )

$$T_y = 26,55 - 9,08x1,50 - 13,02x ( 3,60 - 1,50 )$$

$$\begin{cases} T_y = 12,98 \text{ KN} \rightarrow x = 1,50\text{m} \\ T_y = -14,41 \text{ KN} \rightarrow x = 3,60\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 26,55x - 9,08x1,50 \times (x - \frac{1,50}{2}) - 13,02x(\frac{x-1,50}{2})^2$$

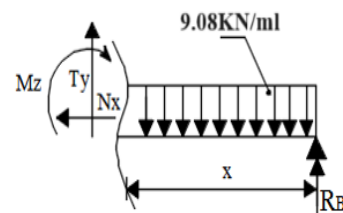
$$\begin{cases} M_z = 29,61 \text{ KN.m} \rightarrow \text{pour } x = 1,50 \\ M_z = 28,05 \text{ KN.m} \rightarrow \text{pour } x = 3,60\text{m} \end{cases}$$



3<sup>ème</sup> tronçon : (  $0\text{m} \leq x \leq 1,30\text{m}$  )

$$T_y = -26,21 + 9,08x \begin{cases} T_y = -26,21 \text{ KN} \rightarrow x = 0 \\ T_y = -14,41 \text{ KN} \rightarrow x = 1,30\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 26,21x - 9,08 \frac{x^2}{2} \begin{cases} M_z = 0 \rightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 26,40 \text{ KN.m} \rightarrow \text{pour } x = 1,30\text{m} \end{cases}$$



• Moments max :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -9,08x + 26,55 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,92\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,92\text{m}$ .

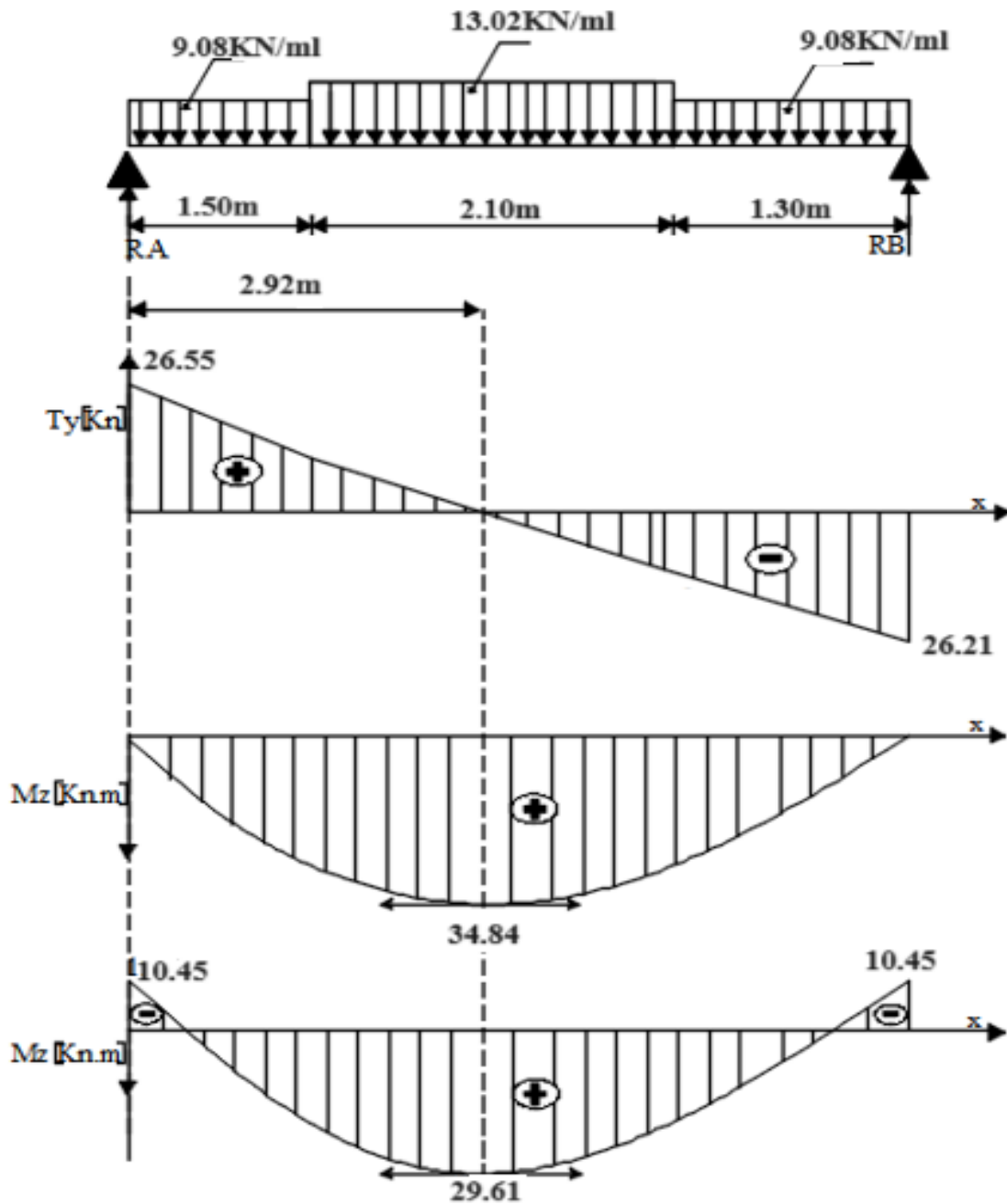
Donc :

$$M_z^{max} = 34,84 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = - 0,3 M_z^{max} = -10,45 \text{ KN.m}$
- en travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 29,61 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



### III.6.7. Vérification des contraintes à l'ELS :

✓ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ En travées :  $A_t = 7,92 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 7,92}{100 \times 18} = 0,44$$

$$\rho = 0,44 \Rightarrow \beta_1 = 0,899 \Rightarrow \alpha_1 = 0,303 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,303 \Rightarrow K = 0,028$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{29,61 \times 10^3}{7,92 \times 0,899 \times 18} = 231,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,028 \times 231,03 = 6,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :  $A_a = 6,79 \text{ cm}^2$**

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 18} = 0,37$$

$$\rho = 0,37 \Rightarrow \beta_1 = 0,906 \Rightarrow \alpha_1 = 0,282 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,282 \Rightarrow K = 0,026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{10,45 \times 10^3}{3,14 \times 0,906 \times 18} = 204,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,026 \times 204,07 = 5,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

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

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{4,9} = 0,041 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{4,9} = 0,041 < \frac{29,61}{10 \times 34,84} = 0,084 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

c)  $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{7,92}{100 \times 18} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Deux conditions non vérifiées, alors on procède au calcul de la flèche :

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

**Avec :**

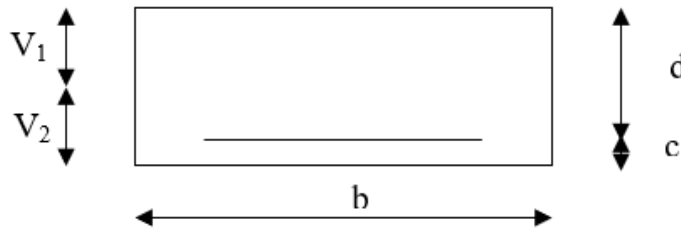
$E_v$  : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$Q_s = \max (q \text{ pailleasse ; } q \text{ palier}) = \max (9,08 \text{ KN/m ; } 13,02 \text{ KN/m})$$

$$Q_s = 13,02 \text{ KN/m}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.



$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 7,92} = 10,44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 10,44 = 4,56 \text{ cm}$$

**D'où :**

$$I = \frac{100}{3} \left( 10,44^3 + 4,56^3 \right) + 15 \times 7,92 (4,56 - 2)^2$$

$$I = 41868,96 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (13,02 \times 4,9^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 41868,96 \times 10^{-8}} = 0,021 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} = 490/500 = 0,98 < 0,021 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**Conclusion :**

Le ferrailage retenu est le suivant :

• **En travée :**

Armatures principales : 7HA12/ml (St= 15 cm).

Armatures de répartition : 4HA8/ml (St= 20 cm).

• **Aux appuis :**

Armatures principales : 6HA12/ml (St= 16 cm).

Armatures de répartition : 4HA8/ml (St= 15 cm).

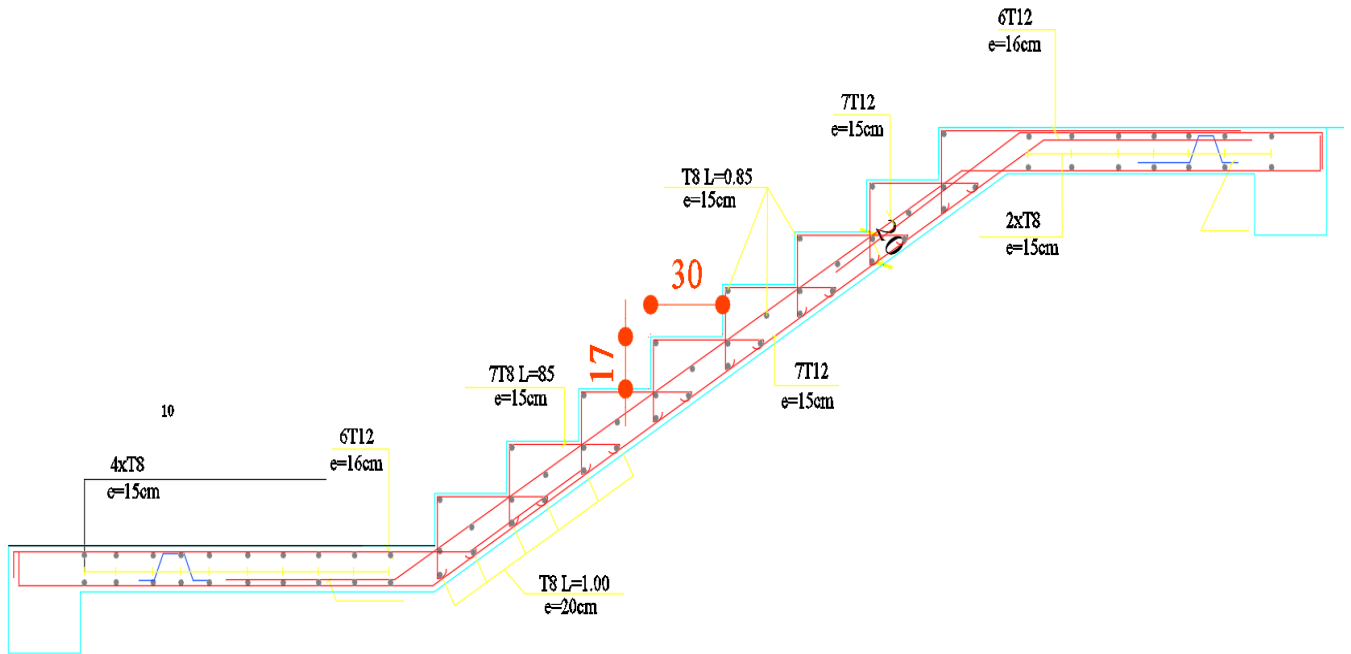


Figure III:26 : schéma de ferrailage de l'escalier.

**B. Type 02 : Etude d'escalier droit à 4 volées**

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : **h=17cm**

**1. 1<sup>ère</sup> volée :**

**A) Nombre de contre marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{51}{17} = 3 \implies 3 \text{ contre marches}$$

**B) Nombre de marche m :**

$$m = n - 1 = 3 - 1 = 2 \text{ marches}$$

**C) Le giron g :**

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

**III.6.8. Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée donc l'escalier est Confortable.}$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier, sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (3-1) = 60 \text{ cm}$$

**C) Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse (**e<sub>p</sub>**) est donnée par la relation :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

**D) Angle d'inclinaison :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{51}{60} = 0,85 \Rightarrow \alpha = 40,36^\circ$$

$$L_0 = \frac{60}{\cos \alpha} = 78,74 \text{ cm}$$

$$L' = L_1 + L_2 + L_0$$

$$L' = 10,47 \text{ m}$$

**E) Epaisseur de la paillasse :**

$$\Rightarrow \frac{10,47}{30} \leq e_p \leq \frac{10,47}{20} \Rightarrow \text{on opte pour : } e_p = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

**III.6.9. Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

**III.6.9.1. Charges permanentes et surcharges :****III.6.9.2. Charges permanentes :****➤ Paillasse :**

$$G_{\text{paillasse}} = 10,52 \text{ kN/ml}$$

**➤ Palier :**

$$G_{\text{palier}} = 6,58 \text{ kN/ml}$$

**III.6.9.3. Charge d'exploitation :**

La charge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$$

**III.6.9.4. Combinaison des charges :****○ Etat limite ultime : ELU**

$$Q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,52 + 1,5 \times 2,5 = 17,95 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,58 + 1,5 \times 2,5 = 12,63 \text{ kN/ml}$$

○ **Etat limite de service : ELS**

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 10,52 + 2,5 = 13,02 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 6,58 + 2,5 = 9,08 \text{ KN/ml}$$

**III.6.9.5. Efforts internes :****A. Etat limite ultime :**● **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 43,60 \text{ KN}$$

$$R_A = 17,73 \text{ KN}$$

$$R_B = 25,87 \text{ KN}$$

● **Calcul des moments**

Après le calcul de la RDM, on trouve :

$$M^{\max} = 12,41 \text{ KN.m}$$

● **Calcul des moments réels**

$$M_a = -0,3 M^{\max} = -3,72 \text{ KN. m.}$$

$$M_t = 0,85 M^{\max} = 10,54 \text{ KN. m.}$$

● **Calcul de la section d'armatures**

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

❖ **Aux appuis :**

$$M_u = 15,45 \text{ KN.m}$$

✓ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,72 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

(S.S.A)

$$\mu_a = 0,008 \Rightarrow \beta_u = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3,72 \times 10^3}{0,996 \times 18 \times 348} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA12/ml** ( $A_a = 6,79 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **En travées :**

$M_t = 10,54 \text{ KN.m}$

✓ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,54 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,022 \Rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,54 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA12/ml** ( $A_a = 6,79 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

**III.6.9.6. Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

- **En travées :**  $A_t = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

- **Espacement des barres :**

✓ **Armatures principales :**

- Aux appuis :  $e = 15 \text{ cm}$  }  
 - En travées :  $e = 15 \text{ cm}$  }  $< \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

✓ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis :  $e = 15 \text{ cm}$  }  
 - En travées :  $e = 15 \text{ cm}$  }  $< \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

- **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{u \max} = 30,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{30,14 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,167 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration est peu préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}\} = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,193 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 6,79 \times 1,0 = 27,16 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,14}{0,9 \times 18 \times 27,16} = 0,068 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,068 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec } : \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{cm}$$

Les dépasse l'épaisseur de l'escalier, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 35,27 \times 0,4 = 14,10 \text{cm}$$

**B. Etat limite de service :**

• **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 31,42 \text{KN}$$

$$R_A = 15,70 \text{KN}$$

$$R_B = 15,72 \text{KN}$$

• **Calcul des moments :**

Après le calcul de la RDM, on trouve :

$$M^{\max} = 13,22 \text{KN.m}$$

• **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0,3 M^{\max} = -3,96 \text{KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 M^{\max} = 11,23 \text{KN.m.}$$

**III.6.9.7. Vérification des contraintes à l'ELS :****✓ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

➤ **En travées :  $A_t = 6,79\text{cm}^2$**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 18} = 0,37$$

$$\rho = 0,37 \Rightarrow \beta_1 = 0,906 \Rightarrow \alpha_1 = 0,282 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,282 \Rightarrow K = 0,026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{11,23 \times 10^3}{3,14 \times 0,906 \times 18} = 219,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,026 \times 219,30 = 5,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :  $A_a = 6,79\text{cm}^2$**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 18} = 0,37$$

$$\rho = 0,37 \Rightarrow \beta_1 = 0,906 \Rightarrow \alpha_1 = 0,282 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,282 \Rightarrow K = 0,026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{3,96 \times 10^3}{3,14 \times 0,906 \times 18} = 77,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,026 \times 77,33 = 2,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**✓ Vérification de la flèche :**

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

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{3,2} = 0,0625 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{3,2} = 0,0625 < \frac{11,23}{10 \times 13,22} = 0,084 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{100 \times 18} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Une condition non vérifiée, alors on procède au calcul de la flèche :

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

**Avec :**

$E_v$  : Module de la déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$Q_s = \max (q \text{ pailleasse ; } q \text{ palier}) = \max (9,08 \text{ KN/m ; } 13,02 \text{ KN/m})$

$Q_s = 13,02 \text{ KN/m}$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = b \cdot h + 15 A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,79 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6,79} = 10,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 10,38 = 4,62 \text{ cm}$$

**D'où :**

$$I = \frac{100}{3} \left( 10,38^3 + 4,62^3 \right) + 15 \times 6,79 (4,62 - 2)^2$$

$$I = 41265,73 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (13,02 \times 3,2^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 41265,73 \times 10^{-8}} = 0,003 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} = 320/500 = 0,64 < 0,003 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

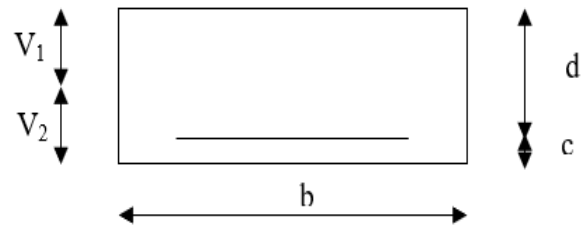
**Conclusion :**

Le ferrailage retenu est le suivant :

● **En travée :**

Armatures principales : 6HA12/ml (St= 15 cm).

Armatures de répartition : 4HA8/ml (St= 15 cm).



- **Aux appuis :**

Armatures principales : 6HA12/ml (St= 15 cm)

Armatures de répartition : 4HA8/ml (St= 15 cm)

**2. 2<sup>ème</sup> volée :**

**A) Nombre de contre marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \quad \Longrightarrow \quad 3 \text{ contre marches}$$

**B) Nombre de marche m :**

$$m = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches}$$

**C) Le giron g :**

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

**III.6.10. Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée donc l'escalier est Confortable.}$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier, sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (3-1) = 60 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse (**ep**) est donnée par la relation :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

- **Angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{102}{150} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

$$L_0 = \frac{150}{\cos \alpha} = 181,38 \text{ cm}$$

$$L' = L_1 + L_2 + L_0$$

$$L' = 4,46 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse :**

$$\Rightarrow \frac{4,46}{30} \leq e_p \leq \frac{4,46}{20} \quad \text{on opte pour : } e_p = 20 \text{ cm}$$

### III.6.11. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

#### III.6.11.1. Charges permanentes et surcharges :

- **Charges permanentes :**

- **Paillasse :**

$$G_{\text{paillasse}} = 10,52 \text{ kN/ml}$$

- **Palier :**

$$G_{\text{palier}} = 6,58 \text{ kN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

La charge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison des charges**

- **Etat limite ultime : ELU**

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,52 + 1,5 \times 2,5 = 17,95 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,58 + 1,5 \times 2,5 = 12,63 \text{ KN/ml}$$

- **Etat limite de service : ELS**

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 10,52 + 2,5 = 13,02 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 6,58 + 2,5 = 9,08 \text{ KN/ml}$$

### III.6.12. Efforts internes :

#### III.6.12.1. Etat limite ultime :

- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 60,39 \text{ KN}$$

$$R_A = 30,14 \text{ KN}$$

$$R_B = 30,25 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments**

Après le calcul de la RDM, on trouve :

$$M^{\max} = 36,37 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels**

$$M_a = -0,3 M^{\max} = -10,91 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 30.91 \text{ KN. m.}$$

- **Calcul de la section d'armature :**

- ❖ **Aux appuis :**

$$M_u = 15,45 \text{ KN.m}$$

- ✓ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,91 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,023 \Rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,91 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA12/ml** ( $A_a = 6,79 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

- ✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

- ❖ **En travées :**

$$M_t = 30,91 \text{ KN.m}$$

- ✓ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30,91 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,067 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,067 \Rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{30,91 \times 10^3}{0,965 \times 18 \times 348} = 5,11 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA12/ml** ( $A_a = 6,79 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

- ✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.6.13. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ ..... Condition vérifiée

- En travées :  $A_t = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ ..... Condition vérifiée

• **Espacement des barres :**

✓ **Armatures principales :**

- Aux appuis :  $e = 15 \text{ cm}$  }  
 - En travées :  $e = 15 \text{ cm}$  }  $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$     **Condition vérifiée.**

✓ **Armatures de répartition :**

- Aux appuis :  $e = 15 \text{ cm}$  }  
 - En travées :  $e = 15 \text{ cm}$  }  $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$     **Condition vérifiée.**

• **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{u \max} = 17,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{17,73 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,098 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration est peu préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :(BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 6,79 \times 1,0 = 27,16 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,73}{0,9 \times 18 \times 27,16} = 0,040 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,040 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec } : \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$L_s$  dépasse l'épaisseur de l'escalier, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :  $L_c = 0,4L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 35,27 \times 0,4 = 14,10 \text{ cm}$$

### III.6.14. Etat limite de service :

- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 43,59 \text{ KN}$$

$$R_A = 22,91 \text{ KN}$$

$$R_B = 20,68 \text{ KN}$$

- Calcul des moments :

Après le calcul de la RDM, on trouve :

$$M^{\max} = 28.88 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.3 M^{\max} = -8.66 \text{ KN. m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 24.54 \text{ KN. m.}$$

#### III.6.14.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

- ✓ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Aux appuis :  $A_t = 6,79 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 18} = 0.37$$

$$\rho = 0,37 \Rightarrow \beta_1 = 0,906 \Rightarrow \alpha_1 = 0,282 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,282 \Rightarrow K = 0.026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{8,66 \times 10^3}{3,14 \times 0,906 \times 18} = 169,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,026 \times 169,11 = 4,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- En travées :  $A_a = 6,79 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 18} = 0.37$$

$$\rho = 0,37 \Rightarrow \beta_1 = 0,906 \Rightarrow \alpha_1 = 0,282 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha$$

$$= 0,282 \Rightarrow K=0.026$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{24,54 \times 10^3}{3,14 \times 0,906 \times 18} = 479,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,026 \times 479,23 = 2,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

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

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{4,15} = 0,048 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{4,15} = 0,048 < \frac{24,54}{10 \times 28,88} = 0,084 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

c)  $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{6,79}{100 \times 18} = 0,003 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Une condition non vérifiée, alors on procède au calcul de la flèche :

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{fc_{28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$Q_s = \max (q \text{ paillasse} ; q \text{ palier}) = \max (9,08 \text{ KN/m} ; 13,02 \text{ KN/m})$$

$$Q_s = 13,02 \text{ KN/m}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

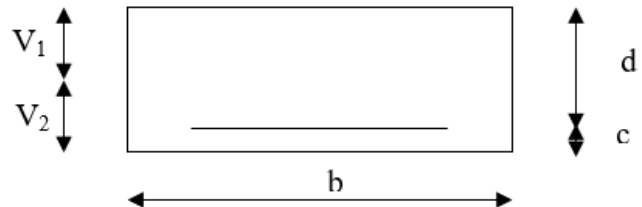
$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique} ; S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée} ; B_0 = b \cdot h + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,79 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6,79} = 10,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 10,38 = 4,62 \text{ cm.}$$



D'où:

$$I = \frac{100}{3} \left( \overline{10,38}^3 + \overline{4,62}^3 \right) + 15 \times 6,79(4,62 - 2)^2$$

$$I = 41265,73 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (13,02 \times 4,15^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 41265,73 \times 10^{-8}} = 0,011 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} = 4150/500 = 0,83 < 0,011 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**Conclusion :**

Le ferrailage retenu est le suivant :

• **En travée :**

Armatures principales : 6HA12/ml (St= 15 cm).

Armatures de répartition : 4HA8/ml (St= 15 cm).

• **Aux appuis :**

Armatures principales : 6HA12/ml (St= 15 cm)

Armatures de répartition : 4HA8/ml (St= 15 cm)

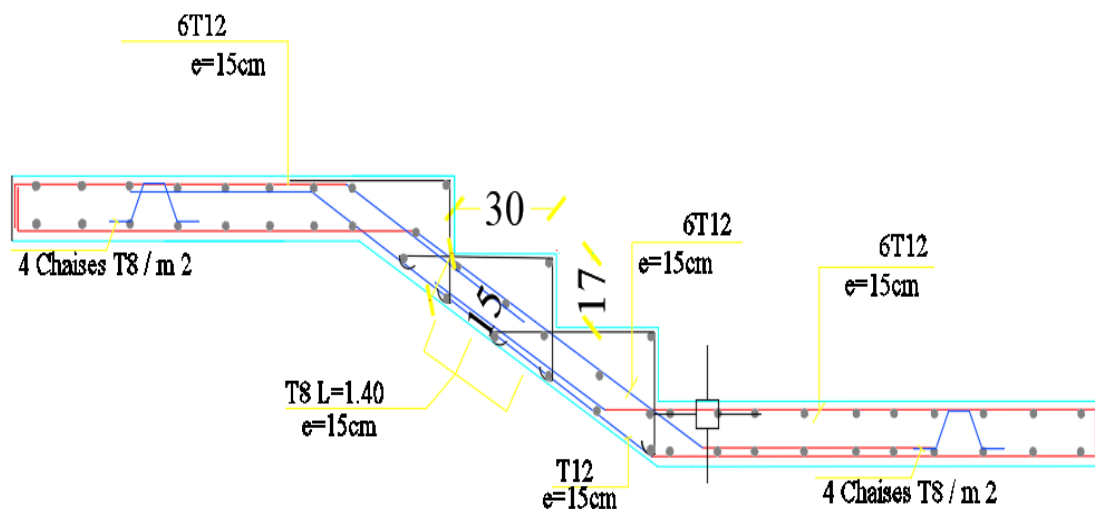


Figure III:27 : schéma de ferrailage de la 1<sup>ère</sup> volée.

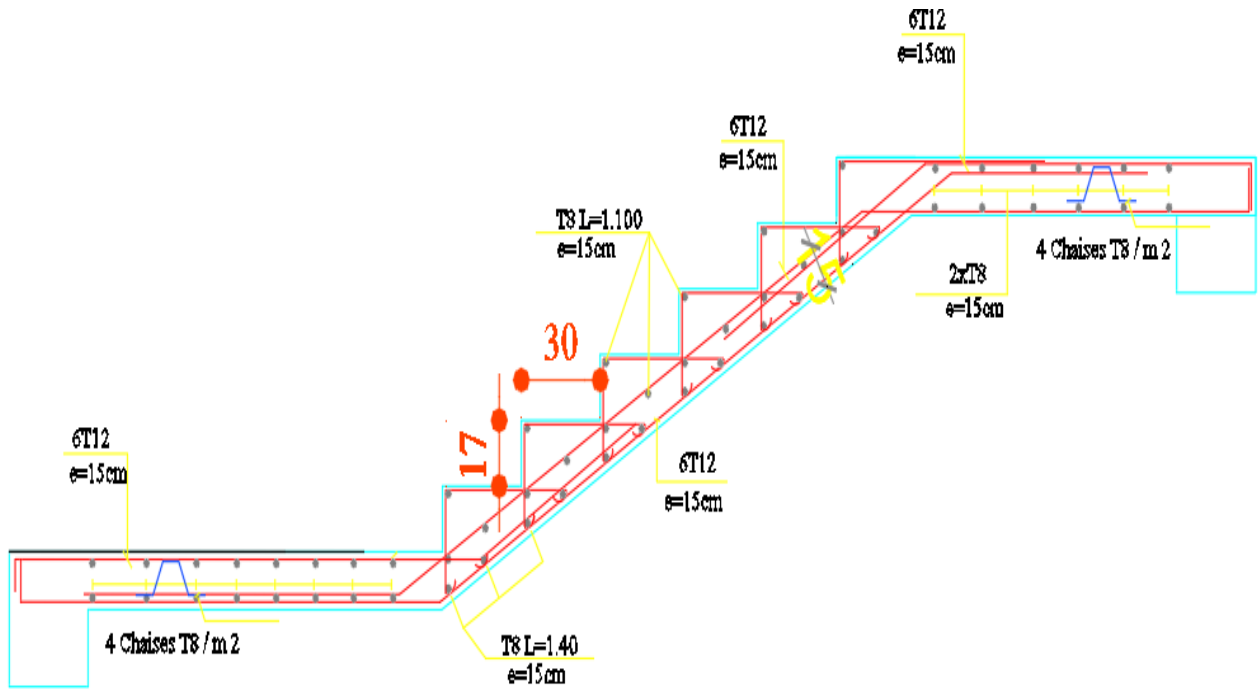


Figure III:28 : schéma de ferrailage de la 2<sup>ème</sup> volée.

### III.7. Calcul de la poutre brisée :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $h_t$  : La hauteur de la poutre.

$L_{max}$  : La longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 4.50m$$

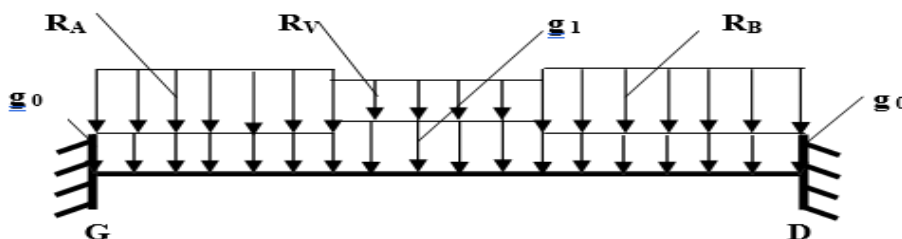
$$0.3cm \leq h \leq 0.45cm.$$

On adopte :  **$h = 40cm$  ;  $b = 30cm$ .**

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion en même temps.

#### III.7.1. Calcul a l'ELU :

##### III.7.1.1. Calcul a la flexion simple :



La poutre est soumise à son poids propre :

$g_0=25 \times 0.4 \times 0.3 = 3 \text{ KN/ml}$  (partie horizontale)

$g_1=25 \times 0.4 \times 0.3 / (\cos 34.21^\circ) = 3.62 \text{ KN/ml}$  (partie inclinée)

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

**RA=26.51KN/ml.**

**RV=25.99KN/ml.**

**RB=13.05KN/ml.**

**III.7.1.1.1. Calcul des sollicitations :**

*Tableau 19 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM*

<b>R<sub>G</sub>(KN)</b>	<b>R<sub>D</sub>(KN)</b>	<b>M<sub>0</sub>(KN.m)</b>	<b>M<sub>a</sub>(KN.m)</b>	<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>	<b>V<sub>u</sub>(KN)</b>
47.62	37.35	67.21	33.61	50.41	94.37

**III.7.1.1.2. Ferrailage de la poutre brisée a la flexion simple :**

*Tableau 20 : Section d'armatures de la poutre brisée.*

<b>Mu (KN. m)</b>	<b>μ<sub>bu</sub></b>	<b>a</b>	<b>Z (m)</b>	<b>A min (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A calculée (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>En travée</b>					
50.41	0.0615	0.0794	0.3679	1.84	3.94
<b>Aux appuis</b>					
33.61	0.0410	0.0523	0.3721	1.84	2.60

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.62 \text{ MPa} < \tau_u = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

• **Armatures transversales a la flexion simple :**

Soit St = 15cm

St= 15cm < min (0.9d ; 40cm) =33,3 cm

$A_t = \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,15}{400} = 0.45$

$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = -0.014 < 0$

Donc A<sub>t</sub>= 0.45 cm<sup>2</sup>

**III.7.1.3. Calcul a la torsion :**

- **Le moment de torsion :**

$$M_t = R \times \frac{Lx}{2} \begin{cases} R_A \times \frac{1.27}{2} = 16.83 \\ R_V \times \frac{1.62}{2} = 21.05 \\ R_B \times \frac{1.30}{2} = 8.48 \end{cases}$$

- **Le moment max aux appuis :**

**M<sub>a</sub> = 21.05**

<b>R<sub>G</sub>(KN)</b>	<b>R<sub>D</sub>(KN)</b>	<b>M<sub>0</sub>(KN.m)</b>	<b>M<sub>a</sub> (KN .m)</b>	<b>M<sub>t</sub>(KN.m)</b>
39.95	33.90	59.30	29.65	44.48

- **Le moment de torsion :**

M<sub>T</sub> = M<sub>a</sub> (L/2) = 47.36 KN.m

**III.7.1.3.1. Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

e = Ø /6 = h/6 = 6.66 m

Ω = [b-e] × [h-e] = 778.15 cm<sup>2</sup>

U = 2×[(h-e) + (b-e)] = 113.36 cm

τ<sub>u tor</sub> =  $\frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$  = 3.13 MPa

- **La résultante des contraintes tangentielles :**

τ<sub>u</sub> =  $\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flexion}^2}$  = 3.19 < 3.33MPa ..... Condition vérifiée

- **Armatures longitudinales en torsion :**

A<sup>torsion</sup> =  $\frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$  = 3.29

- **Armatures transversales en torsion :**

$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega}$

Si on fixe S<sub>t</sub> = 15cm ⇒ A<sub>t</sub> = 1.035cm<sup>2</sup>

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

A<sub>t</sub> = A<sub>t</sub><sup>flexion</sup> + A<sub>t</sub><sup>torsion</sup> = 1,48

Soit A<sub>t</sub> = **4HA8 = 2.01** cm<sup>2</sup> et S<sub>t</sub> = 15cm

- **Armatures longitudinales :**

- **En travée :**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{1}{2} A_t^{torsion} = 4.58$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = A_t^{flexion} + \frac{1}{2} A_t^{torsion} = 4.24$$

- **Choix de ferrailage :**

- **En travée : 3HA14= 4.62cm<sup>2</sup>**
- **Aux appuis : 3HA14= 4.62cm<sup>2</sup>**

### III.7.2. Calcul a l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il suffit de vérifier la contrainte dans le béton.

Les calculs a l'ELS sont récapitulés dans le tableau suivant :

*Tableau 21 : Calcul a l'ELS*

#### III.7.2.1. Vérification des contraintes :

La fissuration est peut nuisible donc la vérification  $\sigma_{st}$  n'est pas nécessaire.

On vérifie  $\sigma_{bc}$  :

*Tableau 22 : Vérification des contraintes a l'ELS*

Élément	M <sub>ser</sub> (KN.m)	y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ Vérifiée
Travée	44.48	11.88	96408	6.77	15	
Appui	29.56	9.38	61340	4.94	15	

- ✓ **Vérification de la flèche :**

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

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,40}{4,5} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,40}{4,5} = 0,088 > \frac{44,48}{10 \times 59,30} = 0,075 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4,62}{100 \times 37} = 0,001 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

# Chapitre IV. Modélisation de la structure.

## Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien **R.P.A99 version 2003**.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale.
- ✓ Justifications du système de contreventement.
- ✓ Vérification des déplacements relatifs.
- ✓ Vérifications du déplacement maximal de la structure.
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.
- ✓ Vérification de l'effet du 2<sup>ème</sup> ordre (l'effet P- $\Delta$ ).

## IV.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS (Extended Three Dimensions Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul spécifiquement conçu pour les bâtiments, offrant une interface graphique intuitive pour modéliser divers types de structures rapidement. Il se distingue par sa capacité à prendre en compte les propriétés non-linéaires des matériaux et à effectuer le dimensionnement conformément à différentes normes mondiales telles que l'Eurocode, l'UBC et l'ACI. Grâce à ses fonctionnalités avancées, ETABS permet une descente de charge automatique, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi qu'une prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle. De plus, il utilise une terminologie spécifique au domaine du bâtiment pour une compréhension claire des éléments structuraux. ETABS facilite également le transfert de données avec d'autres logiciels tels qu'AutoCAD, SAP2000 et SAFE. Pour l'analyse dynamique, il permet la création de modèles de calcul représentant la structure, permettant la détermination des modes propres de vibration et des efforts induits par les actions sismiques.

Dans notre projet, nous avons utilisé la version 9.7.0 d'ETABS pour nos études de conception et de calcul des bâtiments.

## IV.2. Etapes de Modélisation :

Les principales étapes de modélisation sont les suivantes :

1. **Création du modèle géométrique** : La première étape consiste à créer la géométrie de la structure en définissant les éléments tels que les poteaux, les poutres, les dalles, les murs, etc.
2. **Attribution des propriétés matérielles** : Une fois la géométrie définie, il est nécessaire d'attribuer les propriétés matérielles aux différents éléments de la structure, telles que la résistance du matériau, le module d'élasticité, la densité, etc.
3. **Spécification des propriétés géométriques des éléments de construction** : c'est une étape cruciale dans le processus de conception et de construction des structures, garantissant leur intégrité structurelle, leur durabilité et leur sécurité
4. **Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/Version 2003** : l'introduction du spectre de réponse selon le RPA 99/Version 2003 permet d'adapter l'analyse sismique aux caractéristiques sismiques spécifiques de la région, offrant ainsi une meilleure compréhension des forces sismiques agissant sur la structure et facilitant la prise de décisions en matière de conception et de renforcement sismique.
5. **Définition des charges et des surcharges** : Après avoir attribué les propriétés matérielles et l'introduction du spectre de réponse (E), les charges et les surcharges doivent être également définies. Une fois les charges définies, des combinaisons de charges doivent être générées pour prendre en compte différentes situations de chargement.
6. **Introduction des combinaisons d'actions** : Elle est essentielle pour évaluer la capacité de la structure à résister à différentes situations de charge et à garantir sa sécurité et sa conformité aux normes de conception.
7. **Définition des conditions aux limites** : Les conditions aux limites, telles que les déformations restreintes ou les forces appliquées, doivent être spécifiées pour chaque nœud du modèle afin de représenter correctement le comportement réel de la structure.
8. **Analyse des résultats** : Une fois le modèle entièrement défini, une analyse peut être effectuée pour obtenir les résultats souhaités, tels que les déformations, les contraintes, les déplacements, les efforts internes, etc.

### IV.2.1. Choix de la méthode de calcul :

L'analyse sismique vise à déterminer les forces sismiques. Cette analyse peut être réalisée selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode modale spectrale.

- La méthode dynamique par accélérogrammes.

Selon l'article 4.1.2 du RPA 99/Version 2003, notre structure est localisée et classée dans la zone sismique 2, groupe d'usage 2. Nous opterons pour la méthode modale spectrale dynamique, utilisant le logiciel de calcul de structures ETABS 9.7.0.

#### IV.2.1.1. Principe de la méthode :

La méthode modale spectrale dynamique analyse la réponse sismique d'une structure en décomposant cette réponse en modes de vibration, puis en combinant ces modes avec un spectre de réponse sismique pour déterminer les déformations et les forces sismiques résultantes.

#### IV.2.2. La modélisation :

##### IV.2.2.1. Création du modèle géométrique :

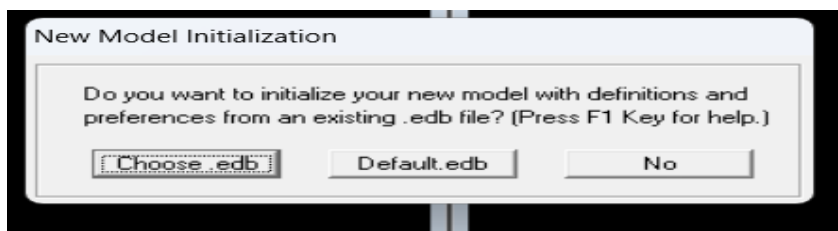
**La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser à savoir :**

Le choix des unités : On sélectionne *KN.m* comme unité de base pour le calcul des forces et des déplacements sur ETABS.



##### IV.2.2.2. Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, on sélectionne : **File ⇒ New model**



« **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.

« **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.

« **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Après avoir cliqué sur l'une des commandes, on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

- Le nombre de lignes suivant les deux directions X et Y ;
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y ;
- Les hauteurs des différents étages ;
- Le nombre d'étages ;
- Les longueurs des travées.

Afin de modifier les hauteurs des niveaux, on clique sur le bouton droit puis **Edit Story Data**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
15	ATTIQUE2	3.06	45.56	No	ATTIQUE	No	0.
14	ATTIQUE	3.06	42.5	No	NONE	No	0.
13	ET8	3.06	39.44	No	ET5	No	0.
12	ET7	3.06	36.38	No	ET5	No	0.
11	ET6	3.06	33.32	No	ET5	No	0.
10	ET5	3.06	30.26	Yes		No	0.
9	ET4	3.06	27.2	No	ET2	No	0.
8	ET3	3.06	24.14	No	ET2	No	0.
7	ET2	3.06	21.08	Yes		No	0.
6	ET1	3.06	18.02	No	NONE	No	0.
5	MEZZA	4.08	14.96	No	NONE	No	0.
4	RDC	4.08	10.88	No	NONE	No	0.
3	ES	4.08	6.8	No	NONE	No	0.
2	SS1	2.72	2.72	No	NONE	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

**IV.2.2.3. Attribution des propriétés matérielles :**

**IV.2.2.4. Elle consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.**

On clique sur **Define** puis **Material proprietes**, on définit les matériaux **B25** et **Autre** et on clique sur **Add new material** :

Material Property Data

**Material Name**

**Display Color**  
Color

**Type of Material**  
 Isotropic  Orthotropic

**Type of Design**  
Design

**Analysis Property Data**  
Mass per unit Volume   
Weight per unit Volume   
Modulus of Elasticity   
Poisson's Ratio   
Coeff of Thermal Expansion   
Shear Modulus

**Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)**  
Specified Conc Comp Strength, f'c   
Bending Reinf. Yield Stress, fy   
Shear Reinf. Yield Stress, fys   
 Lightweight Concrete  
Shear Strength Reduc. Factor

Material Property Data

<b>Material Name</b> <input type="text" value="AUTRE"/>	<b>Display Color</b> Color <input type="color" value="yellow"/>
<b>Type of Material</b> <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	<b>Type of Design</b> Design <input type="text" value="Concrete"/>
<b>Analysis Property Data</b>	<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>
Mass per unit Volume <input type="text" value="0."/>	Specified Conc Comp Strength, f'c <input type="text" value="25000."/>
Weight per unit Volume <input type="text" value="0."/>	Bending Reinf. Yield Stress, fy <input type="text" value="400000."/>
Modulus of Elasticity <input type="text" value="32164200."/>	Shear Reinf. Yield Stress, fys <input type="text" value="400000."/>
Poisson's Ratio <input type="text" value="0.2"/>	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete
Coeff of Thermal Expansion <input type="text" value="9.900E-06"/>	Shear Strength Reduc. Factor <input type="text"/>
Shear Modulus <input type="text" value="13401750."/>	
<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>

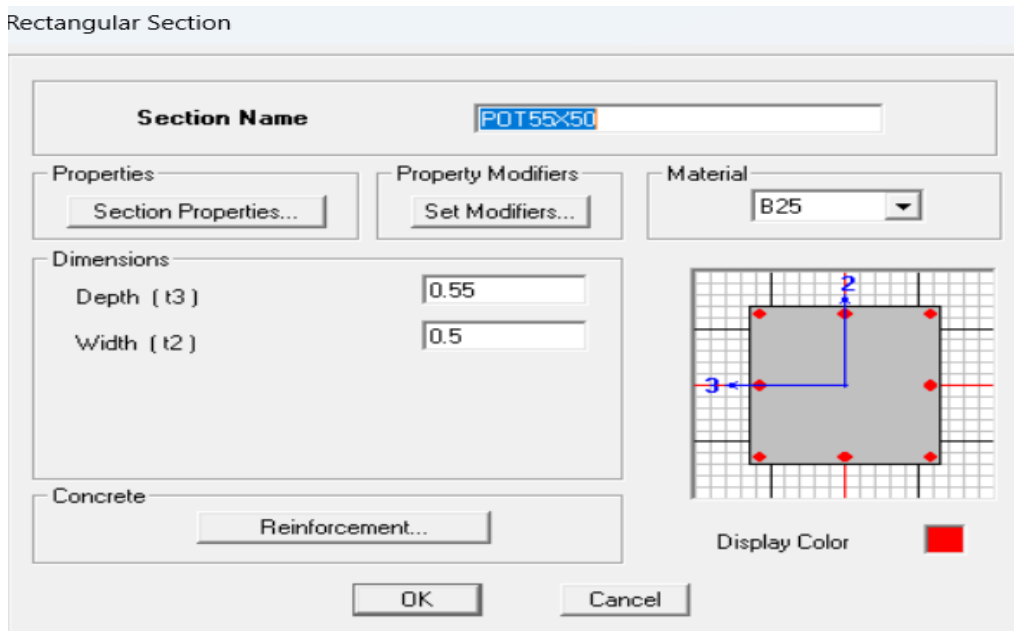
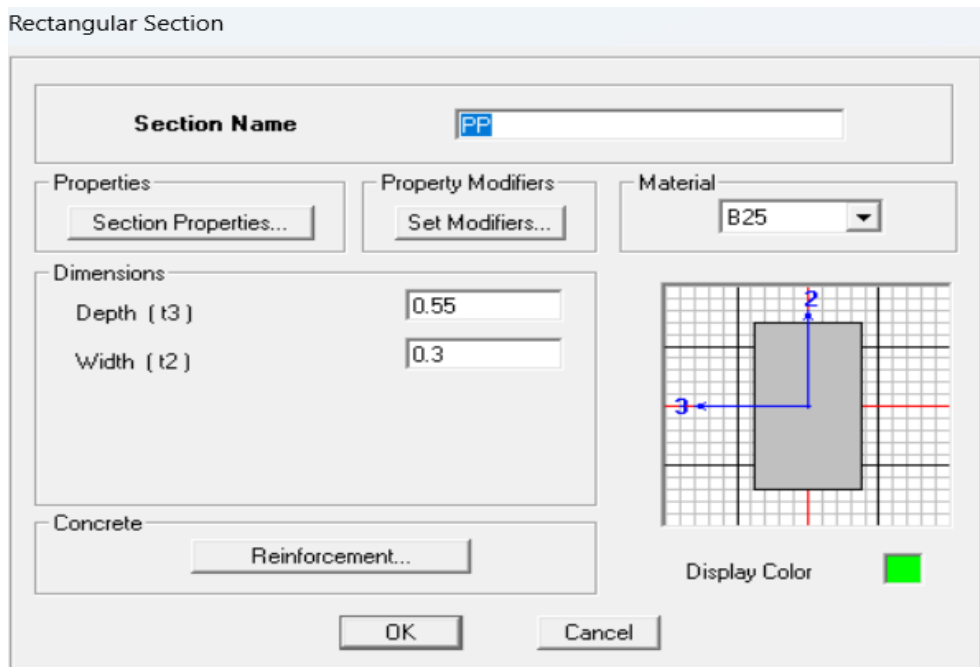
Material Property Data

<b>Material Name</b> <input type="text" value="AUTRE"/>	<b>Display Color</b> Color <input type="color" value="yellow"/>
<b>Type of Material</b> <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	<b>Type of Design</b> Design <input type="text" value="Concrete"/>
<b>Analysis Property Data</b>	<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>
Mass per unit Volume <input type="text" value="0."/>	Specified Conc Comp Strength, f'c <input type="text" value="25000."/>
Weight per unit Volume <input type="text" value="0."/>	Bending Reinf. Yield Stress, fy <input type="text" value="400000."/>
Modulus of Elasticity <input type="text" value="32164200."/>	Shear Reinf. Yield Stress, fys <input type="text" value="400000."/>
Poisson's Ratio <input type="text" value="0.2"/>	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete
Coeff of Thermal Expansion <input type="text" value="9.900E-06"/>	Shear Strength Reduc. Factor <input type="text"/>
Shear Modulus <input type="text" value="13401750."/>	
<input type="button" value="OK"/>	<input type="button" value="Cancel"/>

#### IV.2.2.5. Spécification des propriétés géométriques :

#### IV.2.3. Elle consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).

Pour affecter les sections des poteaux et ceci on choisit le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), on passe aux éléments plaques (planchers, voiles).

On choisit le menu **Define** et **Wall/Slab**.

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color ■

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color ■

OK Cancel

Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution


Set Modifiers... Display Color ■

OK Cancel

### IV.2.3.1. Dessin des éléments de la structure

Pour attribuer les sections mentionnées aux divers éléments, il est nécessaire de suivre les étapes suivantes :

#### Exemple : Poteaux

On clique sur l'icône 

Une fenêtre s'affiche **Properties of Object, None** ; on choisit le nom de la section (**POT55×50 par exemple**), et on valide.

#### IV.2.3.2. Définition des charges et des surcharges :

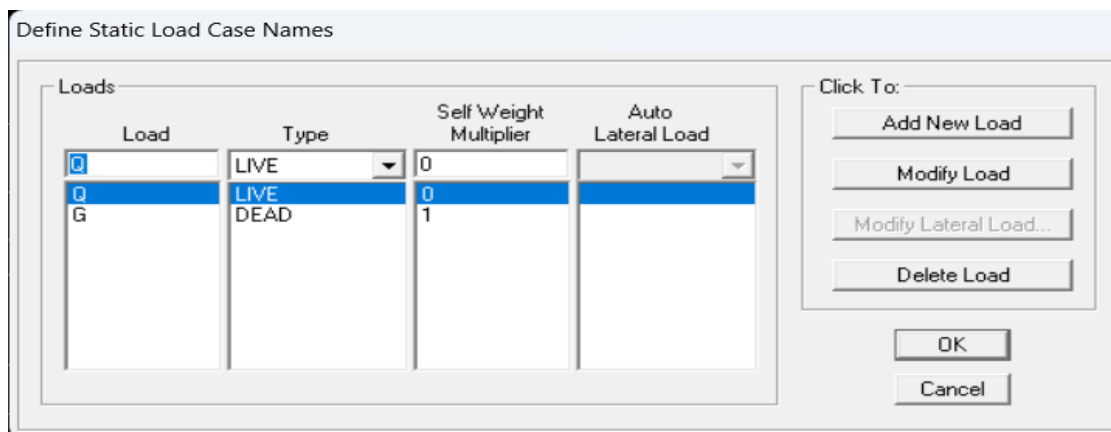
Avant d'appliquer des charges à la structure, il est essentiel de définir les charges qui lui sont appliquées. Ces charges incluent les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q. Pour les spécifier, il suffit de cliquer sur « **Define Load Cases** » dans l'interface.

##### ➤ Charges permanentes :

- **Load Name** (Nom de la charge) : G.
- **Type** : DEAD (permanente).
- **Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre)** : 1.

##### ➤ Surcharges d'exploitation :

- **Load Name** (Nom de la charge) : Q.
- **Type** : LIVE (exploitation).
- **Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre)** : 0.



#### IV.2.3.3. Introduction du spectre de réponse (E) :

Dans le cadre du calcul dynamique de la structure, on intègre un spectre de réponse élaboré par le CGS. Ce spectre représente graphiquement la réponse maximale en accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté, soumis à une excitation donnée, pour différentes valeurs de périodes propres successives.

Les données à introduire dans le logiciel sont :

- **Zone** : IIa (Zone de moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA99 VERSION 2003).
- **Groupe d'usage** : Ib
- **Coeff comportement** : Portiques contreventés par des voiles.
- **Amortissement** : 10 %.
- **Site** : S4.
- **Facteur de qualité (Q)** : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
  - Conditions minimales sur les files de contreventement,

- La redondance en plan.
- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux.
- Contrôle de la qualité de l'exécution.
- La valeur Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$  ; Avec :
- $P_q$  : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Après avoir vérifié les conditions ci-dessus, on trouve le facteur de qualité  $Q = 1,10$ . On introduit dans le logiciel (**RPA 99 2003**) les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Texte** pour voir les valeurs.

0.000	0.250
0.010	0.240
0.020	0.230
0.030	0.220
0.040	0.220
0.050	0.210
0.060	0.200
0.070	0.190
0.080	0.180
0.090	0.170
0.100	0.160
0.110	0.160
0.120	0.150
0.130	0.140
0.140	0.130

Précision : 0.01

SAP  
 STAAD

Enregistrer

Zone :  I  IIA  IIB  III

Groupe d'usage :  1A  1B  2  3

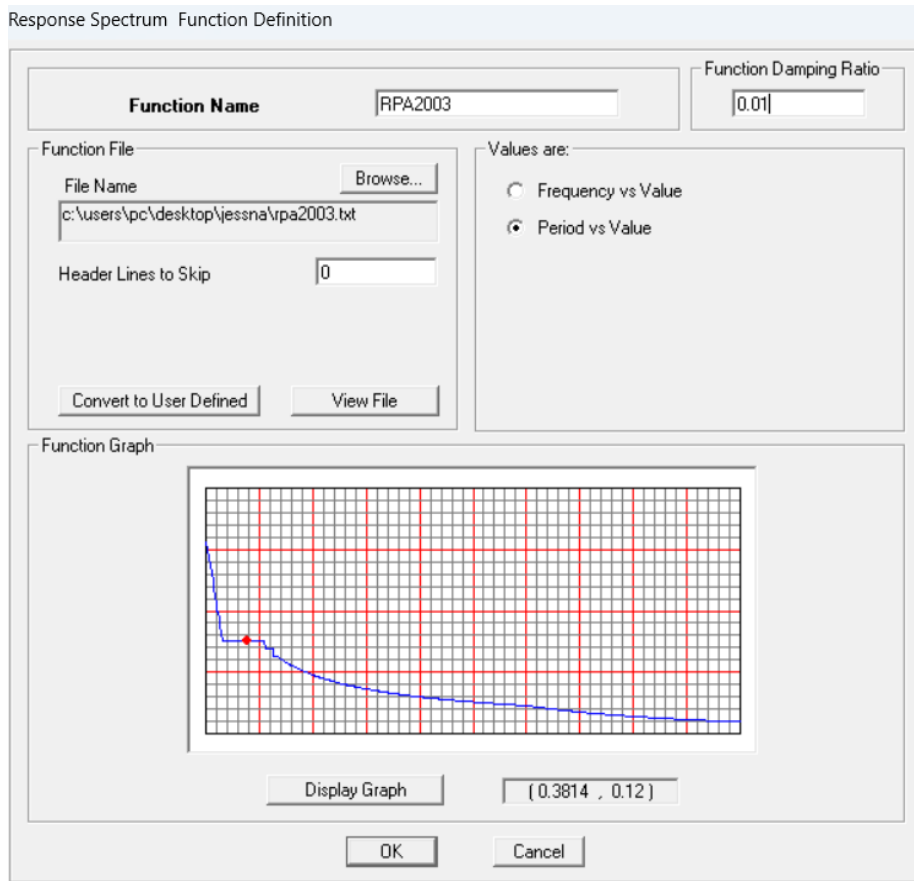
Coeff. comportement : Mixte portique/voile avec interaction

Facteur de qualité Q : 1.10 Remplissage : Dense

Site :  S1: Site Rocheux  S3: Site Meuble  
 S2: Site Ferme  S4: Site Très Meuble

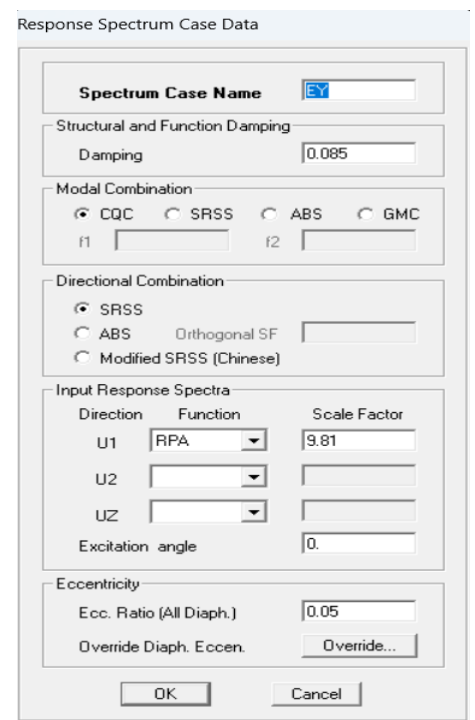
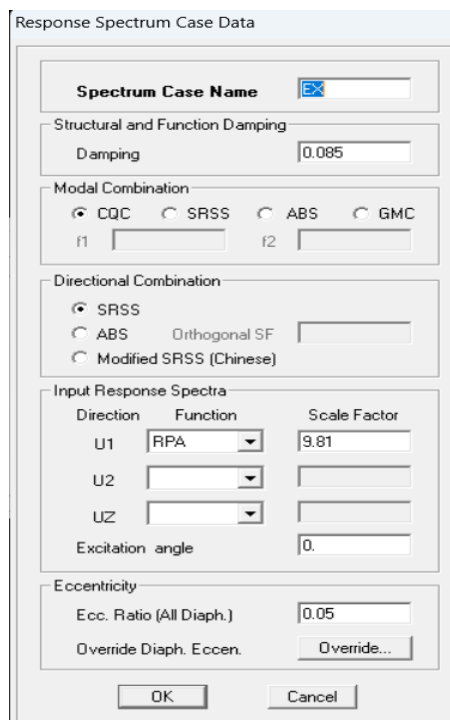
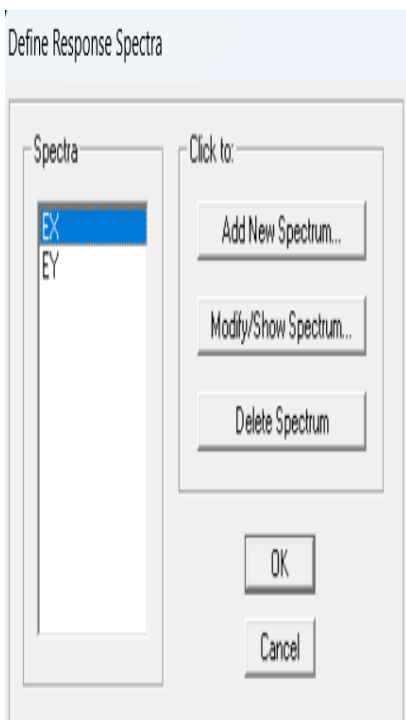
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur : **Define**  $\Rightarrow$  **Response Spectrum Functions**  $\Rightarrow$  **Add New Function**.

**Function Name** (nom du spectre) : RPA2003



Le spectre étant introduit, on passe à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

**Define ⇒ Response Spectrum Cases ⇒ Add New Spectrum.**



**IV.2.3.4. Introduction des combinaisons d'actions :****IV.2.3.5. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :****a. Combinaisons selon le BAEL :**

- ELU :  $1,35G + 1,5Q$
- ELS :  $G + Q$

**b. Combinaisons selon le RPA :**

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ex$
- $0,8G \pm Ey$
- $1,2GQ \pm Ex$
- $1,2GQ \pm Ey$

**c. Combinaisons de poids :**

- $W = G + 0,2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

**Define ⇒ Load Combinations ⇒ Add New Combo.**

Load Combination Data

Load Combination Name: ELS

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
Q Static Load	1
Q Static Load	1
G Static Load	1

Add  
Modify  
Delete

OK Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: COMB1

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
Q Static Load	1.5
Q Static Load	1.5
G Static Load	1.35

Add  
Modify  
Delete

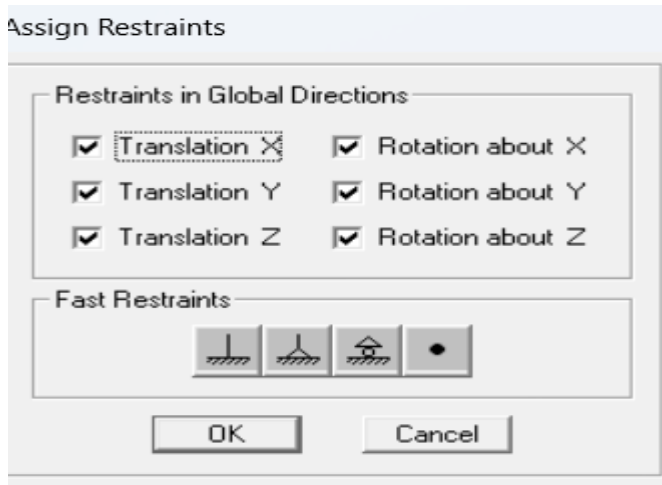
OK Cancel

#### IV.2.3.6. Définition des conditions aux limites :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

On suppose que les poteaux sont solidement fixés aux fondations. Pour représenter cette fixation, nous choisissons les nœuds d'E-Sol, puis nous procédons comme suit :

**Assign ⇒ Joint/point ⇒ Restreints**, et on clique sur l'icône de l'encastrement :

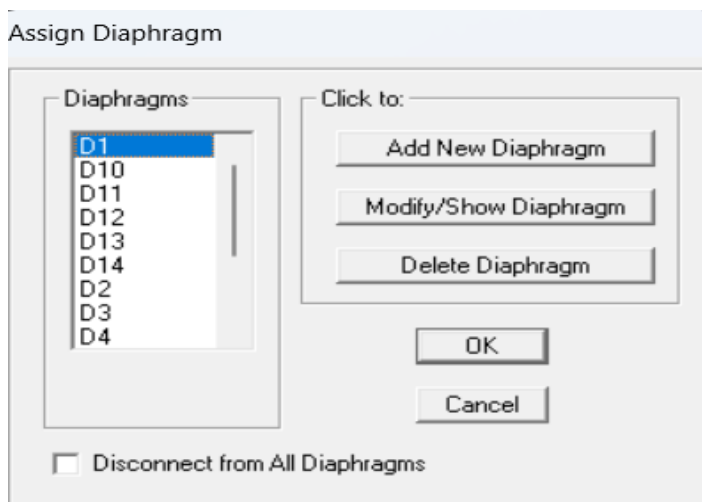


#### IV.2.3.7. Diaphragmes

Étant donné que les planchers sont considérés comme étant infiniment rigides, il est nécessaire de connecter tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds principaux afin de former un diaphragme. Cette démarche permet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

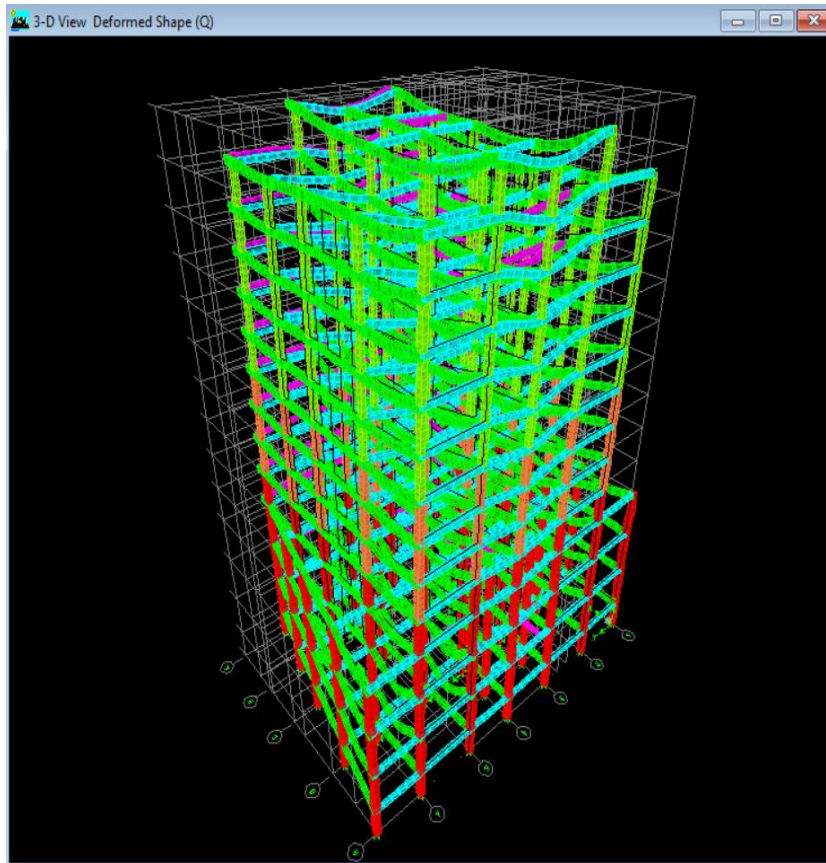
On sélectionne tous les nœuds du premier plancher puis on clique sur Assign ⇒

**Joint/point ⇒ Diaphragm ⇒ Add New Diaphragm.**



**IV.2.3.8. Analyse des résultats :**

**IV.2.3.9. Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur Analyze et on sélectionne Run Analysis.**



# Chapitre V. Vérification des exigences du RPA

## Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien **R.P.A99 version 2003**.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale.
- ✓ Justifications du système de contreventement.
- ✓ Vérification des déplacements relatifs.
- ✓ Vérifications du déplacement maximal de la structure.
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.
- ✓ Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ).

## V.1. Caractéristique de la structure :

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation et service, le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations (**RPA 4.5 2003**).

## V.2. Vérification de la période fondamentale T [Art 4.2.4 RPA 99/2003]

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- $h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.  
D'où :  $h_N = 45,56\text{m}$

- $C_T$  : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de RPA. D'où :  $C_T=0.05$

**Donc :**

$$T_{RPA} = 0,05(48,28)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0,91 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique  $T_{RPA}$  il y aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} \times 1.3$$

$$T_{maj} = 0.91 \times 1.3 \quad \text{D'où : } T_{maj} = 1,18 \text{ sec}$$

- ✓ A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le  $T_{numérique}$

**Tableau 23 : Période et nombre de mode considérer**

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.372845	62.7414	0.1828	62.7414	0.1828	0.0904
2	1.26571	0.1941	60.6064	62.9354	60.7892	0.0147
3	0.98045	0.1147	0.0031	63.0501	60.7924	59.2616
4	0.406251	11.8486	0.0005	74.8986	60.7928	0.0048
5	0.297162	0	16.8485	74.8987	77.6413	0.0954
6	0.247577	0.0154	0.1134	74.914	77.7548	15.8469
7	0.219869	5.0512	0.0003	79.9652	77.7551	0.0873
8	0.163434	3.7768	0.0001	83.7421	77.7551	0.0063
9	0.148872	0.0017	0.0152	83.7437	77.7703	2.8128
10	0.134366	0.0016	6.4268	83.7453	84.1971	0.0251
11	0.13001	5.3751	0.0016	89.1204	84.1988	0.0013
12	0.102893	2.5514	0.0101	91.6718	84.2088	1.7658

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale :
- ❖  $T$  analytique = 1.37 sec

Période	$T_{RPA}$	$T_{maj}$	$T_{numérique}$
Valeur	0,91	1,18	1,37

### V.3. Pourcentage de masse participante :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure .
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée (**RPA99/V2003, article 4.3.4**)

D'après le tableau, le pourcentage de la participation massique a atteint les **90%** dans le **mode 5**.

#### V.3.1. Vérification des modes de vibrations :

Tableau 24 : Vérification de vibration des modes

Mode	UX	UY	RZ
1	62.7414	0.1828	0.0904
2	0.1941	60.6064	0.0147
3	0.1147	0.0031	59.2616

- Le premier mode de vibration est une **translation** suivant **x-x** avec une mobilisation de masse de 62,7414 %
- Le deuxième mode de vibration est une **translation** suivant **y-y** avec une mobilisation de masse de 60,6064 %
- Le troisième mode vibration est une **torsion** autour de **z-z**.

#### V.3.2. Justification vis-à-vis de contreventement :

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

##### V.3.2.1. Forces horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

- Sens XX :
- Voiles et portiques :

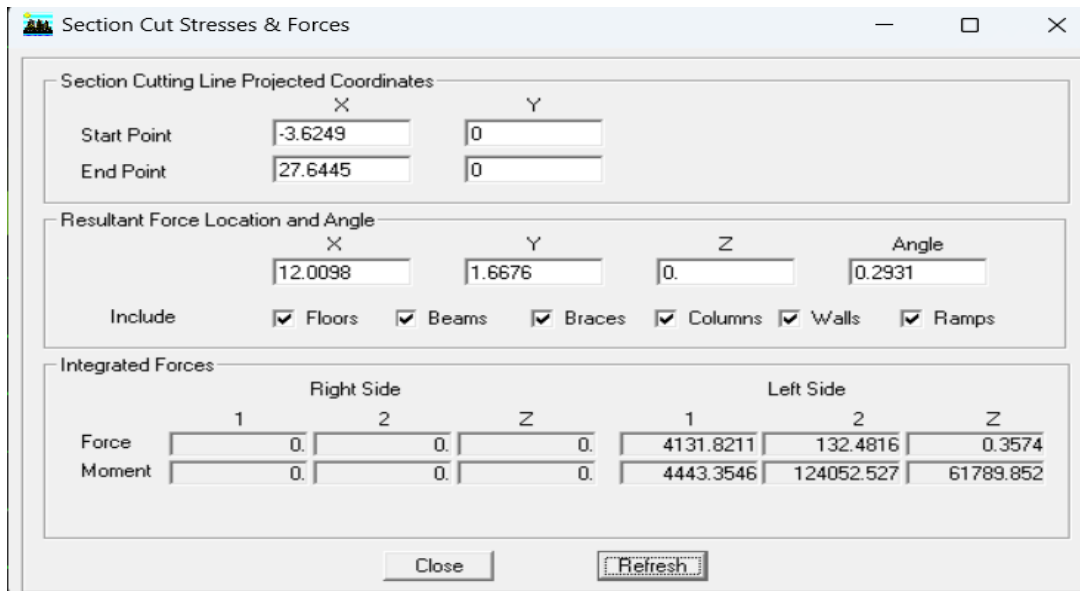


Figure V:1 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens x-x

- Voile uniquement :

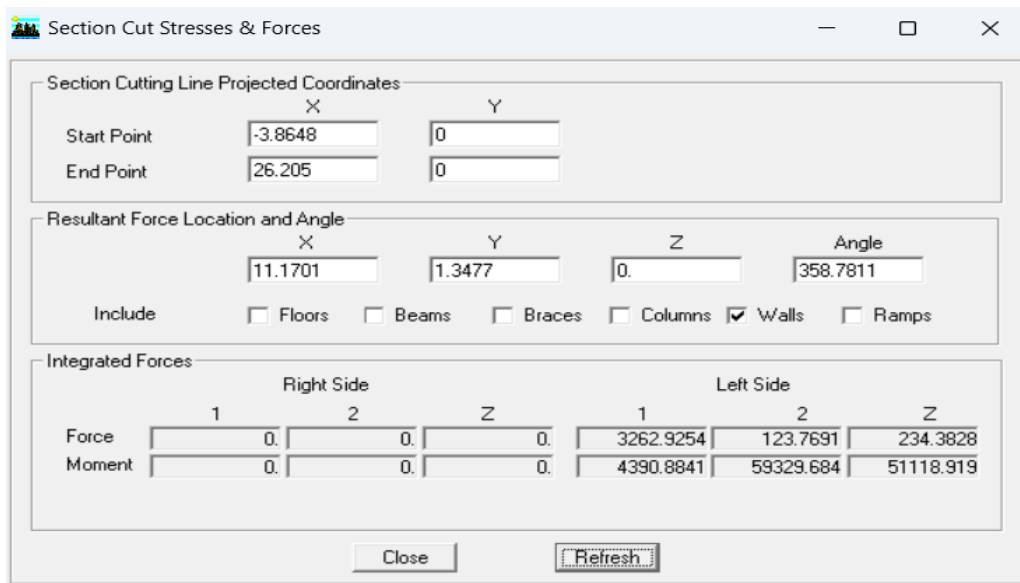


Figure V:2 : Charges horizontales reprises par les voiles.

- Sens YY :
- Voiles et portiques :

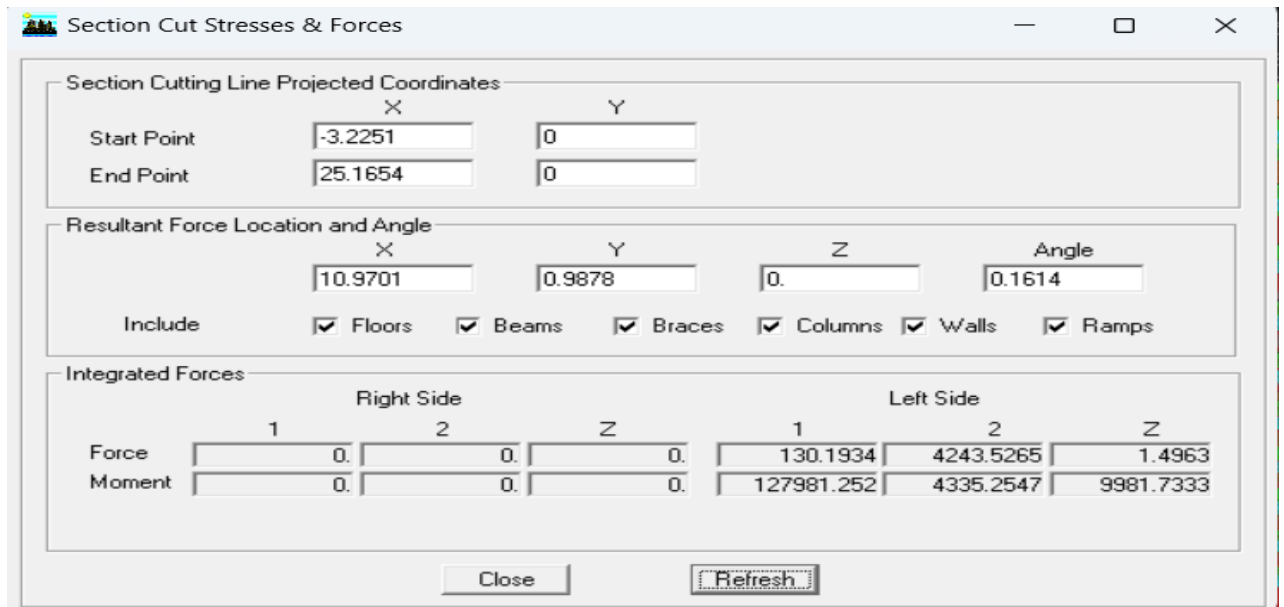


Figure V:3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens y-y

- Voile uniquement :

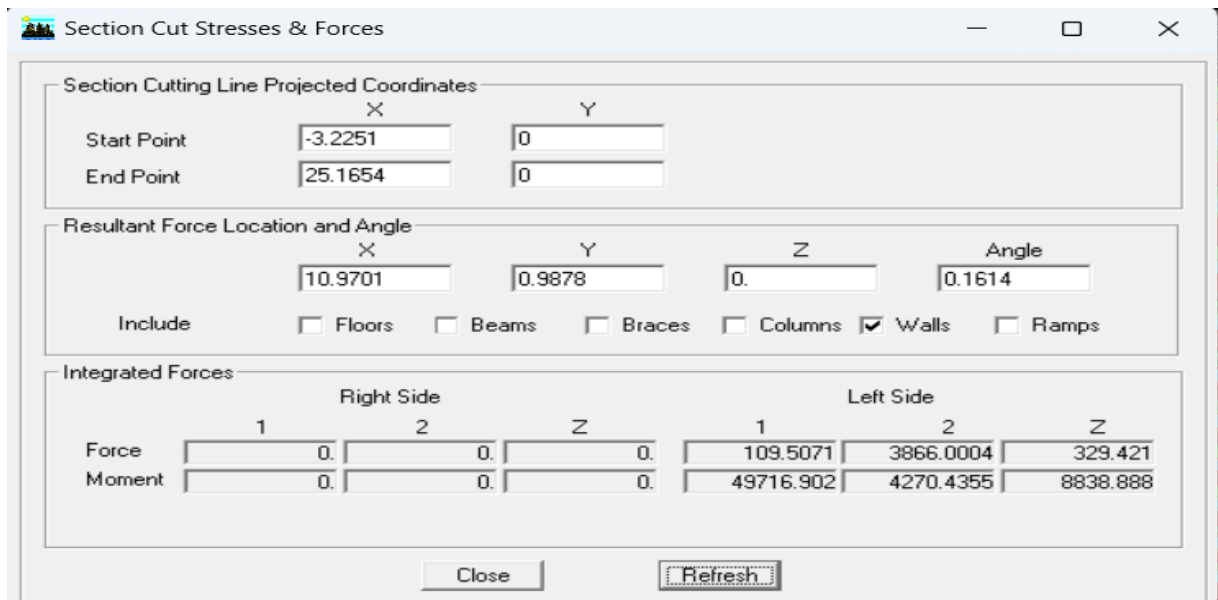


Figure V:4 : Charges horizontales reprises par les voiles

### V.3.2.2. Forces verticales :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2.2654	0
End Point	25.7252	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.7299	1.1878	0.	0.6548

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	9.116E-11	4.570E-10	-93483.11
Moment	0.	0.	0.	-1272910.1	-37893.26	0.1499

Close Refresh

Figure V:5 : Charges verticales reprises par la structure.

- o Voile uniquement :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2.2654	0
End Point	25.7252	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.7299	1.1878	0.	0.6548

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	-1.892	12.3696	-47508.08
Moment	0.	0.	0.	-657724.8	-26098.455	18.4604

Close Refresh

Figure V:6 : Charges verticales reprises par les voiles.

Tableau 25 : tableau des efforts horizontaux due au charges verticales

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	4131,82	3262,92	78,97	21,03
Ey	4243,52	3866,00	91,10	8,89
ELU	93493,11	47508,08	50,81	49,18

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que pour tous les voiles reprennent plus de 50% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans le tableau des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, notre système de contreventement est constitué par des voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris **R=3.5** d'après le tableau **4.3 de RPA 99/2003**.

#### V.4. Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.3.6 RPA 99/2003]

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  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  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t \leq 0.8 V$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

##### V.4.1. Calcul de l'effort tranchant par la formule empirique du RPA :

$$V = \frac{A_x D_x Q}{R} W \quad \text{RPA99 Page 28 formule (4.1)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement.

W : poids total de la structure.

Paramètres		La valeur
<b>Coefficient d'accélération de zone : A</b> Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique IIa . . Groupe d'usage Ib	A= 0,20
<b>Calcul de la période T :</b> RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6) $h_n = 48,28$ m	T=0,98 s.
<b>Facteur d'amplification dynamique moyen :</b>	Valeur $T_2$ : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$ . Valeur de $\xi$ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur : $\xi = 10$ Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$ $\eta = 0,76$	D=1,68
<b>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</b> $D = 2.5 \cdot \eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3}$ $T > 3s$		
<b>Coefficient de comportement global de la structure R :</b> RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	<b>Une structure contreventée par voiles porteurs</b>	R=3,5
<b>Poids total <math>W_t</math> :</b>		<b>89607,82KN</b>

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Tableau 26 : Facteur de qualité Q.

Observation de critère	$Q_y$		$Q_x$	
	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2-Redondance en plan	0	0.05	0	0.05
3-Régularité en plan	0	0.05	0	0.05
4-Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
5-Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10	0	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.10		1.10	

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	TOITURE	EX	Top	0.00	454.38	12.10	7223.287	0.000	0.000
	TOITURE	EX	Bottom	0.00	454.38	12.10	7223.294	37.046	1390.959
	TOITURE	EY	Top	0.00	10.66	524.73	6636.161	0.000	0.000
	TOITURE	EY	Bottom	0.00	10.66	524.73	6636.175	1606.251	32.619
	ATTIQUE	EX	Top	0.00	946.05	26.57	14887.125	37.046	1390.959
	ATTIQUE	EX	Bottom	0.00	946.05	26.57	14887.215	116.744	4157.846
	ATTIQUE	EY	Top	0.00	25.17	1083.12	13890.741	1606.251	32.619
	ATTIQUE	EY	Bottom	0.00	25.17	1083.12	13890.857	4874.187	102.710
	ET8	EX	Top	0.00	1426.06	41.83	22472.942	116.744	4157.846
	ET8	EX	Bottom	0.00	1426.06	41.83	22473.070	243.108	8405.206
	ET8	EY	Top	0.00	40.03	1559.66	19844.791	4874.187	102.710
	ET8	EY	Bottom	0.00	40.03	1559.66	19844.989	9561.383	223.935
	ET7	EX	Top	0.00	1817.70	56.12	28804.578	243.108	8405.206
	ET7	EX	Bottom	0.00	1817.70	56.12	28804.740	412.937	13828.510
	ET7	EY	Top	0.00	52.80	1944.30	24608.714	9561.383	223.935
	ET7	EY	Bottom	0.00	52.80	1944.30	24608.965	15360.366	383.705
	ET6	EX	Top	0.00	2139.30	69.03	34022.754	412.937	13828.510
	ET6	EX	Bottom	0.00	2139.30	69.03	34022.936	621.702	20155.905
	ET6	EY	Top	0.00	55.91	2240.70	28228.260	15360.366	383.705

⏪ ⏩ ⏴ ⏵

OK

Figure V:7 : Efforts tranchants donnés par ETABS

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_{x-etabs} = F1 = 4132,03 \text{ KN}$$

$$V_{y-etabs} = F2 = 4243,65 \text{ KN}$$

	L'effort tranchant (MSE)	$0,8 * V_{MSE}$	$V_{logiciel}$	$V_{logiciel} \geq 0,8 * V_{MSE}$	
<b>Sens X-X</b>	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} . w$	5007,40	4005,92	4132,03	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sens Y-Y</b>	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} . w$	5007,40	4005,92	4243,65	<b>Condition vérifiée</b>

### V.5. Vérification de l'effort normal réduit (RPA99/V2003.Art7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$$

- $N_d$  : l'effort normal maximal.
- $B_c$  : section du poteau.
- $f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

Tableau 27 : Vérification de l'effort normal réduit

Poteaux	N <sub>d</sub> (kN)	Combinaison	B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	F <sub>c28</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	V	Observation
55×50	1424.66	08GEY	2750	2,5	0,20	v<0.3 condition vérifiée
50×45	246,06	GQEX	2250	2,5	0,04	v<0.3 condition vérifiée
45×40	41,32	08GEX	1800	2,5	0,009	v<0.3 condition vérifiée

### V.6. Vérification des déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du **RPA 99 version 2003[01]**. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « $\delta_k$ » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 version 2003[01], formule 4-19})$$

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

R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99 version 2003[01],}).$$

$\delta_{kx}$  : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à un niveau i-1

$\delta_{ky}$  : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à un niveau i-1  
 $H_e$  : hauteur de l'étage courant

➤ **Sens longitudinal x-x :**

Diaphragm CM Displacements									
Edit View									
Diaphragm CM Displacements									
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TOITURE	D15	EX	0.0411	0.0015	0.0000	0.00000	0.00000	0.00055
	ATTIQUE	D14	EX	0.0399	0.0014	0.0000	0.00000	0.00000	0.00052
	ET8	D13	EX	0.0376	0.0013	0.0000	0.00000	0.00000	0.00049
	ET7	D12	EX	0.0351	0.0012	0.0000	0.00000	0.00000	0.00045
	ET6	D11	EX	0.0323	0.0011	0.0000	0.00000	0.00000	0.00041
	ET5	D10	EX	0.0292	0.0009	0.0000	0.00000	0.00000	0.00036
	ET4	D9	EX	0.0259	0.0008	0.0000	0.00000	0.00000	0.00032
	ET3	D8	EX	0.0225	0.0007	0.0000	0.00000	0.00000	0.00028
	ET2	D7	EX	0.0190	0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	0.00023
	ET1	D6	EX	0.0154	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00019
	MEZZA	D5	EX	0.0119	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
	RDC	D4	EX	0.0071	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00010
	ES	D3	EX	0.0035	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
	SS1	D2	EX	0.0014	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
	SS2	D1	EX	0.0005	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

Tableau 28 : Les résultats du calcul avec la combinaison Ex :

Story	Hauteur d'étage	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k=R \delta_{ek}$ (m)	$\Delta k$ (m)	1%h(m)	Observation
Toiture	3,06	0.0411	3,5	0.14385	0.0042	0,0306	Vérifié
Attique	3,06	0.0399	3,5	0.13965	0.00805	0,0306	Vérifié
8E	3,06	0.0376	3,5	0.1316	0.00875	0,0306	Vérifié
7E	3,06	0.0351	3,5	0.12285	0.0098	0,0306	Vérifié
6E	3,06	0.0323	3,5	0.11305	0.01085	0,0306	Vérifié
5E	3,06	0.0292	3,5	0.1022	0.01155	0,0306	Vérifié
4E	3,06	0.0259	3,5	0.09065	0.0119	0,0306	Vérifié
3E	3,06	0.0225	3,5	0.07875	0.01225	0,0306	Vérifié
2E	3,06	0.019	3,5	0.0665	0.0126	0,0306	Vérifié
1E	3.06	0.0154	3,5	0.0539	0.01225	0,0306	Vérifié
Mezzanine	4,08	0.0119	3,5	0.04165	0.0168	0,0408	Vérifié
RDC	4,08	0.0071	3,5	0.02485	0.0126	0,0408	Vérifié
Entre sol	4.08	0.0035	3,5	0.01225	0.00735	0,0408	Vérifié
Sous-sol1	2.72	0.0014	3,5	0.0049	0.00315	0,0272	Vérifié
Sous-sol2	2.72	0.0005	3,5	0.00175	0.00175	0,0272	Vérifié

➤ Dans le sens transversal y-y :

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TOITURE	D15	EY	0.0014	0.0391	0.0000	0.00000	0.00000	0.00041
	ATTIQUE	D14	EY	0.0014	0.0369	0.0000	0.00000	0.00000	0.00037
	ET8	D13	EY	0.0013	0.0339	0.0000	0.00000	0.00000	0.00034
	ET7	D12	EY	0.0013	0.0307	0.0000	0.00000	0.00000	0.00031
	ET6	D11	EY	0.0012	0.0276	0.0000	0.00000	0.00000	0.00028
	ET5	D10	EY	0.0011	0.0243	0.0000	0.00000	0.00000	0.00024
	ET4	D9	EY	0.0009	0.0211	0.0000	0.00000	0.00000	0.00021
	ET3	D8	EY	0.0008	0.0179	0.0000	0.00000	0.00000	0.00018
	ET2	D7	EY	0.0007	0.0149	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
	ET1	D6	EY	0.0006	0.0119	0.0000	0.00000	0.00000	0.00013
	MEZZA	D5	EY	0.0005	0.0092	0.0000	0.00000	0.00000	0.00010
	RDC	D4	EY	0.0003	0.0059	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006
	ES	D3	EY	0.0001	0.0032	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	SS1	D2	EY	0.0001	0.0012	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
	SS2	D1	EY	0.0000	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

Tableau 29 : Les résultats du calcul avec la combinaison Ey :

Story	Hauteur d'étage	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k=R \delta_{ek}$ (m)	$\Delta k$ (m)	1%h(m)	Observation
Toiture	3,06	0.0391	3,5	0.13685	0.0077	0,0306	Vérifiée
Attique	3,06	0.0369	3,5	0.12915	0.0105	0,0306	Vérifiée
8E	3,06	0.0339	3,5	0.11865	0.0112	0,0306	Vérifiée
7E	3,06	0.0307	3,5	0.10745	0.01085	0,0306	Vérifiée
6E	3,06	0.0276	3,5	0.0966	0.01155	0,0306	Vérifiée
5E	3,06	0.0243	3,5	0.08505	0.0112	0,0306	Vérifiée
4E	3,06	0.0211	3,5	0.07385	0.0112	0,0306	Vérifiée
3E	3,06	0.0179	3,5	0.06265	0.0105	0,0306	Vérifiée
2E	3,06	0.0149	3,5	0.05215	0.0105	0,0306	Vérifiée
1E	3,06	0.0119	3,5	0.04165	0.00945	0,0306	Vérifiée
Mezzanine	4,08	0.0092	3,5	0.0322	0.01155	0,0408	Vérifiée
RDC	4,08	0.0059	3,5	0.02065	0.00945	0,0408	Vérifiée
Entre sol	4,08	0.0032	3,5	0.0112	0.007	0,0408	Vérifiée
Sous-sol1	2,72	0.0012	3,5	0.0042	0.0028	0,0272	Vérifiée
Sous-sol2	2,72	0.0004	3,5	0.0014	0.0014	0,0272	Vérifiée

### V.7. Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f_{\text{adm}} = \frac{Ht}{500} \quad (\text{BAEL 91, article B.6.5.3})$$

f : La flèche admissible.

H<sub>t</sub> : la hauteur totale du bâtiment.

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → Show Story Response Plots → Case EX → Display.

a) Sous l'action de E<sub>Y</sub> :

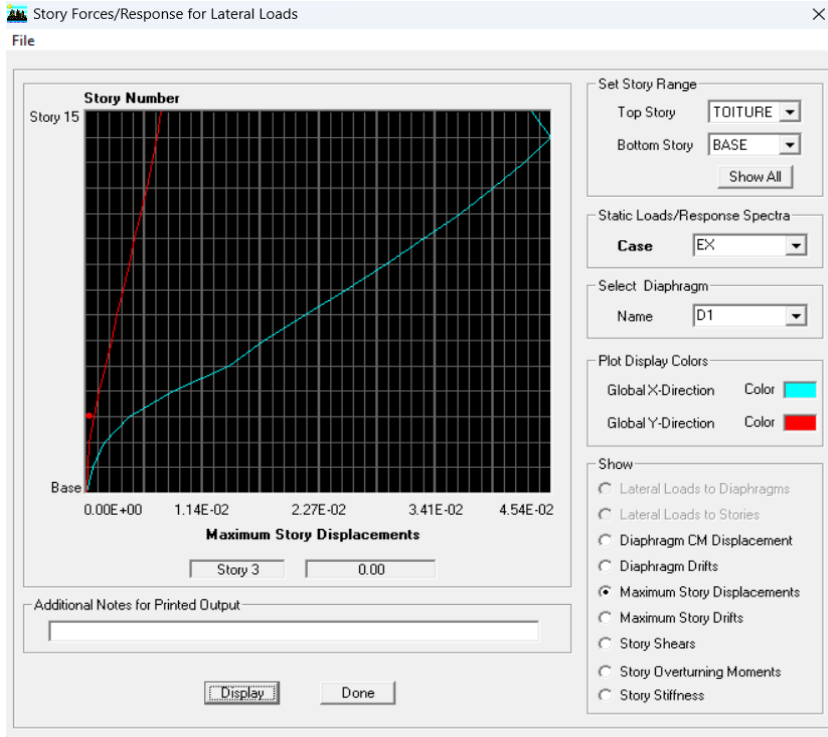


Figure V:8 : déplacement relatif dans le sens longitudinal

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{48,28}{500} = 0,09656 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

b) Sous l'action de E<sub>X</sub> :

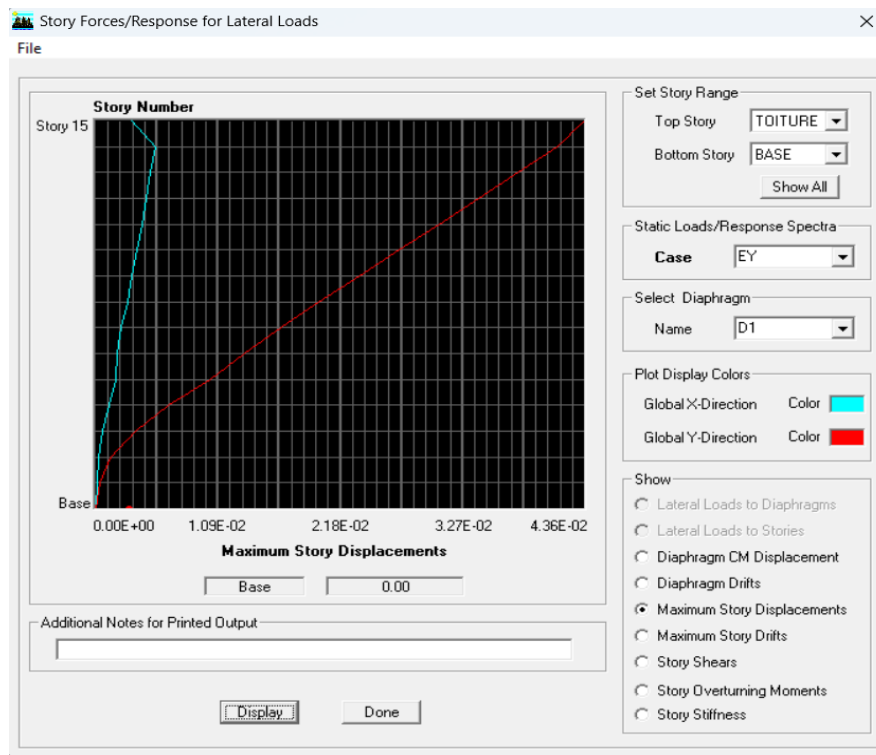


Figure V:9 : déplacement relatif dans le sens longitudinal

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{48,28}{500} = 0,09656 \text{ m} \dots \dots \dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

### V.8. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » ( $\Delta$ ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- $\delta$**  : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = PK \Delta_K / VK h_K < 0.1 \quad \text{tel que :}$$

- Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>eme</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1/(1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$PK$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$VK$  : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

$h_K$  : hauteur de l'étage « K ».

↳ L'évaluation de cet effet du 2<sup>eme</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

- Sens longitudinal (x-x) :

*Tableau 30 : vérification de l'effet P- $\Delta$  sens x-x*

Story	V <sub>kx</sub> (KN)	P <sub>k</sub> (KN)	$\Delta_{kx}$ (m)	H <sub>k</sub> (m)	$\theta_{kx}$	1%h(m)	OBSR
<b>TOITURE</b>	454.38	3125	0.0042	3,06	0.00943971	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Attique</b>	946.05	8614.71	0.00805	3,06	0.02395527	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>8E</b>	1426.06	14202	0.00875	3,06	0.02847727	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>7E</b>	1817.7	19919.39	0.0098	3,06	0.03509607	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>6E</b>	2139.3	25497.12	0.01085	3,06	0.04225983	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>5E</b>	2425.77	31214.51	0.01155	3,06	0.04856993	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>4E</b>	2679.87	37017.97	0.0119	3,06	0.05371857	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>3E</b>	2915.16	42829.08	0.01225	3,06	0.05881539	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>2E</b>	3136.14	48632.53	0.0126	3,06	0.06385289	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>1E</b>	3350.73	54504.05	0.01225	3,06	0.06511844	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Mezzanine</b>	3577.17	61543.71	0.0168	4,08	0.09445652	0,0408	<b>Condition vérifiée</b>
<b>RDC</b>	3749.21	68680.2	0.0126	4,08	0.07542944	0,0408	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Entre sol</b>	3893.34	75930.64	0.00735	4,08	0.04684472	0,0408	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sous-sol 1</b>	4050.3	85383.96	0.00315	2,72	0.02170092	0,0272	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sous-sol 2</b>	4132.03	94837.27	0.00175	2,72	0.01312599	0,0272	<b>Condition vérifiée</b>

- Sens longitudinal (y-y) :

Tableau 31 : vérification de l'effet P- $\Delta$  sens (y-y)

Story	V <sub>ky</sub> (KN)	P <sub>k</sub> (KN)	$\Delta_{ky}$ (m)	H <sub>k</sub> (m)	$\theta_{Ky}$	1%h(m)	OBSR
<b>TOITURE</b>	524.73	3125	0.0077	3,06	0.01498592	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Attique</b>	1083.12	8614.71	0.0105	3,06	0.02729179	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>8E</b>	1559.66	14202	0.0112	3,06	0.03332853	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>7E</b>	1944.3	19919.39	0.01085	3,06	0.03632629	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>6E</b>	2249.7	25497.12	0.01155	3,06	0.04277865	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>5E</b>	2519.76	31214.51	0.0112	3,06	0.0453413	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>4E</b>	2765.31	37017.97	0.0112	3,06	0.04899654	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>3E</b>	2994.7	42829.08	0.0105	3,06	0.04907421	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>2E</b>	3212.89	48632.53	0.0105	3,06	0.05193963	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>1E</b>	3427.12	54504.05	0.00945	3,06	0.04911451	0,0306	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Mezzanine</b>	3671.22	61543.71	0.01155	4,08	0.06327524	0,0408	<b>Condition vérifiée</b>
<b>RDC</b>	3908.99	68680.2	0.00945	4,08	0.0542597	0,0408	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Entre sol</b>	4082.35	75930.64	0.007	4,08	0.04254842	0,0408	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sous-sol 1</b>	4200.16	85383.96	0.0028	2,72	0.01860146	0,0272	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Sous-sol2</b>	4243.66	94837.27	0.0014	2,72	0.01022457	0,0272	<b>Condition vérifiée</b>

✓ D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

### Conclusion :

La modélisation de la structure avec ETABS présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

# Chapitre VI. Ferrailage des éléments porteurs.

## 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 genres de sollicitations.

## VI.1. Ferrailage des poteaux :

### VI.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, leur ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$  à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$  à l'ELS
- $G + Q + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
- $0,8G + E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

### VI.1.2. Recommandations et exigences du RPA :

#### a) Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de  $0,8 \% \times b \times h$  en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone courante est de  $3\% \times b \times h$  en zone IIa.
- Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de  $6\% \times b \times h$  en zone IIa.

Tableau 32: Armatures longitudinales des poteaux exigés par le RPA

Sections des poteaux cm <sup>2</sup>	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0.8 % [bh] (cm <sup>2</sup> )	3% [bh] (cm <sup>2</sup> ) en zone courante	6% [bh] (cm <sup>2</sup> ) en zone de recouvrement
<b>55×50</b>	22	82,5	165
<b>50×45</b>	18	67,5	135
<b>45×40</b>	14,4	54	108

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40 \varnothing$  en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

**b) Armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculés par cette formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

**Avec :**

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

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

$\rho_a = 2,50$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3,75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et en tournant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\emptyset_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\emptyset_t = \frac{1}{3} \emptyset_L^{\max}$$

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\emptyset_L^{\min}; 40 \text{ cm}; (a + 10)\text{cm}\} \text{(BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

- D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{10\emptyset_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} , \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\emptyset_L^{\min} , \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\emptyset_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

### 1. Calcul d'élanement (élanement géométrique):

$$\lambda g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

**Avec :**

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

$\lambda g$  : élanement géométrique.

### 2. Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^0$  ayant une longueur droite de  $10\emptyset_{\min}$ .

$\frac{A_t}{b.S_t}$  en % est donné comme suite :

Si  $\lambda g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$ .

Si  $\lambda g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda g < 5$  par interpolation entre les valeurs précédentes.

### VI.1.3. Calcul du ferrailage à l'ELU :

#### VI.1.3.1. Armatures longitudinales :

##### VI.1.3.1.1. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

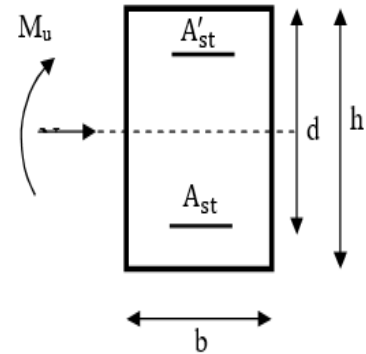


Figure VI:1: Schéma de ferrailage

##### a. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normal est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

**Avec :**

$M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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

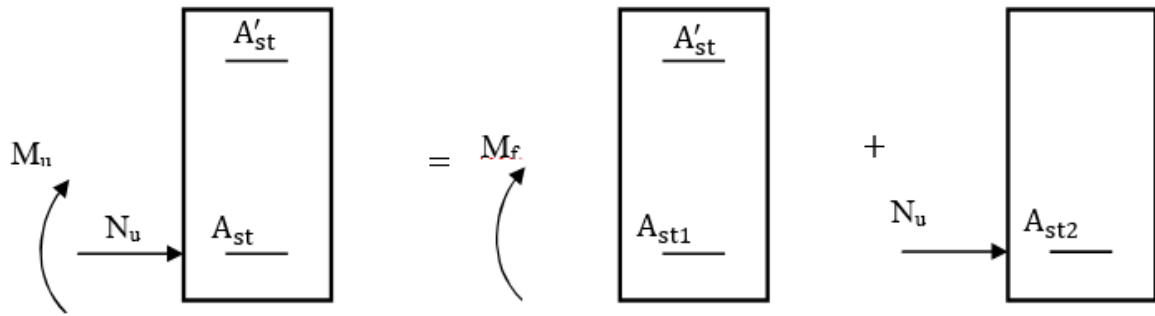


Figure VI:2 : Section partiellement comprimée (SPC).

- Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

- 1<sup>er</sup> cas :

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SAA).

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s}, \quad A'_{st} = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

$$A'_{st} \neq 0$$

On calcul :

$$M_r = \mu_1 b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

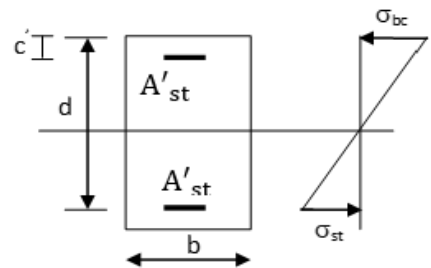


Figure VI:3 : Schéma de ferrailage

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est  $A'_{st} = A'$  ;  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**b. Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

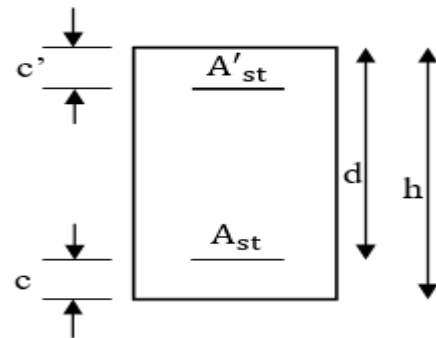


Figure VI:4 : Schéma de ferrailage.

Deux cas peuvent se présenter :

- **1<sup>er</sup> cas** : SSA (Section Simplement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  En situation durable

$\gamma_b = 1,15$  En situation accidentelle

- **2<sup>ème</sup> cas** : SDA (Section doublement Armée) :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \quad A'_{st} > 0 \text{ et } A_{st} > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')}$$

$$A_{st} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{st}$$

**VI.1.3.2. Sollicitations de calcul :**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal $N_u$ (KN)	Moment $M_u$ (KN.m)
<b>Zone I</b>	<b>[55 × 50]</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	GQEX	1433.02	8.86
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	ELU	-4468.31	4.44
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQEY	-154.79	289.78
<b>Zone II</b>	<b>[50 × 45]</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	GQEX	245.01	78.99
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	GQEX	-2197.51	-19.36
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQEX	-852.22	256
<b>Zone III</b>	<b>[45 × 40]</b>	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	GQEX	40.38	105.65
		$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	ELU	-1309.39	30.25
		$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	GQEX	-503.17	205.03

**Avec :**

**Zone I :** sous-sol 1 et 2, entre-sole, RDC, mezzanine

**Zone II :** 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> étage

**Zone III :** 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup>, étage attique, toiture.

- Exemple d'un calcul manuelle**

**Exemple de calcul pour le poteau (55 x 50) cm<sup>2</sup> à l'ELU :**

$b = 50\text{cm}$  ;  $h = 55\text{cm}$ ;  $d = 52\text{cm}$  ;  $f_{bu} = 14,2\text{ MPa}$

$c = c' = 3\text{cm}$        $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$N_u = 1433.02\text{ kN}$  ;  $M_u = 8.86\text{ kN.m}$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8.86 \times 10^2}{1433.02} = 0.61\text{cm}$$

$$e = 0.61\text{cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{55}{2} - 3\right) = 24,5\text{cm} \Rightarrow \text{SET}$$

- Calcul de la section d'armature :**

$$A_{s_{\text{inf}}} = \frac{N_u g}{(d - c)\sigma_{10}} = \frac{1433.02 \times 10^3 \times 238.9}{(520 - 30)400} = 17.67\text{cm}^2$$

- 

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{s_{\text{inf}}} = \frac{1433.02 \times 10}{400} - 15.03 = 18,15\text{cm}^2$$

- **Remarque :**
  - La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.
  - Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « **Socotec** ».

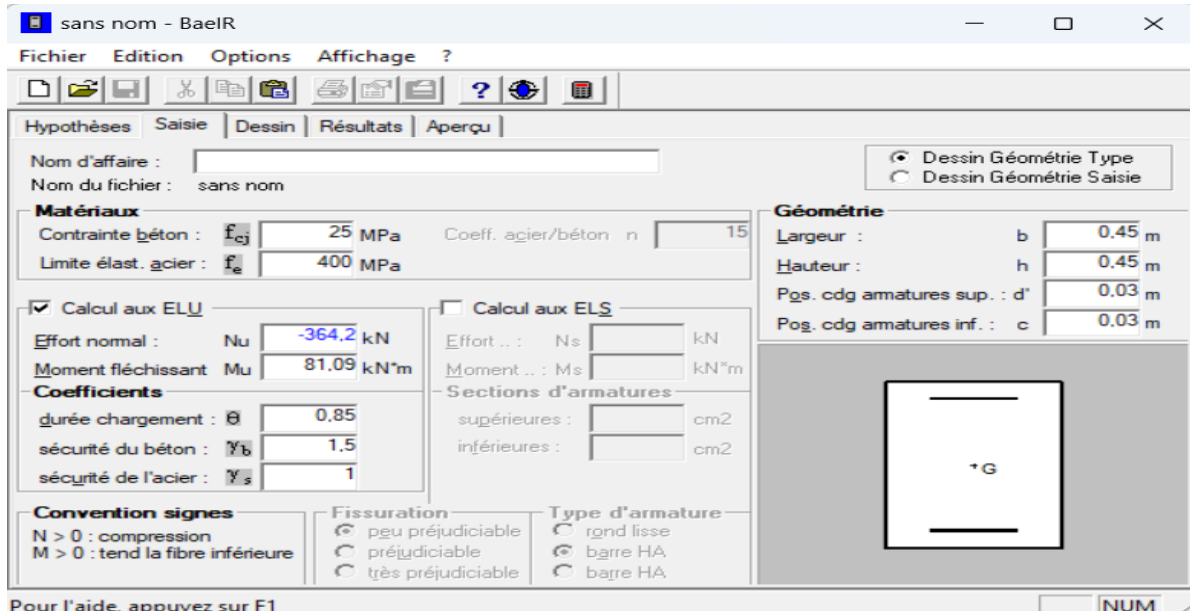


Figure VI:5 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau 33 : Tableau de ferrailage des poteaux

Zone	Sollicitations	N (KN)	Mx (KN.m)	NATURE	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage /face
Zone I (55x50)	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	1433.02	8.86	SET	11.46	10.36	7.72	4HA20
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-4468.31	4.44	SEC	0	0		
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-154.79	289.78	SPC	0	10.12		
Zone II (50x45)	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	245.01	78.99	SPC	0	7.47	6.27	4HA16
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-2197.51	-19.36	SEC	0	0		
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-852.22	256	SPC	0	5.5		
Zone III (45x40)	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	40.38	105.65	SPC	0	7.03	4.98	2HA16+ 2HA14
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-1309.39	30.25	SEC	0	0		
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-499	202.09	SPC	0	7.62		

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le tableau ci-dessous résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

*Tableau 34 : Vérification des sections totales adoptées selon le RPA*

Section	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>55x50</b>	12HA20= 37.68	22	CV
<b>50x45</b>	12HA16= 24.12	18	CV
<b>45x40</b>	4HA16+6HA14= 17.28	14,4	CV

#### VI.1.4. Vérification à l'ELU :

##### A. Armatures transversales :(Art 7.4.2.2 RPA99/2003)

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \quad \text{Soit :} \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Avec :

$\phi_l$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On fixe pour les armatures transversales une section d'At = 2HA8 = **1,01cm<sup>2</sup>** (2 Cadre).

- **Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2 RPA99/2003)**

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min\{15 \times 1,4 ; 40\text{cm}; (40 + 10)\}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

Avec :

**a** : est la petite dimension du poteau

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

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}\} = \min\{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm.}$$

Nous adoptons :  $S_t = 10 \text{ cm.}$

**NB** : au niveau du nœud, on introduit des armatures en U superposées (avec alter nuance dans l'orientation) afin de le consolider donc le rendre moins vulnérable au séisme.

➤ **En zone de courante :**

$$S_t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm.}$$

Nous adoptons :  $S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec :  $\phi_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **La disposition des cadres dans la zone nodale :**

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

$$l' = 2h$$

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

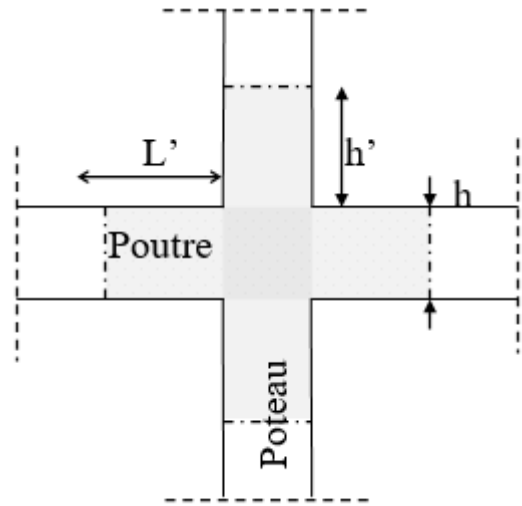


Figure VI:6 : Délimitation de la zone nodale.

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1, h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

Tableau 35 : Délimitation de la zone nodale

ZONE	Poteaux	$H_e$ (cm)	$h' = \max ( h_e/6 , B_1 , h_1, 60\text{cm})$	
Zone I	55× 50	4,08	$h' = \max ( 68, 50, 55, 60\text{cm})$	$h' = 70 \text{ cm}$
		3,06	$h' = \max ( 51, 50, 55, 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
		2.72	$h' = \max ( 51, 50, 55, 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
Zone II	50× 45	3,06	$h' = \max ( 51, 45, 50, 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
			$h' = \max ( 51, 45, 50, 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
Zone III	45 ×40	3,06	$h' = \max ( 51, 40, 45, 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

• **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22) :**

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%$ .

Si  $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  par interpolation entre les valeurs précédentes.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

-Si  $\lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0,3\% . S_{t, b1}$

-Si  $\lambda_g \leq 3$ .....  $A_t^{\min} = 0,8\% \cdot S_t \cdot b_1$

-Si  $3 < \lambda_g < 5$ ..... par interpolation entre les valeurs précédentes.

**Avec :**

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

**Avec :**

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

• **Poteaux (55 x 50) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,08}{0,55} = 5,24 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$  ... **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$  ... **condition non vérifiée**

• **Poteaux (50 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,50} = 4,32 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0038 \times 10 \times 45 = 1,71 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$  ... **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0038 \times 15 \times 45 = 2,52 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$  ... **condition non vérifiée**

• **Poteaux (45 x 40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,80 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0044 \times 10 \times 40 = 1,76 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$  ... **condition vérifiée**

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,0044 \times 15 \times 40 = 2,64 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$  ... **condition non vérifiée**

D'après les résultats ci-dessus,  $A_t^{\min} > A_t \Rightarrow$  les armatures longitudinales des poteaux (du 1<sup>er</sup> au dernier étage) seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales :

( $4\emptyset 10 = 3,14 \text{ cm}^2$ )

**Conclusion :**

Poteaux	Sections des armatures transversales(cm <sup>2</sup> )	Espacement
(55 x 50)	(4 cadres Ø10) = 3,14	Zone nodale =10 cm Zone courant=15 cm
(50 x 45) (45 x 40)	(2 cadres Ø10+losange Ø10) = 3,14	Zone nodale=10 cm Zone courante=15 cm

**a. La longueur minimale des recouvrements est de :**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est :  $L = 40 \times \varphi$

Pour les HA 20 :  $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 80 \text{ cm}$ .

Pour les HA 16 :  $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 64 \text{ cm}$ .

Pour les HA 14 :  $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 56 \text{ cm}$ .

**b. Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$  : Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa} .$$

$$\text{Pour les HA 20 : } l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2,0 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 88,18 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 88,18 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,54 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 61,72 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 61,72 \text{ cm}$$

**c. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_{bu}$ .

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Tableau 36 : vérification de la quantité d'armatures transversales

Zone	$V_u$ [KN]	$\lambda_g$	$\rho_d$	b (cm)	d (cm)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Zone I (55x50)	181,52	5,42	0,075	50	52	0,063	1,875	CV
Zone II (50x45)	169,94	4,32	0,04	45	47	0,089	1	CV
Zone III (45x40)	132,18	4,80	0,04	40	42	0,089	1	CV

### VI.1.5. Vérification à l'ELS :

#### VI.1.5.1. Condition de non fragilité :

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times bd$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1$  MPa

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 37 : Vérifications la condition de non fragilité .

Zone	Sollicitations	$N_s$ (KN)	$M_s$ (KN.m)	$e_s$ (m)	$A_{cnf}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Condition
Zone I (55x50)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-83.58	45.28	-0.54	3.83	22	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-3236.27	3.45	-0.001	7.72		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-1437.42	83.92	-0.05	7.69		CV
Zone II (50x45)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-340.26	24.31	-0.07	6.25	18	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-1582.13	31.39	-0.01	6.27		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-1080.61	56.95	-0.05	6.25		CV
Zone III (45x40)	$N^{\max} - M^{\text{corr}}$	-21.87	37.29	-1.70	4.45	14,4	CV
	$N^{\min} - M^{\text{corr}}$	-950.29	21.97	-0.02	4.98		CV
	$N^{\text{corr}} - M^{\max}$	-175.97	82.01	-0.46	4.82		CV

**VI.1.5.2. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL91):**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- **Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC]**

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bsup}$ : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{asup}$ : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

$\sigma_{binf}$ : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{ainf}$ : Contrainte max dans les aciers inférieurs

Zone	Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	A <sup>sup</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>inf</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sup>bsup</sup> [MPa]	σ <sup>binf</sup> [MPa]	σ̄ <sub>bc</sub> [MPa]	σ <sup>asup</sup> [MPa]	σ <sup>ainf</sup> [MPa]	σ̄ <sub>s</sub> [MPa]	Conditions
<b>Zone I (55x50)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-83.58	45.28	22	22	1.21	0	15	16.2	-16.2	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	- 3236.27	3.45			8.41	8.27		126	124.2		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	- 1437.42	83.92			5.39	2.02		78	33.1		CV
<b>Zone III (50x45)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-340.26	24.31	18	18	1.99	0.39	15	28.4	7.34	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	- 1582.13	31.39			6.58	4.51		96.8	69.6		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	- 1080.61	56.95			5.66	1.92		81.5	32.1		CV
<b>Zone III (45x40)</b>	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-21.87	37.29	14,4	14,4	2.09	0	15	25.4	20.35	348	CV
	N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	-950.29	21.97			5.09	3.11		74.3	48.7		CV
	N <sup>corr</sup> – M <sup>max</sup>	-175.97	82.01			5.09	0		65	40.7		CV

**VI.2. Poutres :****VI.2.1. Introduction :**

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

**VI.2.2. Recommandations du RPA 99 vs 2003 :****VI.2.2.1. Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :**

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4%** en zone courante.
  - 6%** en zone de recouvrement.

*Tableau 38 : Recommandations du RPA*

Section [cm <sup>2</sup> ]	0.5%bh [cm <sup>2</sup> ]	4% bh [cm <sup>2</sup> ]	6% bh [cm <sup>2</sup> ]
<b>Poutre principale (30x55) cm<sup>2</sup></b>	8,25	66	99
<b>Poutre secondaire (30x40) cm<sup>2</sup></b>	6	48	72

- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40∅** en zone II<sub>a</sub>.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- ❖ 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.
- ❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2U** superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ❖ Les directions de recouvrement de ces **U** doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des **U** d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- ❖ On doit avoir un espacement maximum de  $10\text{cm}$  entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

### VI.2.2.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_{tmax} = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right) \quad \text{en zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement}$$

La valeur du diamètre  $\phi_t$  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 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.2.3 étapes de calcul du ferrailage à l'ELU :

#### 1) Etapes de calcul en flexion simple :

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On distingue deux cas :

- ❖ Si  $\mu < \mu_l = 0.392$  : Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

- ❖ Si  $\mu > \mu_l = 0,392$  les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

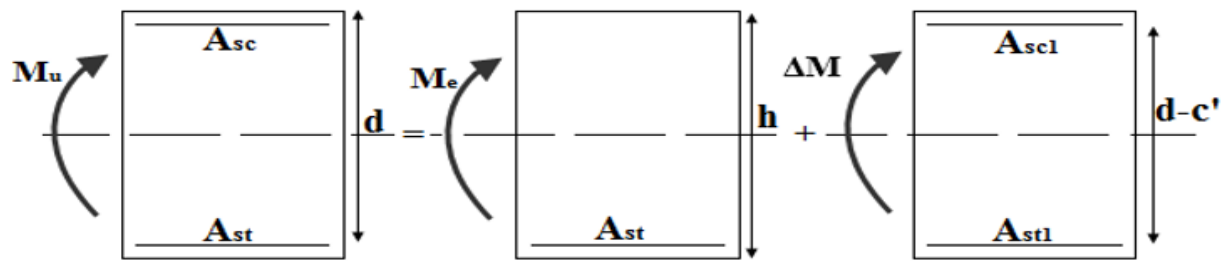


Figure VI:7: Section doublement armée.

### VI.2.3. Les efforts internes et Ferrailage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

- 1<sup>er</sup> cas : non adhérer aux voiles :

Tableau 39 : Ferrailage des poutres.

	Localisation	Combinaison	Moments (KN.m)	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	Ferrailage	$A_{ad}[cm^2]$
Poutres Principales	Travée	ELU	160.29	9.57	1.88	3HA16+chap3HA16	12,06
	Appuis	GQEX	246.46	11.49	1.88	3HA16+chap3HA16	12,06
Poutres Secondaires	Travée	ELU	56.13	4.59	1.34	3HA16	6,03
	Appuis	GQEX	175.3	8.68	1.34	3HA16+chap3HA12	9,42

- 2<sup>eme</sup> cas : adhérer aux voiles :

Tableau 40 : Ferrailage des poutres

	Localisation	Combinaison	Moments (KN.m)	$A_{cal}[cm^2]$	$A_{min}[cm^2]$	Ferrailage	$A_{ad}[cm^2]$
Poutres Principales	Travée	ELU	91.82	5.29	1.88	3HA16+chap3HA16	12,06
	Appuis	GQEX	278.15	11.85	1.88	3HA16+chap3HA16	12,06
Poutres Secondaires	Travée	ELU	82.24	5.91	1.34	3HA16	6,03
	Appuis	GQEX	147.09	9.30	1.34	3HA16+chap3HA12	9,42

La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

-L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit

- ✓  $St_{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$  en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
- ✓  $St \leq \frac{h}{2}$  en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

**Avec :**

$\phi$ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

#### VI.2.4. Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- ✓  $A \frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓  $A \frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées en cadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

- **Le diamètre des armatures transversales est :**

$$\phi_t \leq \min\{h/35; \phi_l; b/10\}$$

$$\phi_t \leq \min\{10; 12; 25\}$$

On Choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements :**

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$$

- **Poutres principales (30×55)**

$$St \leq \min\left(\frac{55}{4}; 12 \times 1,6\right) \quad St \leq \min(13,75; 19,2)$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

- **Poutres secondaires (30×40) :**

$$St \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6\right) \quad St \leq \min(10; 19,2) \quad \mathbf{St = 10 \text{ cm}}$$

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2}$$

- **Poutres principales (30×55)**

$$St \leq \frac{55}{2} \quad \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

- **Poutres secondaires (30×40) :**

$$St \leq \frac{30}{2} \quad \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

### VI.2.5. Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003) :

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$l' = 2 \times h$$

- Poutre Principale :  $l' = 2 \times h = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$ .
- Poutre Secondaire :  $l' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ .

### VI.2.6. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22BAEL91modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \phi 12 : l_s = 42,33 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi 16 : l_s = 56,43 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 60 \text{ cm}$$

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " $L_c$ " est au moins égale à  $0.4L_s$

$$\text{Pour } \phi 12 : l_s = 18 \text{ cm}$$

### VI.2.7. Vérification à l'ELU :

- **Vérification condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

- **Calcul de la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Tableau 41 : Vérification condition de non fragilité

	Localisation	$A_{st}^{min}$	$A_{Adopte}$	Observation
Poutre principale	Travée	1.88	12,06	Condition vérifiée
	Appuis	1.88	12,06	Condition vérifiée
Poutre secondaire	Travée	1.34	6,03	Condition vérifiée
	Appuis	1.34	9,42	Condition vérifiée

- Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau 42 : Vérification aux cisaillements

Poutres	T (KN)	b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Poutre principale (30x55)	46.02	30	52	0,29	3,33	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30x40)	25.17	30	37	0,22	3,33	Condition vérifiée

- Influence de l'effort tranchant :
- ✓ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_U}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau 43: Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres	b (cm)	d (cm)	F <sub>c28</sub> (MPa)	γ <sub>b</sub>	T <sub>u</sub> (KN)	$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d}$	$\frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$	Observation
Poutre principale (30x55)	30	52	25	1,5	46.02	0.65	13,33	CV
Poutre secondaire (30x40)	30	37	25	1,5	25.17	0.50	13,33	CV

✓ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à  $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$  Si  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$  la vérification n'est pas nécessaire

Tableau 44 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.

Poutres	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	d (cm)	0,9 × d	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
Poutre principale (30x55)	46.02	246.46	52	0.46	-117,26	Condition vérifiée
Poutre secondaire (30x40)	25.17	175.3	37	0.33	-104,89	Condition vérifiée

✓ Influence de l'effort tranchant aux appuis (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 300 \times 520 \times 25}{1,5} = 936 \text{ kN}$$

$$\bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 300 \times 370 \times 25}{1,5} = 666 \text{ kN}$$

Tableau 45 : Influence de l'effort tranchant aux appuis

	$T_u$	$\bar{T}_u$	Observations
Poutres principales	46.02	936	Condition vérifiée
Poutres secondaires	25.17	666	Condition vérifiée

### VI.2.8. Vérification à l'ELS :

#### VI.2.8.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

#### VI.2.8.2. Etat limite de compression du béton

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

Tableau 46 : Vérification à l'ELS

	Position	$M_s^{\max}$ [kN.m]	$A_{adop}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Poutre Principale	Travée	140,19	12,06	0.77	0,874	24.68	2.55	348	1,03	15	CV
	Appuis	-164,5	12,06	0.77	0,874	24.68	3.01	348	1,21	15	CV
Poutre Secondaire	Travée	189,8	6,03	0.38	0,904	37.08	6.69	348	1.8	15	CV
	Appuis	-69,72	9,42	0.60	0,886	28.86	1.60	348	0,55	15	CV

**Conclusion :**

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU :

	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub>	
		Travée	Appuis
<b>Poutres principales</b>	30×55	3HA16+3HA16	3HA16+3HA16
<b>Poutres secondaires</b>	30×40	3HA16	3HA16+3HA12

### VI.3. Ferrailage des Voiles :

#### VI.3.1. Introduction :

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4. A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrillés en trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

#### VI.3.2. Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1,5$

#### VI.3.3. Recommandation du RPA 99 version 2003 :

##### VI.3.3.1. Armatures verticales : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifié 99 Art A4.2.1)}$$

**Avec :** B : section du béton tendue

- ❖ 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.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile (figure 7.13). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

### VI.3.3.2. Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9} \\ \text{/Version2003.}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

### VI.3.3.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

#### ✓ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

#### ✓ Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

**Avec :**  $e$  = épaisseur du voile ( $e = 20 \text{ cm}$ )

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié de  $1/(10)$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à  $15 \text{ cm}$

#### ✓ Longueur de recouvrement : (Art :7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

Elles doivent être égales à :

- ❖  $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖  $20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### ✓ Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : S-S1 et 2, entre sol, RDC, mezzanine, 1<sup>er</sup> étage.
- ✓ **Zone II** : 2<sup>ème</sup> étage au 4<sup>ème</sup> étage
- ✓ **Zone III** : 5<sup>ème</sup> étage à l'étage attique.

#### VI.3.4. Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

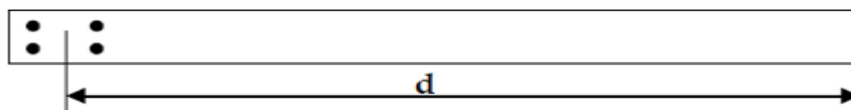
➤ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

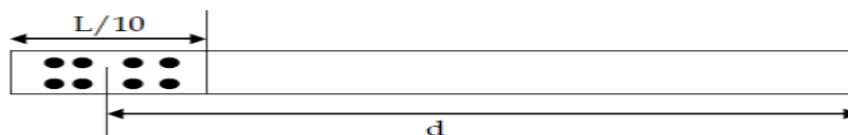
➤ **Calcul de la hauteur utile  $d$  :**

La hauteur utile ( $d$ ) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentent

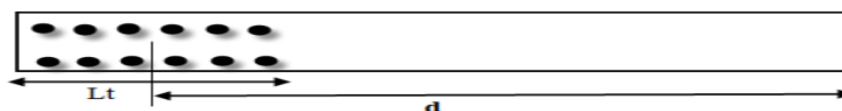
- **Cas 01** : Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.



- **Cas 02** : Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à  $L/10$ .



- **Cas 03** : En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :



$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Avec :

**L** : Longueur du voile.

**L<sub>t</sub>** : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

### VI.3.5. Détermination des armatures :

#### VI.3.5.1. Armatures verticales :

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

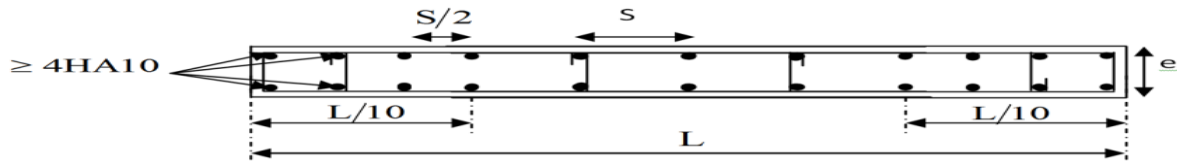


Figure VI:8 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

#### VI.3.5.2. Armatures horizontales :

✓ D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

**A<sub>v</sub>** : Section des armatures verticales.

➤ **Vérification a ELU :**

• **Section minimale d'armature :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ (Art 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99)} \\ A_{\min} \geq 0,002B \text{ (Art 7.7.4.1 / RPA 99 version 2003)} \end{array} \right.$$

• **Zone tendue :**

On doit vérifier  $A_{total\ tendu} \geq 0.2\%B \times l_t$  (Art 7.7.4.1 / RPA99 version 2003)

Avec :

**B** : la section de voile

$L_t$  : la longueur de la zone tendue.

**Globalement dans le voile :**

On doit vérifier :

$$A_{total\ de\ voile} \geq 0,15\%B \quad (\text{Art 7.7.4.2/ RPA 99 version 2003})$$

• **Zone courante :**

On doit vérifier :  $A_{total\ courante} \geq 0,10\%L_c \times b$  (Art 7.7.4.2 RPA99 version 2003)

Avec :

$L_c = L - 2L/10$  : La longueur de la zone courante

$B$  : la largeur de voile.

**VI.3.6. Vérification à l'ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$ : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } V = 1,4 \times T$$

$b_0$ : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

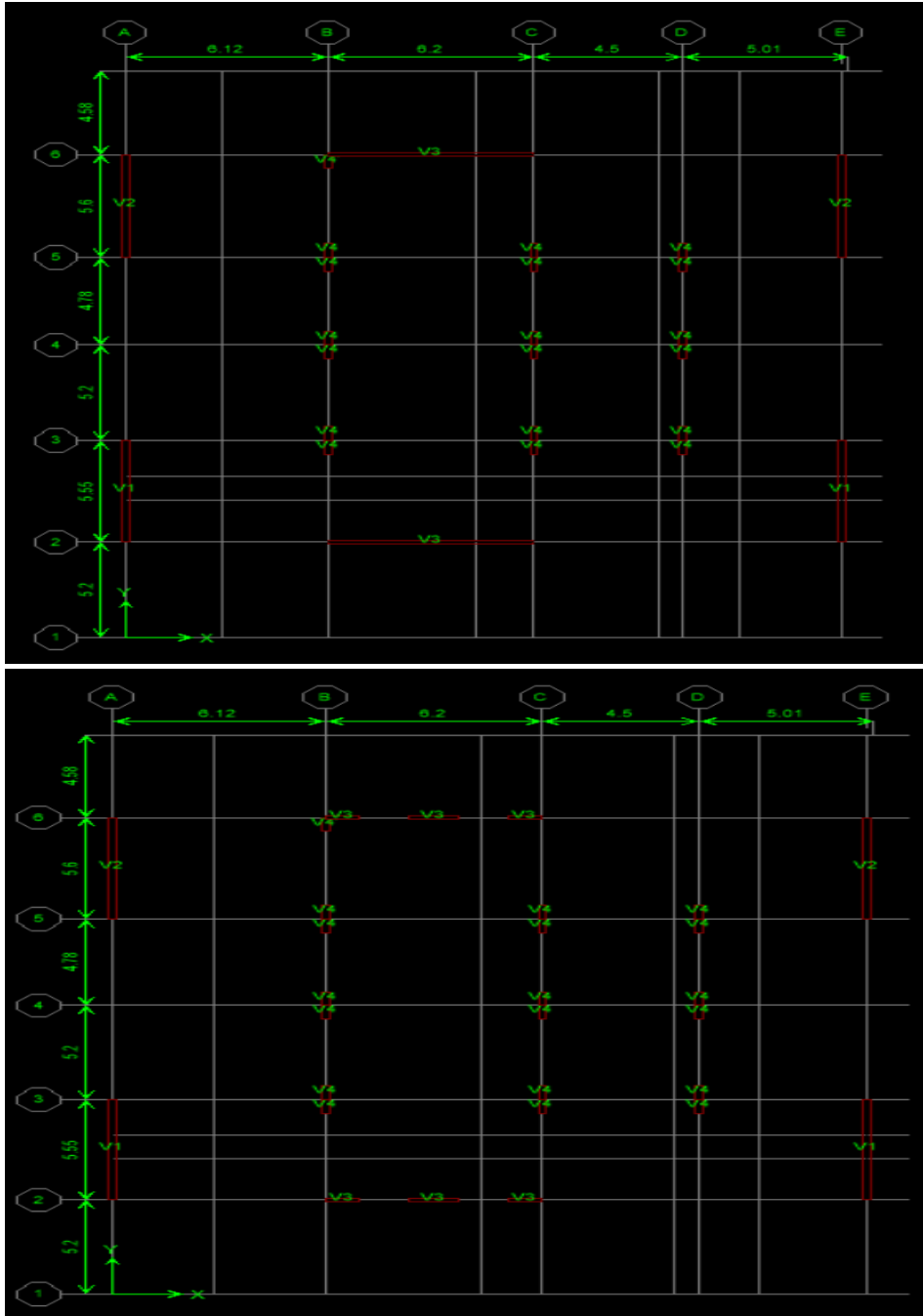
$h$  : Hauteur totale de la section brute.

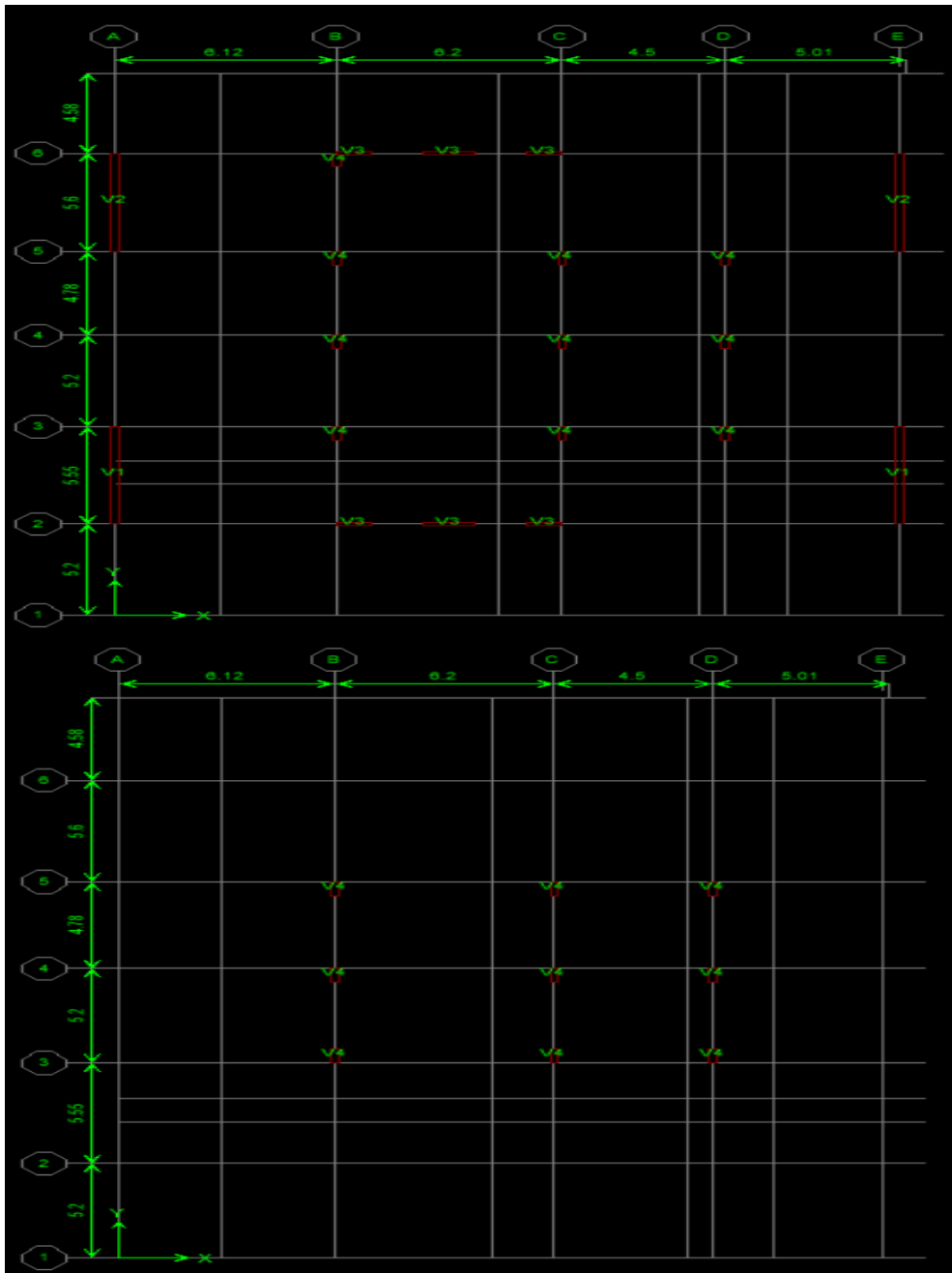
D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99) :

$$\tau_u = \frac{V_{\max.ELU}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\bar{\tau}_u$ : contrainte de cisaillement admissible

❖ Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :





➤ Les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés dans 5 groupes :

- ❖ V1
- ❖ V2
- ❖ V3
- ❖ V4
- ❖ V4'

**VI.3.7. Calcul de ferrailage :****VI.3.7.1. Ferrailage de voile V1 :**

- **Armatures horizontales :**  $A_H = \frac{A_v}{4}$

**Espacement :  $S_t = 15\text{cm}$**

	<b><math>A_v</math> adoptée (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>AH (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>AH adoptée (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Zone I</b>	2x7HA14+10HA8 = 26.56	14.82	<b>2x7HA14 = 15.84</b>
<b>Zone II</b>	2x7HA14+10HA8 = 26.56	14.82	<b>2x7HA14 = 15.84</b>
<b>Zone III</b>	2x7HA12+10HA8 = 20.4	14.82	<b>2x7HA12 = 15.84</b>

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armature sont reliées par **4 épingles en HA8** par mètre carré de surface verticale.

- **Armatures de couture :**

Les aciers de coutures sont ajoutés le long des joints de reprise dans le voile en cas de reprise de bétonnage, généralement c'est le cas des voiles avec une hauteur importante, dans notre cas on suppose que les voiles seront coulés en une seule phase, donc ces armatures ne seront pas nécessaires.

- **Calcul des armatures verticales dans la zone courante :**

$$A_c = 0.10\% \times B_c$$

**Avec :**  $B_c$  = la section de la zone courante

Exemple de calcul :

Voile VL1 :  $L = 5.55\text{m}$

$$L_c = L - ((0.05 + 0.1) \times 2) = 5.55 - 0.3 = 5.25$$

$$B_c = 5.25 \times 0.20 = 1.05\text{m}^2$$

$$A_c = 0.001 \times 1.05 = 0.00105\text{m}^2 = 10.5\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Soit : } 22\text{HA8} = 11\text{cm}^2$$

$$A_c \text{ adoptée} = 2 \times 7\text{HA}10 = 11\text{cm}^2$$

• VL1 :

	N (KN)	M (KN.m)	ep (cm)	obs	Atendue (cm <sup>2</sup> )	Acnf (cm <sup>2</sup> )	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Ac adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	N <sub>max</sub> =-4469.76	M <sub>cor</sub> =3681.12	<b>0.2</b>	<b>SEC</b>	0	1.07	(2x7HA14)	10.5	(2x7HA10)
	N <sub>min</sub> =-14687.93	M <sub>cor</sub> =-2045.47		<b>SEC</b>	0				
	N <sub>cor</sub> =-9984.22	M <sub>max</sub> =13387.76		<b>SEC</b>	0				
<b>Zone II</b>	N <sub>max</sub> =-3175.53	M <sub>cor</sub> =2113.75	<b>0.2</b>	<b>SEC</b>	0	1.80	(2x7HA14)	10.5	(2x7HA10)
	N <sub>min</sub> = -9481.47	M <sub>cor</sub> =-646.58		<b>SEC</b>	0				
	N <sub>cor</sub> =-4811.22	M <sub>max</sub> =7256.46		<b>SEC</b>	0				
<b>Zone III</b>	N <sub>max</sub> = -569.34	M <sub>cor</sub> =1072.86	<b>0.2</b>	<b>SEC</b>	0	1.26	(2x7HA12)	10.5	(2x7HA10)
	N <sub>min</sub> =-6398.01	M <sub>cor</sub> =-589.75		<b>SEC</b>	0				
	N <sub>cor</sub> =-3250.78	M <sub>max</sub> =3983.73		<b>SEC</b>	0				

**Espacement :**

Zone nodale → **10cm**

Zone courante → **15cm**

- VL2 :

	N (KN)	M (KN.m)	ep (cm)	obs	Atendue (cm <sup>2</sup> )	Acnf (cm <sup>2</sup> )	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Ac adoptée (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sub>max</sub> =-3783.42	M <sub>cor</sub> =3499.40	0.2	SEC	0	1.34	(2x7HA14)	10.6	(2x7HA10)
	N <sub>min</sub> =-13346.12	M <sub>cor</sub> =-2142.31		SEC	0				
	N <sub>cor</sub> =-8916.31	M <sub>max</sub> =16148.42		SEC	0				
Zone II	N <sub>max</sub> =-2703.04	M <sub>cor</sub> =1888.47	0.2	SEC	0	1.34	(2x7HA14)	10.6	(2x7HA10)
	N <sub>min</sub> =-8063.34	M <sub>cor</sub> =-373.05		SET	0 25				
	N <sub>cor</sub> =-4220.06	M <sub>max</sub> =6341.65		SEC	0				
Zone III	N <sub>max</sub> = -491.12	M <sub>cor</sub> =-485.02	0.2	SEC	0	1.36	(2x7HA12)	10.6	(2x7HA10)
	N <sub>min</sub> =-5483.4	M <sub>cor</sub> =-129.22		SEC	0				
	N <sub>cor</sub> =-2872.32	M <sub>max</sub> =3390.34		SEC	0				

**Espacement :**Zone nodale → **10cm**Zone courante → **15cm**

- VL3 :

	N (KN)	M (KN.m)	ep (cm)	obs	Atendue (cm <sup>2</sup> )	Acnf (cm <sup>2</sup> )	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Ac adoptée (cm <sup>2</sup> )
Zone I	Nmax=-3978.29	Mcor=2526.30	0.2	SEC	0	10.8	(2x7HA14)	4.4	(2x7HA10)
	Nmin =-18438.94	Mcor=105.74		SEC	0				
	Ncor=-12570.74	Mmax=22422.04		SEC	0				
Zone II	Nmax=-2885.86	Mcor=2188.23	0.2	SEC	0	10.8	(2x7HA14)	4.4	(2x7HA10)
	Nmin=-8147.09	Mcor=650.58		SET	0.86				
	Ncor=-5566.85	Mmax=6139.78		SET	0.86				
Zone III	Nmax = -388.24	Mcor=400.4	0.2	SEC	0	10.8	(2x7HA12)	4.4	(2x7HA10)
	Nmin =-5568.89	Mcor=562.51		SET	1.67				
	Ncor=-3784.79	Mmax=3630.82		SEC	0				

**Espacement :**Zone nodale → **10cm**Zone courante → **15cm**

- VL4 :

	N (KN)	M (KN.m)	ep (cm)	obs	Atendue (cm <sup>2</sup> )	Acnf (cm <sup>2</sup> )	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Ac adoptée (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sub>max</sub> =-5188.66	M <sub>cor</sub> =2215	0.2	SEC	0	1.54	(2x7HA14)	4	(1HA8)
	N <sub>min</sub> =-29650.44	M <sub>cor</sub> =6774.09		SEC	0				
	N <sub>cor</sub> =-29650.44	M <sub>max</sub> =6774.09		SEC	0				
Zone II	N <sub>max</sub> =-4301.16	M <sub>cor</sub> =1707.67	0.2	SEC	0	1.29	(2x7HA14)	4	(1HA8)
	N <sub>min</sub> = -11706.25	M <sub>cor</sub> =415.72		SEC	0				
	N <sub>cor</sub> =-11566.82	M <sub>max</sub> =4185.35		SEC	0				
Zone III	N <sub>max</sub> = -91.46	M <sub>cor</sub> =-2405.72	0.2	SEC	0	1.26	(2x7HA12)	4	(1HA8)
	N <sub>min</sub> =-8526.59	M <sub>cor</sub> =-2890.33		SEC	0				
	N <sub>cor</sub> =-6035.78	M <sub>max</sub> =3003.01		SEC	0				

**Espacement :**Zone nodale → **10cm**Zone courante → **15cm**

- VL4' :

	N (KN)	M (KN.m)	ep (cm)	obs	Atendue (cm <sup>2</sup> )	Acnf (cm <sup>2</sup> )	At adoptée (cm <sup>2</sup> )	Ac (cm <sup>2</sup> )	Ac adoptée (cm <sup>2</sup> )
Zone I	Nmax=530.86	Mcor=32.31	0.2	SEC	0	1.54	(2x7HA14)	4	(1HA8)
	Nmin =-1793.83	Mcor=-1.88		SEC	0				
	Ncor=257.32	Mmax=195.93		SEC	0				
Zone II	Nmax=-48.41	Mcor=30.72	0.2	SEC	0	1.29	(2x7HA14)	4	(1HA8)
	Nmin=-753.58	Mcor=-3.53		SEC	0				
	Ncor=-141.41	Mmax=93.18		SEC	0				
Zone III	Nmax=30.72	Mcor=52.78	0.2	SEC	0	1.26	(2x7HA12)	4	(1HA8)
	Nmin= -479.26	Mcor=-2.72		SEC	0				
	Ncor=19.23	Mmax=108.47		SEC	0				

**Espacement :**

Zone nodale → **10cm**

Zone courante → **15cm**

# Chapitre VII. Etude de l'infrastructure.

## Introduction :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de la superstructure vers le sol.

Pour le calcul de la fondation il est nécessaire de connaître les charges apportées par la superstructure (**Un effort normal ; Un effort tranchant ; Un moment**) d'une part, Et de l'étude géotechnique et géologique (**classification du site, capacité portante du sol, tassement, l'agressivité du sol ...**) d'autre part.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

### a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol (semelles isolées, semelles filantes et les radiers).

### b) Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante ou lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

## ➤ Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée. Selon les résultats de cette étude :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

## VII.1. Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure.

Et ce même choix doit satisfaire les critères ci –dessous :

- Stabilité de l'ouvrage

- Assuré l'équilibre statique (pas de glissement, de basculement ou d'enfoncement de la fondation)
- Economie

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

## VII.2. Vérification et dimensionnement pour choisir le type de fondation :

### VII.2.1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.
- G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

*Tableau 47 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)*

Voile	N <sub>s</sub> (KN)	L(m)	$\sigma_{sol}$	B(m)	S(m <sup>2</sup> )
VL1	13229.31	5.60	200	11.81	66.136
VL2	1322.31	5.60	200	11.81	66.136
					132.27

*Tableau 48 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)*

Voile	N <sub>s</sub> (KN)	L(m)	$\sigma_{sol}$	B(m)	S(m <sup>2</sup> )
VT1	10565.65	5.05	200	10.46	52.82
VT2	10565.65	5.05	200	10.46	52.82
VT3	9595.26	5.10	200	9.40	47.94
VT4	9595.26	5.10	200	9.40	47.94
VT5x19	21341.6	0.50	200	213.41	106.70
VT23	649.05	0.50	200	213.41	106.70
					2228.915

La surface totale des semelles filantes sous les voiles :

$$S = \sum S_i = 2361.185 \text{ m}^2$$

**VII.2.2. Semelles filantes sous poteaux :**

- **Etape de calcul :**

a) Déterminer de la coordonnée de la résultante des forces : 
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

b) Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$   
Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$   
Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

- **Application :**

a) Déterminer la résultante des charges

Le calcul se fera pour le portique le plus solliciter :

- **Sens transversal :**

*Tableau 49 : Résultante des charges sous poteaux sens transversal.*

Poteaux	Ns (KN)	ei (m)	Ns.ei (KN.m)	M (KN.m)
<b>1</b>	1087.76	2.3	2501.848	1.54
<b>2</b>	1670.78	2.5	4176.95	9.35
<b>3</b>	2203.39	2.3	5067.797	9.04
<b>4</b>	2159.72	0	0	8.18
<b>5</b>	2276.22	-2.3	-5235.306	0.91
<b>6</b>	1137.25	-2.5	-2843.125	3.81
<b>7</b>	905.94	-2.3	-2083.662	-1.33
<b>Somme</b>	<b>11441.06</b>	<b>0</b>	<b>1584.502</b>	<b>31.5</b>

- **Sens longitudinal :**

*Tableau 50 : Résultante des charges sous poteaux sens longitudinal.*

Poteaux	Ns	ei	Ns.ei	M
1	2276.22	2.5	5690.55	0.91
2	2060.11	2.6	5356.286	1.63
3	1815.48	0	0	-1.12
4	1288.21	-2.6	-3349.346	5.80
5	1377.7	-2.5	-3444.25	-1.40
<b>Somme</b>	<b>8817.72</b>	<b>0</b>	<b>4253.24</b>	<b>5.82</b>

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

- **Sens transversale :**

$$e = 0.14m < \frac{L}{6} = \frac{31.40}{6} = 5,2m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{11441,06}{31,48} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,14}{31,48}\right) = 353,74 \text{ KN} / m^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{11441,06}{31,48} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,14}{31,48}\right) = 373,13 \text{ KN} / m^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{11441,06}{31,48} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,14}{31,48}\right) = 368,28 \text{ KN} / m^2$$

**Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{368,28}{200} = 1,84m$$

➤ On prend : B=2m

$$\text{On aura donc, } S = 2 \times 31,48 = 62,96m^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = S \times n + S_v$$

$$S_t = 62,96 \times 5 + 2361.185 = 2675,98m^2$$

**Avec :**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

• **Sens longitudinal :**

$$e = 0.48m < \frac{L}{6} = \frac{22.26}{6} = 3.71m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8817.72}{22.26} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.48}{22.26}\right) = 344.87 \text{ KN} / m^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8817.72}{22.26} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.48}{22.26}\right) = 447.37 \text{ KN} / m^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{8817.72}{22.26} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.48}{22.26}\right) = 421.74 \text{ KN} / m^2$$

**Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{421.74}{200} = 2.10m$$

➤ On prend : B=2.20m

$$\text{On aura donc, } S = 2.20 \times 22.26 = 48.97 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = S \times n + S_v$$

$$S_t = 48.97 \times 7 + 2361.185 = 2703.97 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

Etant donné que les résultats obtenus des semelles de largeur importante, impliquant directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 649.76 \text{ m}^2$

-  $S_{voile} + S_{poteaux} = 5379.95 + 2361.185 = 7741.135$

50%  $S_{bâtiment} = 649.76 \times 0.5 = 324.88 \text{ m}^2$

$S_{semelles} > 50\% S_{bâtiment}$

**Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, et donc on opte pour un radier général.

### VII.3. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

#### VII.3.1. Pré dimensionnement du radier :

##### A. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25\text{cm}$ )

##### B. Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

**Avec :**

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée :  $E = 3700 \sqrt{f_c} = 10818,865 \text{MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,78\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 98 \text{ m}$$

✓ La hauteur de la nervure :

$$h_n = 100 \text{cm}$$

✓ Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad 40 \leq b_n \leq 70 \text{ on prend :}$$

$$b_n = 55 \text{ cm}$$

### C. Condition forfaitaire :

➤ Sous voile :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,7 \leq h \leq 1,2$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h_n = 100 \text{ cm}$

➤ Sous poteaux :

• La dalle :

Épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{6,20}{20} = 0,31 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend : } h_d = 45 \text{ cm}$$

• Nervure

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{6,20}{10} = 0,62 \text{ m}$$

On prend :  $h_n = 100 \text{ cm}$ .

• Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad \frac{6,20}{50} \leq h \leq \frac{6,20}{40} \quad 12,4 \leq h \leq 15,5$$

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

❖ Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La hauteur de la dalle du radier :  $h_d = 45 \text{ cm}$ .
- La hauteur de la dalle flottante :  $h_t = 15 \text{ cm}$ .
- La hauteur de la nervure suivant les deux sens :  $h = 100 \text{ cm}$ .
- Le largeur de la nervure :  $b_n = 55 \text{ cm}$ .

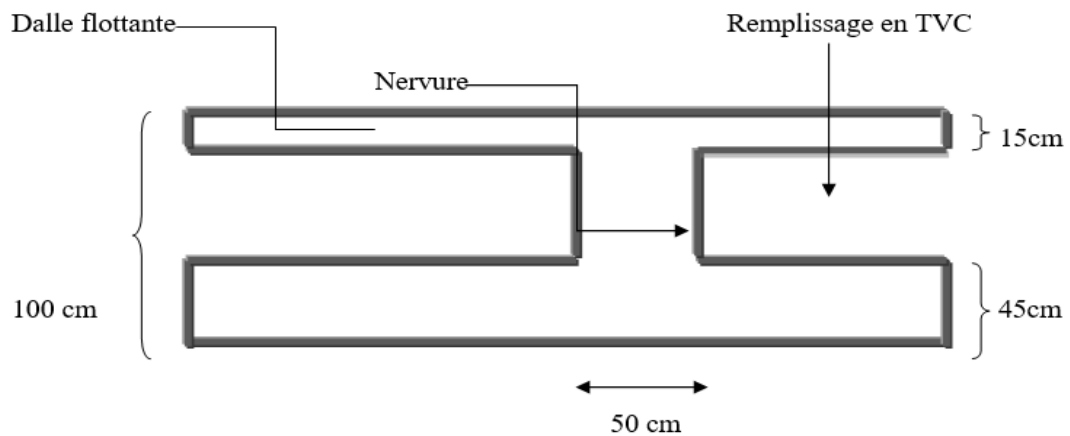


Figure VII:1 : Coupe verticale du radier.

### VII.3.2. Calcul de la surface nécessaire du radier :

Charge permanente :  $G = 91346,82 \text{ KN}$ .

Charge d'exploitation :  $Q = 18317,5 \text{ KN}$ .

#### a) Combinaisons d'actions :

- ELU :

$$Nu_1 = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 91346.82 + 1.5 \times 18317.5 = 150794.45 \text{ KN}.$$

- ELS :

$$Ns_1 = G + Q = 91346.82 + 18317.5 = 109664.32 \text{ KN}$$

#### VII.3.2.1. Détermination de la surface nécessaire du radier :

- ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{Nu}{1,33 \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{150794.46}{1,33 \times 200} = 566,89 \text{ m}^2$$

- ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{Ns}{1,33 \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{109664,32}{1,33 \times 200} = 412,27 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 566,89 \text{ m}^2 < S_{\text{batiment}} = 653,25 \text{ m}^2$$

#### Remarque :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $h_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

Donc la surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 653,25 + 0,55 \times 2 \times (22,26 + 31,48) = \mathbf{706,99 \text{ m}^2}.$$

### VII.3.2.2. Détermination des efforts à la base du radier :

- **Poids du radier :**

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} + G_{\text{remblai}} + G_{\text{dalle flottante}}.$$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b = (706,99 \times 0,45) \times 25 = 7953,63 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 7953,63 \text{ KN.}}$$

- **Poids de la nervure :**

$$P_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b = [(0,55 \times (1 - 0,45) \times (22,26 \times 5) + (7 \times 31,48))] \times 25 = 6274,18 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_n = 6274,18 \text{ KN.}}$$

- **Poids de remblai (T.V.O):**

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times P_{\text{tvo}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = [(22,26 \times 5) + (31,48 \times 7)] \times 0,5 = 165,83 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(706,99 - 165,83) \times (1 - 0,45)] \times 20 = 9601,02 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{P_{T.V.O} = 9601,02 \text{ KN}}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{ner}}) \times h_n \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = (706,99 - 165,83) \times 0,1 \times 25 = \mathbf{1352,9 \text{ KN.}}$$

- **Poids totaux de radier :**

$$P_{\text{radier}} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de la dalle flottante} + \text{poids de TVO}$$

$$G_{\text{radier}} = 7953,63 + 6274,18 + 1352,9 + 9601,02 = 25181,73 \text{ KN}$$

Donc le poids total du radier  $G_{\text{radier}} = 25181,73 \text{ KN}$ .

### VII.3.2.3. Charge permanente apportée sur le radier $G_{\text{tot}}$ :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{struct}} + G_{\text{radier}} = 91346,82 + 25181,73 = \mathbf{116528,55 \text{ KN.}}$$

### VII.3.2.4. Surcharge d'exploitation $Q_{\text{tot}}$ :

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{str}} + Q_{\text{radier}}$$

$$Q_{\text{radier}} = 706,99 \times 2,5 = \mathbf{1767,47 \text{ KN.}}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{str}} = 1767,47 + 18317,5 = \mathbf{20084,97 \text{ KN}}$$

**VII.3.2.5. Combinaison d'action :**

- ELU :

$$N_u = 1,35 \times 116528,55 + 1,5 \times 20084,97 = \mathbf{187440,9KN.}$$

- ELS :

$$N_s = 116528,55 + 20084,97 = \mathbf{136613,52 KN.}$$

**VII.3.3. Vérifications :****VII.3.3.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 1m; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,45 = 0,405m$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{187440,9 \times 1}{706,99} \times \frac{6,20}{2} = 821,88KN$$

$$\tau_u = \frac{821,88}{1 \times 0,405} = 2029,33kN / m^2 = 2,029MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u = 2,029 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.3.3.2. Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)}h$$

**Avec :**

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment,

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment,

$I_{xx}$  ;  $I_{yy}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré,

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Ainsi on doit vérifier que :

- **A L'ELU :**  $\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$

- **A L'ELS :**  $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

Avec :  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Et  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} V$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

$X_G = 11,13$  m et  $Y_G = 15,74$  m

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{22,26 \times 31,48^3}{12} = 57869,28 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{31,48 \times 22,26^3}{12} = 28935,36 m^4$$

- **Calcul des moments de renversement du radier :**

$$M_{xx} = M_0^x + (T_0^x \times h) = 127885,32 + (4135,48 \times 1) = 132020,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_0^y + (T_0^y \times h) = 123860,25 + (4248,87 \times 1) = 128109,12 \text{ KN.m.}$$

- **Sens longitudinal :**

- **A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{187440,9}{706,99} + \frac{132020,8}{57869,28} \times 11,13 = 290,51 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{187440,9}{706,99} - \frac{132020,8}{57869,28} \times 11,13 = 115,84 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 290,51 + 115,84}{4} = 246,84 \text{ kN/m}^2 ; \quad 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{x-x}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{136613,52}{706,9} + \frac{132020,8}{57869,28} \times 11,13 = 218,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{x-x}}{I_{xx}} \cdot V = \frac{136613,52}{706,9} - \frac{128109,19}{57869,28} \times 11,13 = 98,61 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 136,41 + 86,71}{4} = 188,63 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

- **A P'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{187440,9}{706,99} + \frac{128109,12}{28935,36} \times 15,74 = 234,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{34969,15}{228,7} - \frac{128109,12}{28935,36} \times 15,74 = 195,43 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 234,8 + 195,43}{4} = 224,95 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{136613,52}{706,99} + \frac{128109,12}{28935,36} \times 15,74 = 212,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{136613,52}{706,99} - \frac{128109,12}{28935,36} \times 15,74 = 123,5 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 212,92 + 123,5}{4} = 190,56 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### VII.4. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

#### VI.5.1 Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

##### 1<sup>er</sup> Cas :

Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

**2<sup>ème</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \alpha \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

**Avec :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

**VII.4.1.1. Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,6}{6,2} = 0,90 \text{ m}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$  ..... **La dalle travaille dans les deux sens.**

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 224,95 - \frac{25181,73}{706,99} = 189,33 \text{ kN/m}^2$$

✓ **A l'ELS :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 190,56 - \frac{25181,73}{706,99} = 154,94 \text{ kN/m}^2$$

- **Sollicitations :**

On prend une bande de 1m de largeur au milieu de chaque portée.

**Remarque :**

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
  - moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$
  - moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel
  - moment en travée :  $0,85M_{ox}$  ou  $0,85M_{oy}$
  - moment sur appui de rive :  $0,3M_{ox}$  ou  $0,3M_{oy}$

- moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{0x}$  ou  $0,5M_{0y}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 1 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

#### VII.4.1.2. Calcul a l'état limite ultime :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

#### VII.4.1.3. Calcul a l'état limite service :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

#### VII.4.1.4. Ferrailage du panneau :

➤ **ELU :**

- **Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$**

On obtient :

$$M_{0x} = 0,0458 \times 189,33 \times 5,6^2 = 271,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,778 \times 271,93 = 211,56 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

- **Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

On obtient :

$$M_{0x} = 0,0529 \times 154,94 \times 5,6^2 = 257,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,846 \times 257,03 = 217,44 \text{ KN.m}$$

-  **$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,25M_x$  :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.(cas panneau intermédiaire).

- **ELU :**

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 271,93 = 203,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 211,56 = 158,67$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 271,93 = -135,96$$

- **ELS :**

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 257,03 = 192,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 217,44 = 163,08 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 257,03 = -128,51$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{135,96 \times 10^3}{100 \times 42^2 \times 14,2} = 0,054 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,054 \rightarrow \beta_u = 0,972$$

$$A_{ua} = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{135,96 \times 10^3}{0,972 \times 42 \times 348} = 10,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 10,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA16} / \text{ml} = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 20 cm

➤ **En travées :**

- **Sens x-x :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{203,94 \times 10^3}{100 \times 42^2 \times 14,2} = 0,081 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,081 \rightarrow \beta_u = 0,958$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{203,94 \times 10^3}{0,958 \times 42 \times 348} = 14,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 14,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5\text{HA14} / \text{ml} = 15,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 20 cm

- **Sens y-y :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{158,67 \times 10^3}{100 \times 42^2 \times 14,2} = 0,063 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,063 \rightarrow \beta_u = 0,968$$

$$A_{ut} = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{158,67 \times 10^3}{0,968 \times 42 \times 348} = 11,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 11,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } 2 \times 5 \text{ HA14} / \text{ml} = 15,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de 20 cm

### Remarque :

On prend le même ferrailage pour les appuis dans les deux directions.

### ❖ Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

✓ Sens x-x :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(135 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Sens y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(180 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.4.1.5. Vérification de la condition de non fragilité :

• Sens x-x :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 45 \times \frac{3 - 5,6/6,2}{2} = 3,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Sens y-y :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 45 = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Aux appuis :  $A_{ua}^x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

- En travée :  $A_{ua}^x = 15,4 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

-  $A_{ua}^y = 15,4 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**VII.4.1.6. Vérification à L'ELS :**

On vérifie avec les conditions suivantes :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A} ; \quad \rho = \frac{100 \times A}{b \times d} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau 51 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier

Zone	Sens	M <sub>s</sub> [KN.m]	A(cm <sup>2</sup> )	ρ	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	
En travées	x-x	192.77	15.4	0.666	0,881	27.02	338,29	12.51	348	15	C.V
	y-y	163.08	15.4	0.666	0,881	27.02	286,19	10,96	348	15	C.V
Aux appuis	x-x	128.51	10.05	0.435	0,899	34.50	225,52	6,53	348	15	C.V
	y-y	128.51	10.05	0.435	0,899	34.50	225,52	6,53	348	15	C.V

**VII.4.2. Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

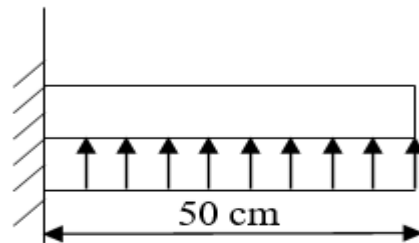


Figure VII:2 : Schéma statique du débord

**VII.4.2.1. Sollicitation de calcul :**

- **ELU :**

$$q_u = 189,33 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-189,33 \times 0,5^2}{2} = -23,66 \text{ kN.m}$$

- **ELS :**

$$q_s = 154,94 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-154,94 \times 0,5^2}{2} = -19,36 \text{ kN.m}$$

**VII.4.2.2. Calcul des armatures :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 42 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,66 \times 10^3}{100 \times 42^2 \times 14,20} = 0,094 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta_u = 0,951$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,66 \times 10^3}{0,992 \times 42 \times 348} = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}12 / \text{ml} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**VII.4.2.3. Vérification à l'ELU****❖ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 42 \times 2,1}{400} = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,14 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :  $S = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 2\text{HA}12 / \text{ml} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :  $S = 20 \text{ cm}$

**VII.4.2.4. Vérification à l'ELS :****a) Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 42} = 0,240 \Rightarrow \beta_1 = 0,922 ; K_1 = 49,10$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times d \times \beta_1} = \frac{19,36 \times 10^3}{7,70 \times 42 \times 0,922} = 85,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{85,21}{49,10} = 1,73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 85,21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VII.4.3. Etude de la nervure :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

➤ **Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

**Remarque :**

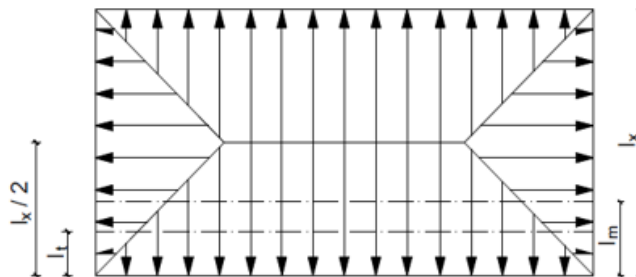
Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire trapézoïdale.

**1) Charge trapézoïdale :**

- **Cas de chargement trapézoïdal :**

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4}\right)$$



*Figure VII:3 : Modes de transmission de charges*

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = 0,3 \times l_x$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = 0, \times l_x$$

**2) Charges à considérer :**

- Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

- Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

**3) Détermination des charges :**• **A l'ELU**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} - \frac{\text{Gner}}{\text{Sner}} \right) = \left( 224,95 - \frac{25181,73}{706,99} - \frac{3274,18}{165,83} \right) = 169,58 \text{ KN/m}^2$$

• **A l'ELS**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} - \frac{\text{Gner}}{\text{Sner}} \right) = \left( 190,56 - \frac{25181,73}{706,99} - \frac{3274,18}{165,83} \right) = 135,19 \text{ KN/m}^2$$

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées :

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm} ; c = 2,5 \text{ cm.}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS

➤ **Cas de chargement trapézoïdal :**

$$L_m = L_x \times \left( 0,5 - \frac{1,18^2}{6} \right) = 1,18 \text{ m}$$

$$L_t = L_x \times \left( 0,5 - \frac{0,85^2}{4} \right) = 0,93 \text{ m}$$

➤ **Cas de chargement triangulaire :**

$$L_m = 0,333 L_x = 0,87 \text{ m}$$

$$L_t = 0,250 L_x = 1,40 \text{ m}$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

- Sens X-X :

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	$\rho$	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Q <sub>ut</sub>	Effort tranchant				Moment fléchissant		
											$\sum q_{ut}$	Q <sub>sm</sub>	$\sum q_{st}$	Q <sub>um</sub>	$\sum q_{um}$	Q <sub>sm</sub>	$\sum q_{um}$
A - B	1	6.12	5.20	1.18	Trapèze	1.18	0.93	169.58	135.19	157.71	362.90	125.73	289.31	200.10	386.64	159.52	308.23
	2	6.12	5.55	1.10	Trapèze	1.10	1.21	169.58	135.19	205.19		163.58		186.54		148.71	
B - C	1	6.20	5.20	1.19	Trapèze	1.19	0.91	169.58	135.19	154.32	351.03	123.02	279.84	201.80	391.73	160.88	312.29
	2	6.20	5.55	1.12	Trapèze	1.12	1.16	169.58	135.19	196.71		156.82		189.93		151.41	
C - D	1	4.5	5.20	0.87	Triangulaire	0.87	1.40	169.58	135.19	237.41	493.48	189.27	393.40	147.53	284.89	117.62	227.12
	2	4.5	5.55	0.81	Triangulaire	0.81	1.51	169.58	135.19	256.07		204.14		137.36		109.50	
D - E	1	5.01	5.20	0.96	Triangulaire	0.96	1.35	169.58	135.19	228.93	481.61	182.51	383.94	162.80	315.42	129.78	251.45
	2	5.01	5.55	0.90	Triangulaire	0.90	1.49	169.58	135.19	252.67		201.43		152.62		121.67	

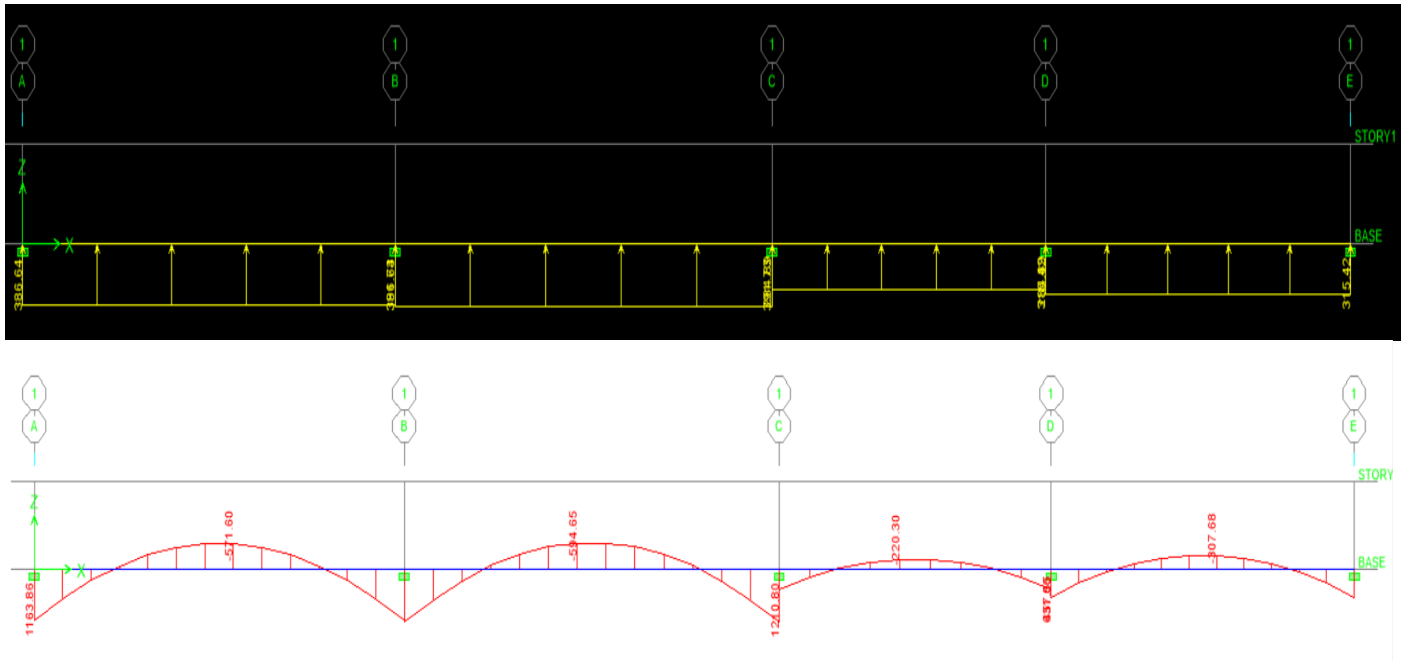
- Sens Y-Y:

Travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	$\rho$	Charge	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Q <sub>um</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant		
											$\sum q_{um}$	Q <sub>sm</sub>	$\sum q_{um}$	Q <sub>ut</sub>	$\sum q_{ut}$	Q <sub>st</sub>	$\sum q_{st}$
1-2	1	5.2	6.12	0.85	Triangulaire	1.73	1.3	169.58	135.19	293.64	587.29	234.10	468.19	220.45	440.91	175.75	351.49
	2	5.2	6.2	0.84	Triangulaire	1.73	1.3	169.58	135.19	293.64		234.10		220.45		175.75	
2-3	1	5.55	6.12	0.91	Triangulaire	1.85	1.38	169.58	135.19	313.41	626.82	249.85	499.70	235.29	470.58	187.58	375.15
	2	5.55	6.2	0.90	Triangulaire	1.85	1.38	169.58	135.19	313.41		249.85		235.29		187.58	
3-4	1	5.2	6.12	0.85	Triangulaire	1.73	1.3	169.58	135.19	293.64	587.29	234.10	468.19	220.45	440.91	175.75	351.49
	2	5.2	6.2	0.84	Triangulaire	1.73	1.3	169.58	135.19	293.64		234.10		220.45		175.75	
4-5	1	4.78	6.12	0.78	Triangulaire	1.59	1.19	169.58	135.19	269.93	539.85	215.19	430.37	202.65	405.30	161.55	323.10
	2	4.78	6.2	0.77	Triangulaire	1.59	1.19	169.58	135.19	269.93		215.19		202.65		161.55	
5-6	1	5.6	6.12	0.92	Triangulaire	1.86	1.4	169.58	135.19	316.23	632.47	252.10	504.20	237.41	474.82	189.27	378.53
	2	5.6	6.2	0.90	Triangulaire	1.86	1.4	169.58	135.19	316.23		252.10		237.41		189.27	
6-7	1	4.58	6.12	0.75	Triangulaire	1.53	1.14	169.58	135.19	258.63	517.27	206.18	412.37	194.17	388.34	154.79	309.59
	2	4.58	6.2	0.74	Triangulaire	1.53	1.14	169.58	135.19	258.63		206.18		194.17		154.79	

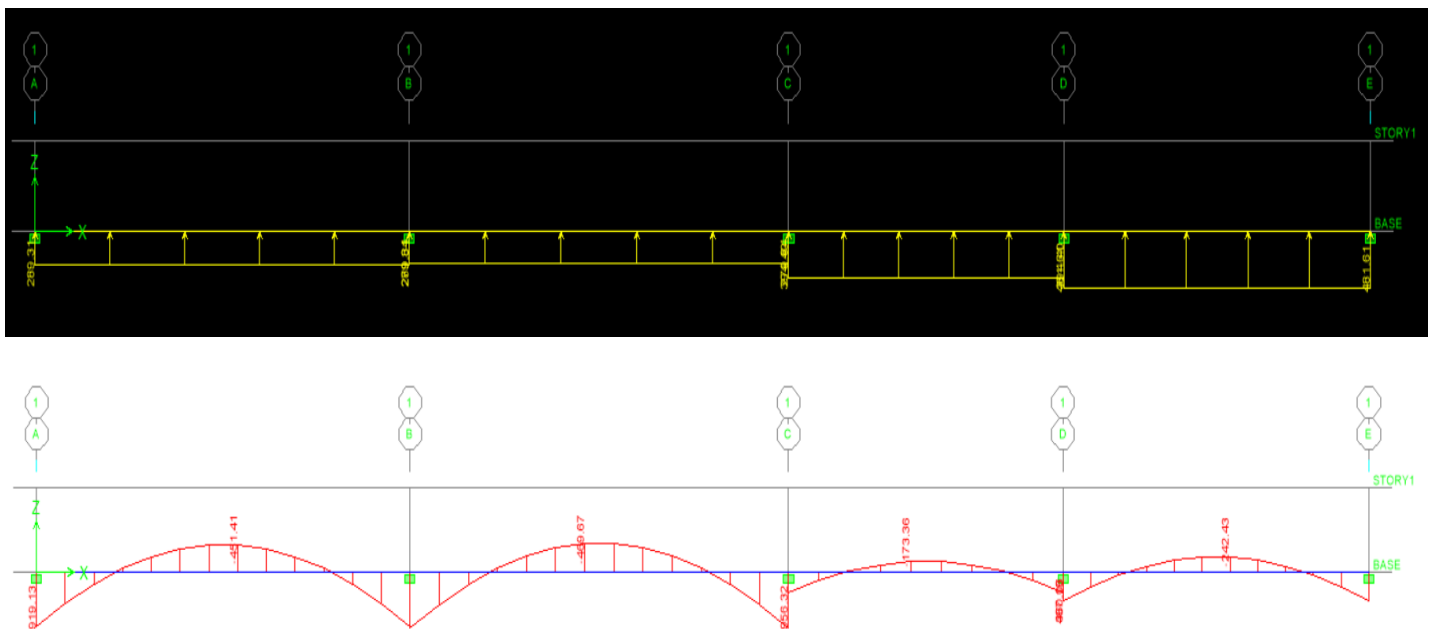
**a) Diagramme des sollicitations :**

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Etabs » sont les suivant :

- **Sens longitudinale « X-X » :**



*Figure VII:4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x*



*Figure VII:5 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.*

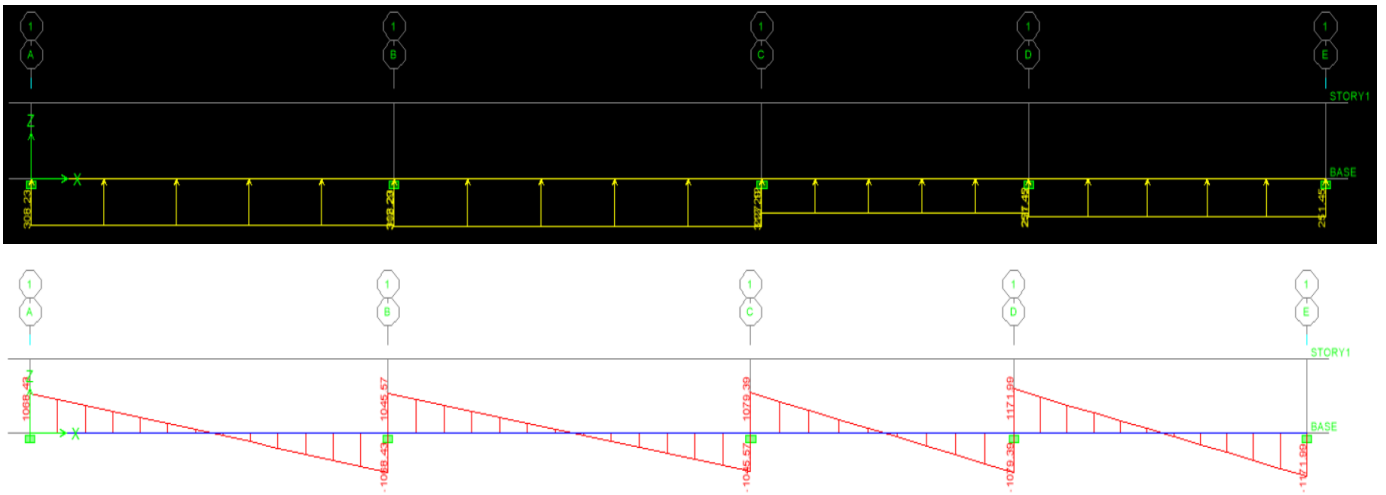


Figure VII:6 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

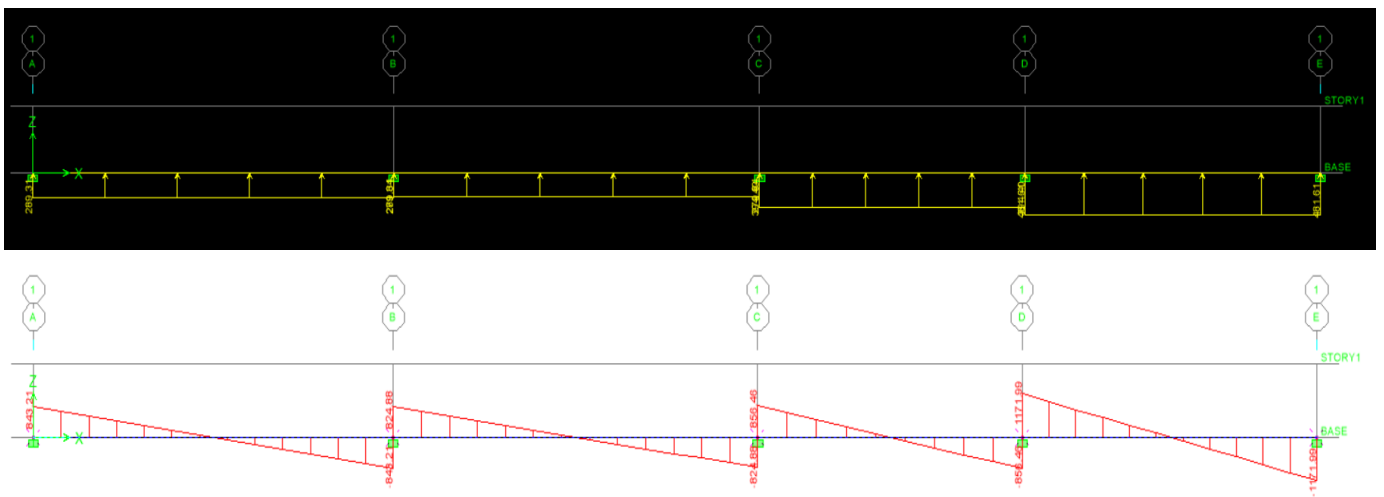


Figure VII:7 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.

- Sens transversale « Y-Y » :

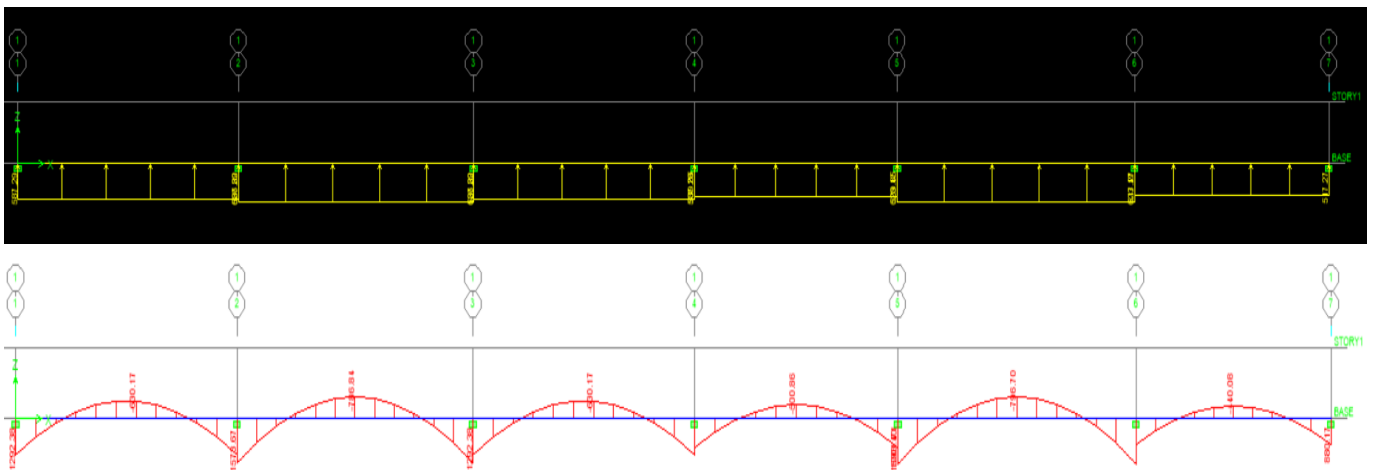


Figure VII:8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y



Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal		Sens transversal	
ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a = 1210,80$	$M_a = 956,32$	$M_a = 1573,67$	$M_a = 1247,37$
$M_t = 594,65$	$M_t = 469,67$	$M_t = 796,70$	$M_t = 640,85$
$T_{\max} = 1171,99$		$T_{\max} = 1291,00$	

#### VII.4.3.1. Calcul du ferrailage de la nervure :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

On a :  $b=50\text{cm}$   $d=97,5\text{cm}$   $f_{bc}=14,2\text{MPa}$   $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

*Tableau 52 : Récapitulatif du ferrailage de la nervure.*

		M(KN.m)		OBS		$A_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A_d(\text{cm}^2)$
X-X	Appuis	1210,80	0,176	SSA	0,902	38.92	5HA16(Fil)+2x5HA20(CHAP)	41.47
	Travée	956,32	0,090	SSA	0,953	18.82	2x5HA16	20.1
Y-Y	Appuis	1573,67	0,236	SSA	0,863	39.51	5HA16(Fil)+2x5HA16(CHAP)	41.47
	Travée	796,70	0,116	SSA	0,938	19.79	2x5HA16	20.1

#### ➤ Armatures transversales :

<b>Diamètre</b>		$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$
	Soit :	$\phi = 8\text{mm}$
<b>Espacement</b>	<b>Zone nodale</b>	$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right\} = \min\left\{\frac{100}{4}; 12 \times 1,6\right\}$
		$S_t \leq \min\{25 \text{ cm}; 19,2 \text{ cm}\}$
		$S_t = 12 \text{ cm}$
	<b>Zone courante</b>	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$
		$S_t = 12\text{cm}$
<b>Armatures minimales</b>	<b>transversales</b>	$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$
<b>(Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003)</b>		$A_{\min} = 0.003 \times 12 \times 50$
		$A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2$
	Soit :	$A_t = 2 \times 4\text{HA}8 = 4,02\text{cm}^2$ (2 cadre et un étrier).

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour : **2HA12= 2,26cm<sup>2</sup>**

**VII.5.2.1 : Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité :**

<b>A<sub>min</sub></b>	$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = 0.23 \times 55 \times 97,5 \times \frac{2,10}{400}$ $A_{min} = 5,88\text{cm}^2$
<b>A<sub>adop</sub></b>	$A_{adop} > A_{min} = 5,88\text{cm}^2$

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Tableau VI. 1 : Vérification de la condition de non fragilité.**

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.50\text{MPa}$	
<b>Sens longitudinale :</b> $T_u^{\max} = 1171,99\text{KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{1171,99 \times 10^3}{550 \times 1000} = 2,38 \text{ MPa}$
$\tau_u = 2,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50\text{MPa}$ <b>Condition vérifiée</b>	
<b>Sens transversale :</b> $T_u^{\max} = 1291,00\text{KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{1291 \times 10^3}{550 \times 1000} = 2,48 \text{ MPa}$
$\tau_u = 2,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50\text{MPa}$ <b>Condition vérifiée</b>	

# Chapitre VIII. Etude du voile périphérique.

## Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra principalement les charges provenant des poussées des terres.

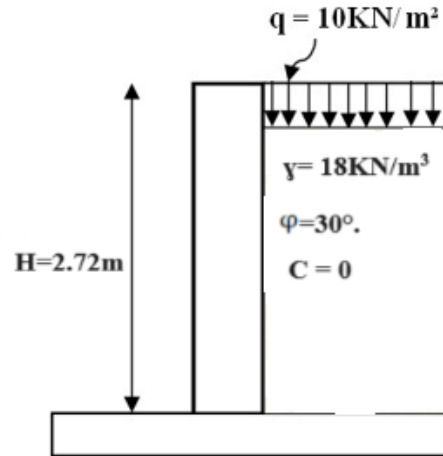
Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

## VIII.1. Pré dimensionnement du voile périphérique :

Selon l'RPA, les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continue entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

**VIII.1.1. Caractéristique du voile :**Hauteur :  $h=2.72\text{m}$ Epaisseur :  $e= 20\text{cm}$ .Surcharge éventuelle :  $q=10 \text{ kN/m}^2$ .Poids volumique des terres :  $\gamma =18 \text{ kN/m}^3$ .Angle de frottement :  $\varphi=30^\circ$ .Cohésion :  $C = 0$ La contrainte du Sol :  $\sigma_{\text{sol}}= 2 \text{ bars}$ *Figure VIII:1 : Schéma statique du voile périphérique***VIII.1.2. Détermination des sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

**Avec :**

$K_0$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

Donc :  $K_0=1 - \sin \varphi=1 - \sin 30 = 0,5$

**VIII.1.3. Calcul des sollicitations :**

$0 < h < H \longrightarrow 0 < h < 2.72 \text{ m}$

- A l'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0( 1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

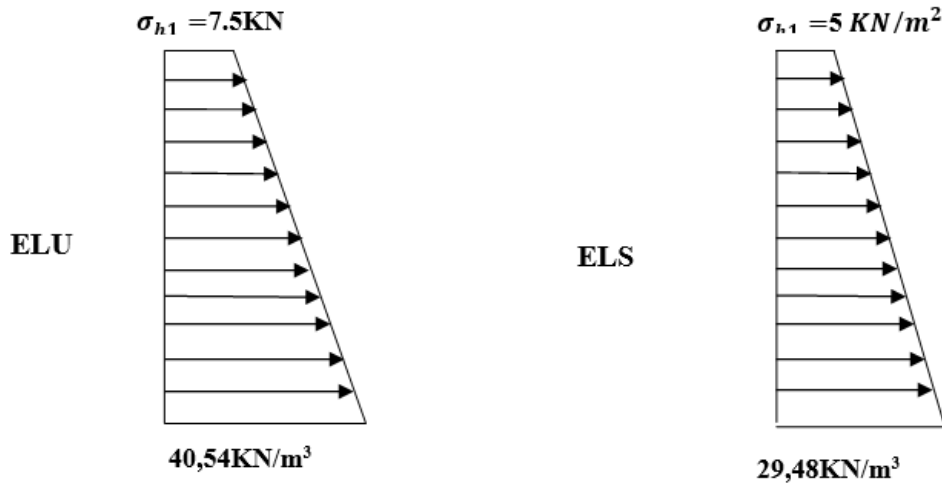
$$h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times ( 1.5 \times 10) = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

$$h= 2.72\text{m} \longrightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 2.72 + 1.5 \times 10) = 40.54 \text{ kN/m}$$

- **A P'ELS :**

- $\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$
- $h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 10 = 5\text{KN/m}^2$
- $h= 2.72\text{m} \longrightarrow \sigma_{H2} = 0.5 \times (18 \times 2.72 + 10) = 29.48\text{KN/m}$

**A. Diagramme des contraintes :**



*Figure VIII:2 : Diagramme des contraintes*

**B. Charges moyennes a considérer dans le calcul pour une bande de 1m**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 40.54 + 7.5}{4} = 32.28 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 29.48 + 5}{4} = 23.36 \text{ KN/ml}$$

**VIII.1.4. Ferrailage du voile périphérique :**

**VIII.1.4.1. Recommandations du RPA :**

- Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes :
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 2.72 = 0.272 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup> en HA8.

**VIII.1.4.2. Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moments en travée : 0.75
- Appuis intermédiaires : 0.5

➤ **Identification du panneau :**

$$L_x = 2.72\text{m} \quad L_y = 6.20\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.72}{6.20} = 0.43 \rightarrow 0.4 < \rho < 1$$

Le panneau travaille dans les deux sens

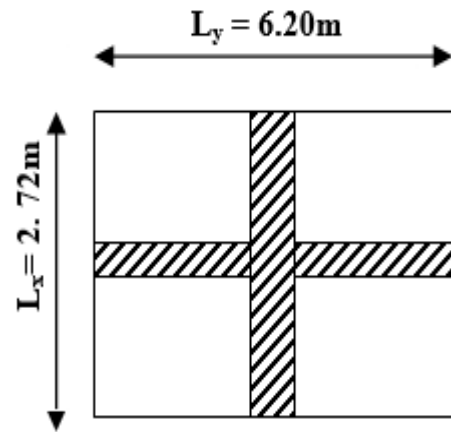


Figure VIII:3 : panneau le plus sollicité.

### VIII.1.4.3. Calcul a l'ELU :

$$\rho = 0.43 \rightarrow \mu_x = 0.1047 \text{ et } \mu_y = 0.250$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.1047 \times 32,28 \times 2.72^2 = 25 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,250 \times 25 = 6.25 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments :

- **Sens x-x :**

$$M_a = 0.5 \times 25 = 12,5 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 25 = 18,75 \text{ KN.m}$$

- **Sens y-y :**

$$M_a = 0.5 \times 6,25 = 2,12 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 6,25 = 4,68 \text{ KN.m}$$

### VIII.1.4.4. Calcul des sections d'armatures

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau des appuis et en travée.

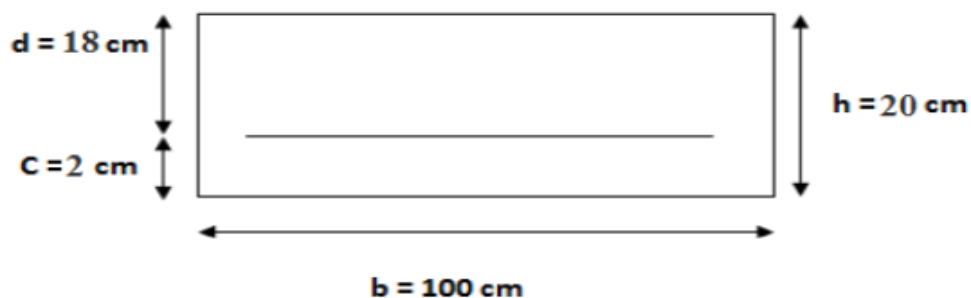


Figure VIII:4 : section transversale du voile périphérique

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Tableau 53 : ferrailage du voile périphérique.

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
xx	Appuis	12.5	0.027	0.987	SSA	2.02	2	2HA12=2.26	15
	Travée	18.75	0.040	0.980	SSA	3.05	2	2HA12=2.26	15
yy	Appuis	2.12	0.004	0.998	SSA	0.33	2	2HA12=2.26	15
	Travée	4.68	0.010	0.995	SSA	0.75	2	2HA12=2.26	15

### VIII.1.5. Vérifications à l'ELU :

#### VIII.1.5.1. Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :  $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

$$S_t = \frac{b}{5} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### VIII.1.5.2. Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### VIII.1.5.3. Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 12 : L_s = 42,32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40\text{cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0.4 L_s$  » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 12 : L_a = 0.4 \times 40 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

### VIII.1.6. Vérification à l'ELS :

#### VIII.1.6.1. Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.43 \rightarrow \mu_x = 0.0785 \text{ et } \mu_y = 0.339$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_X^2 = 0.0785 \times 23,36 \times 2.55^2 = 18.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0.339 \times 23,36 = 7,91 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Correction des moments :

- Sens x-x :

$$M_a = 0.5 \times 18,33 = \mathbf{9,16 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 18,33 = \mathbf{13,74 \text{ KN.m}}$$

- Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 7,91 = \mathbf{3,95 \text{ KN.m}}$$

$$M_t = 0.75 \times 7,91 = \mathbf{5,9 \text{ KN.m}}$$

- Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} = \mathbf{201.63 \text{ Mpa}}$$

- Dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau 54 : Vérification des contraintes.

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	2.26	9.16	0,25	0,920	47,5	75,61	201,63	1,59	15	Cv
	Travée	2.26	13.74	0,25	0,920	47,5	113,48	201,63	2,38	15	Cv
Y-Y	Appuis	2.26	3,95	0,25	0,920	47,5	50,23	201,63	1,05	15	Cv
	Travée	2.26	5,9	0,25	0,920	47,5	75,34	201,63	1,58	15	Cv

**Conclusion :**

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

- **Sens x-x :**  
**En travée : 2HA12/ml** avec un espacement de **15 cm**.  
**Aux appuis : 2HA12/ml** avec un espacement de **15 cm**.
- **Sens y-y :**  
**En travée : 2HA12/ml** avec un espacement de **15cm**.  
**Aux appuis : 2HA12/ml** avec un espacement de **15 cm**.

## **Conclusion :**

La réalisation de ce projet de fin d'études a représenté une étape significative dans notre parcours académique en génie civil, nous permettant de plonger directement dans la vie professionnelle et d'explorer en profondeur les responsabilités et méthodes de travail d'un ingénieur en génie civil dans un contexte réel. Tout au long de cette expérience enrichissante, nous avons eu l'occasion de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises au cours de notre formation universitaire, tout en nous familiarisant avec des normes réglementaires telles que le Règlement Parasismique Algérien (RPA), le BAEL, ainsi que l'utilisation de logiciels essentiels comme ETABS, AUTOCAD et SOCOTEC.

Les défis rencontrés nous ont non seulement permis d'approfondir nos compétences techniques, mais aussi de développer notre capacité à résoudre des problèmes complexes et à collaborer efficacement avec des professionnels expérimentés. De plus, les recherches bibliographiques menées tout au long du projet ont enrichi notre compréhension et nous ont offert de nouvelles perspectives précieuses.

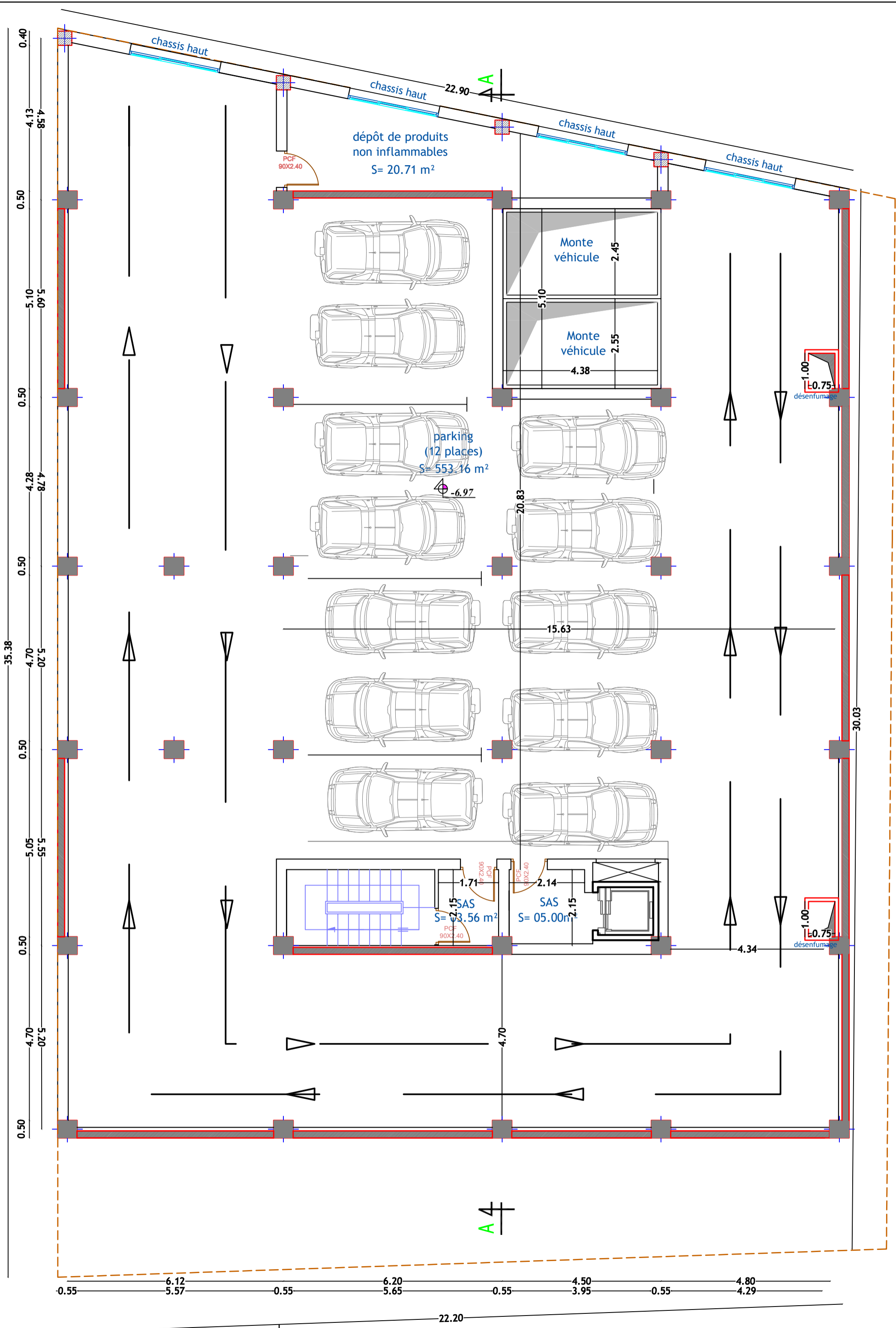
L'analyse approfondie des résultats obtenus nous a conduit à plusieurs conclusions importantes, notamment l'importance critique de l'analyse sismique dans la conception des structures, ainsi que l'efficacité des outils informatiques tels que ETABS pour la modélisation précise des structures complexes. Nous avons également appris à intégrer des considérations pratiques telles que la résistance, la durabilité et l'économie dans nos processus de conception, tout en respectant rigoureusement les normes de sécurité établies.

Nous espérons que notre travail pourra bénéficier aux futures promotions d'étudiants et contribuer positivement au domaine du génie civil.

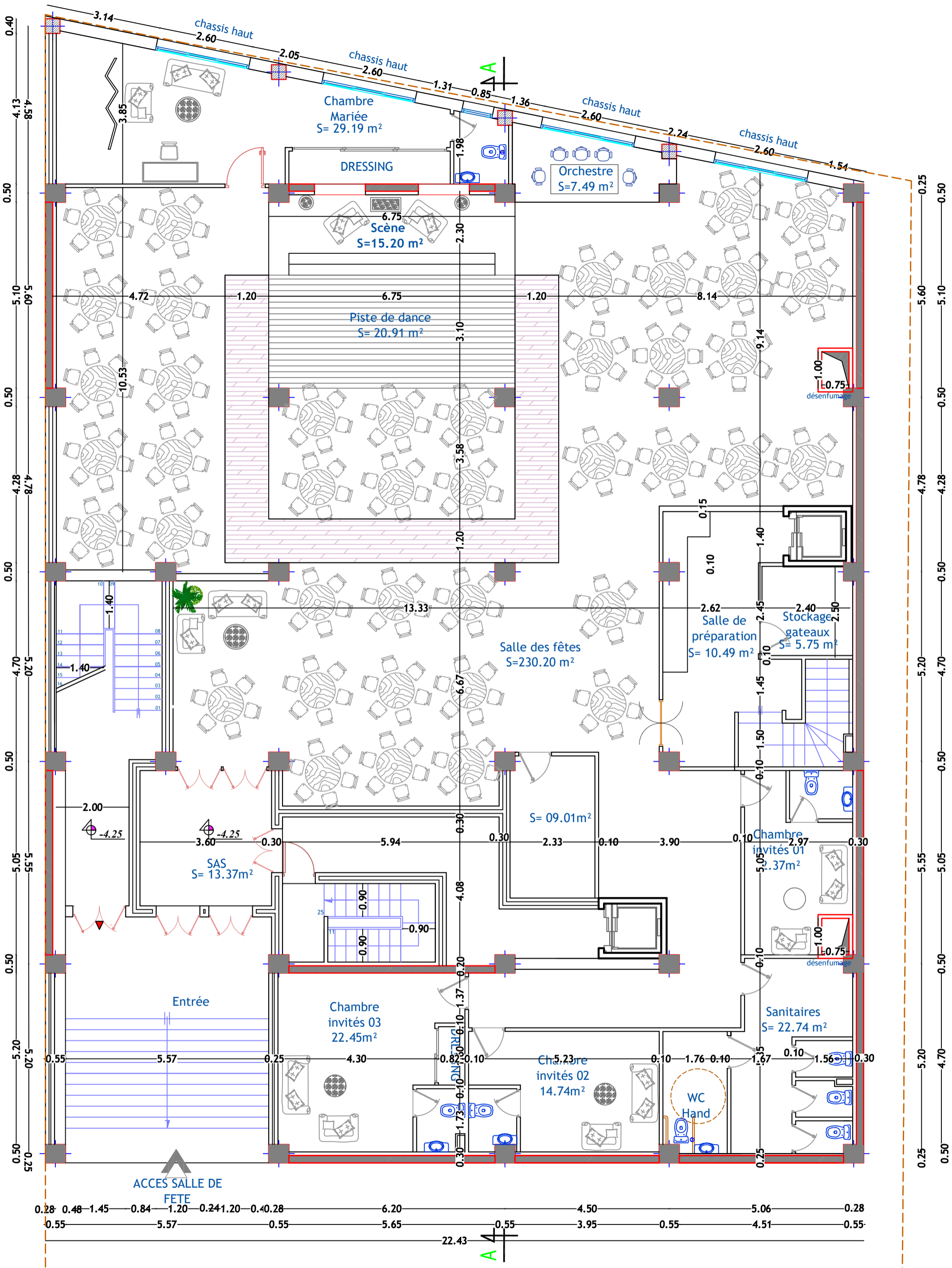
# Références bibliographiques :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 révisé 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation. Document technique réglementaire (DTR B.C 2.4.6) : règles de conception et de calcul des structures en bois.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- DTR B.C. 2-331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- NF EN 1992 1-2 : Normes afnor édition
- NF-P82 : Normes afnor édition ascenseur
- Logiciels :
  - Logiciel ETABS 9.7.1.
  - Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
  - AUTOCAD 2019.
  - Word 2019
  - Excel
- Ouvrage :
  - Mohamed, BELAZOUGUI. « CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME ».
  - Office des publications universitaires
  - Abaques du Béton Armé

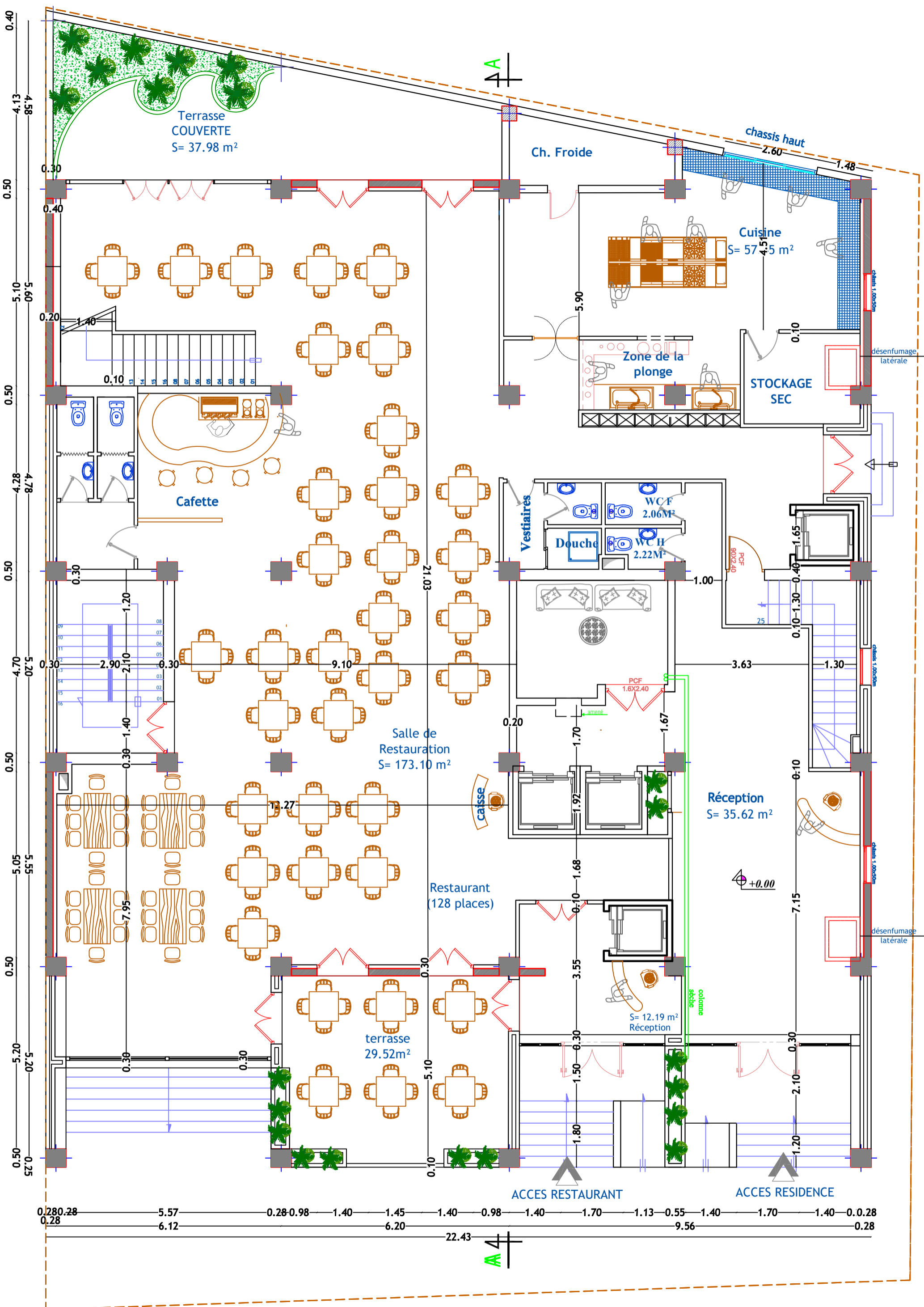




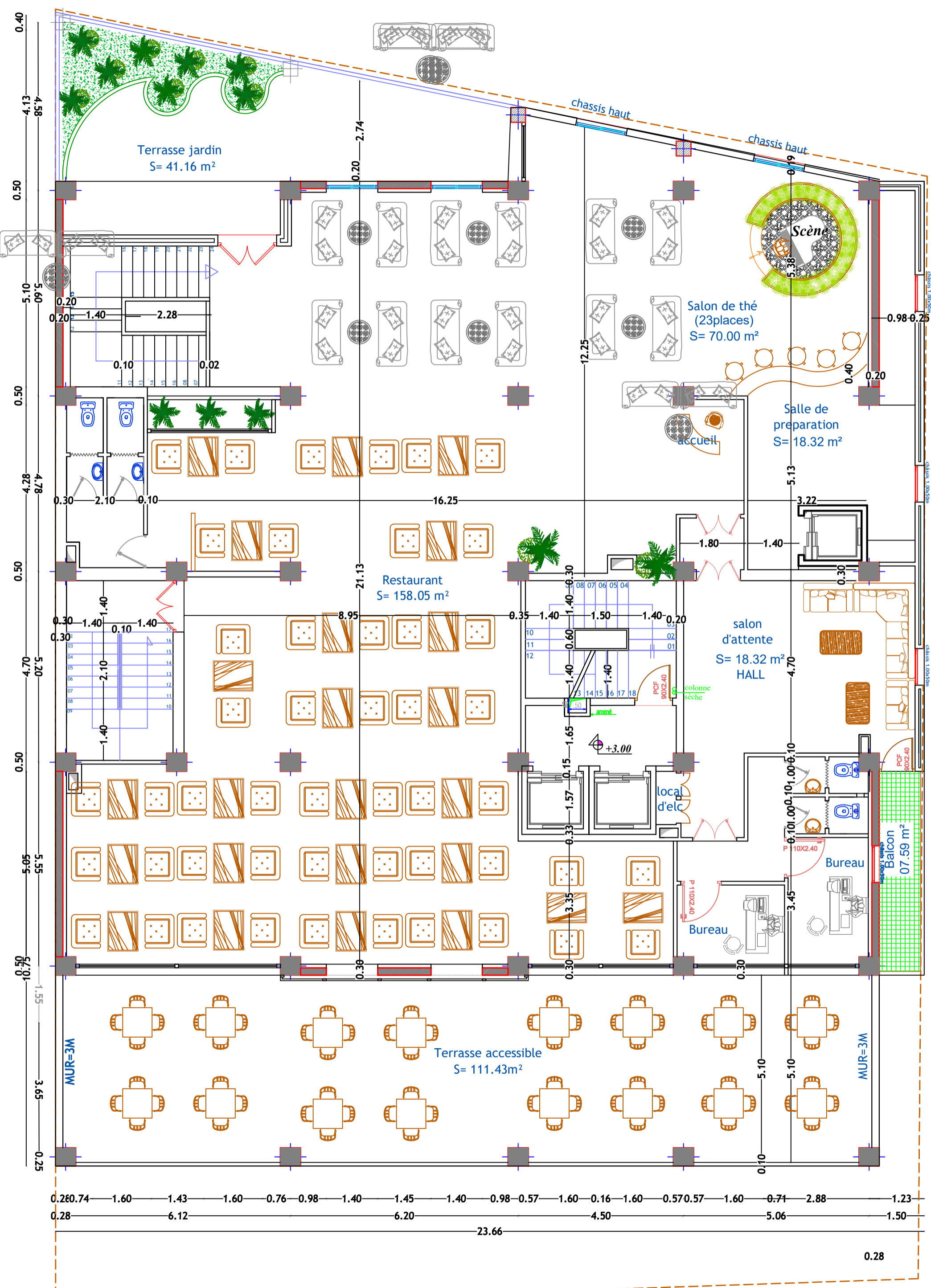
**PLAN SOUS-SOL 01**



**PLAN ENTRESOL**

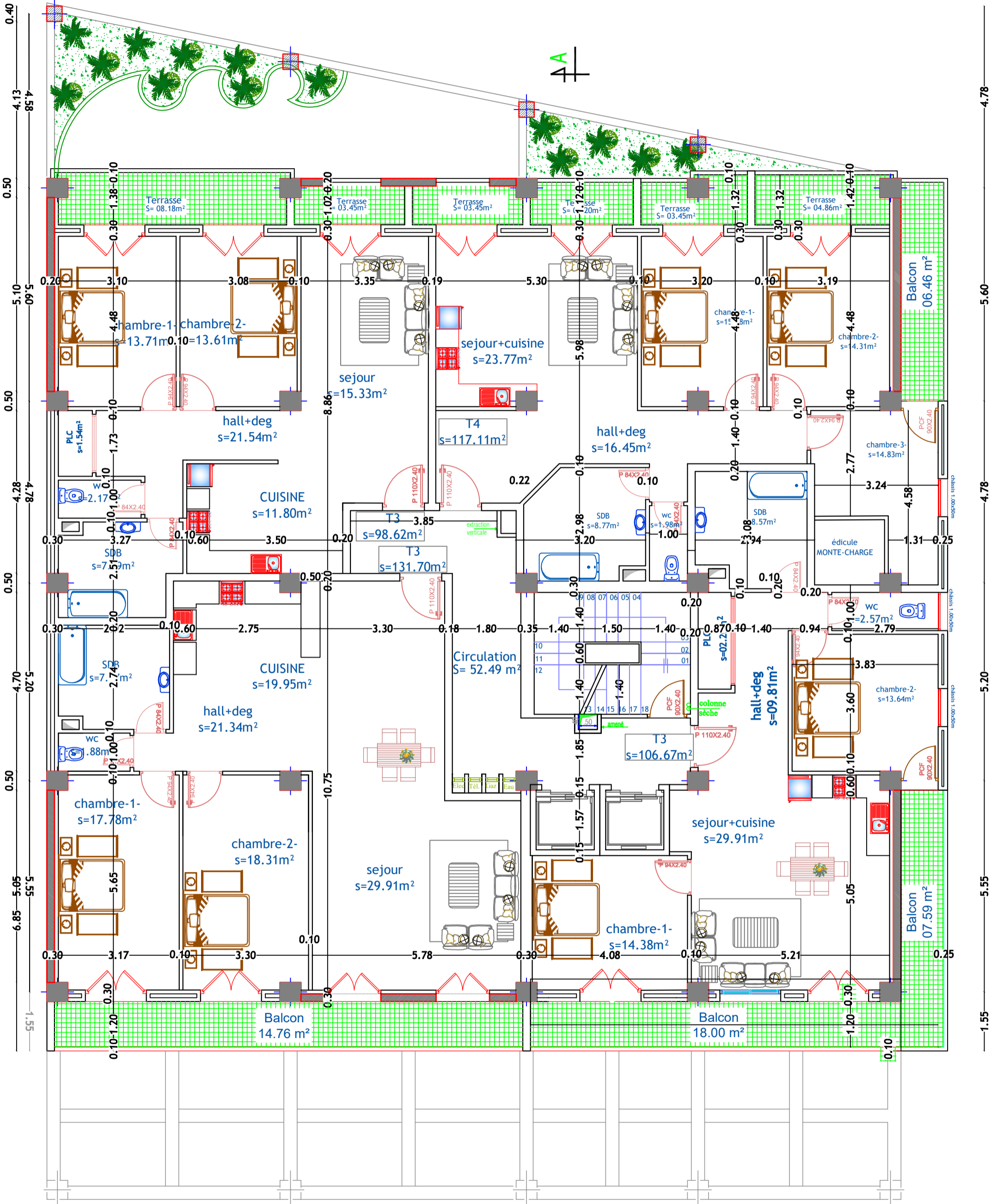


PLAN RDC

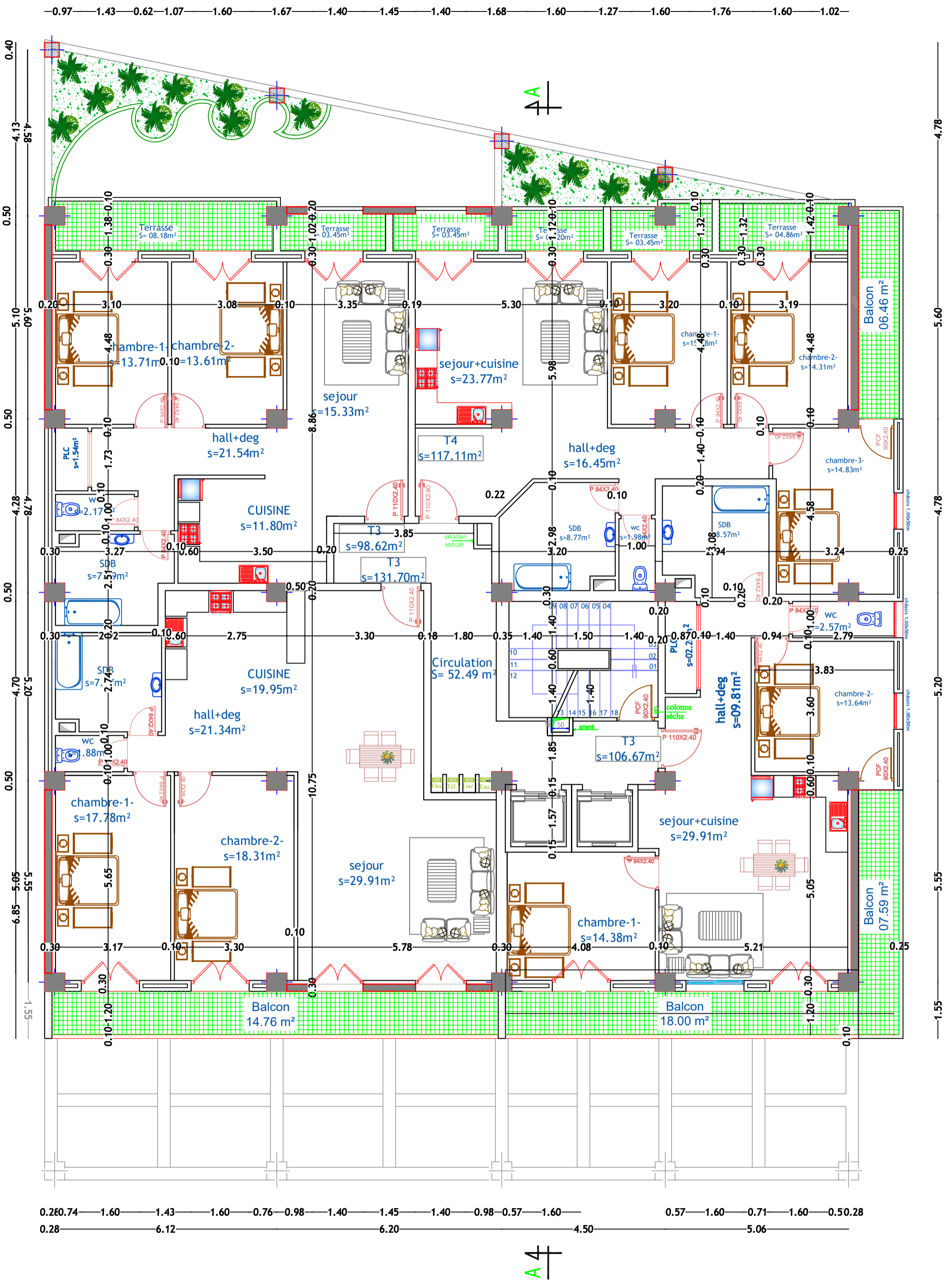


PLAN MEZZANINE

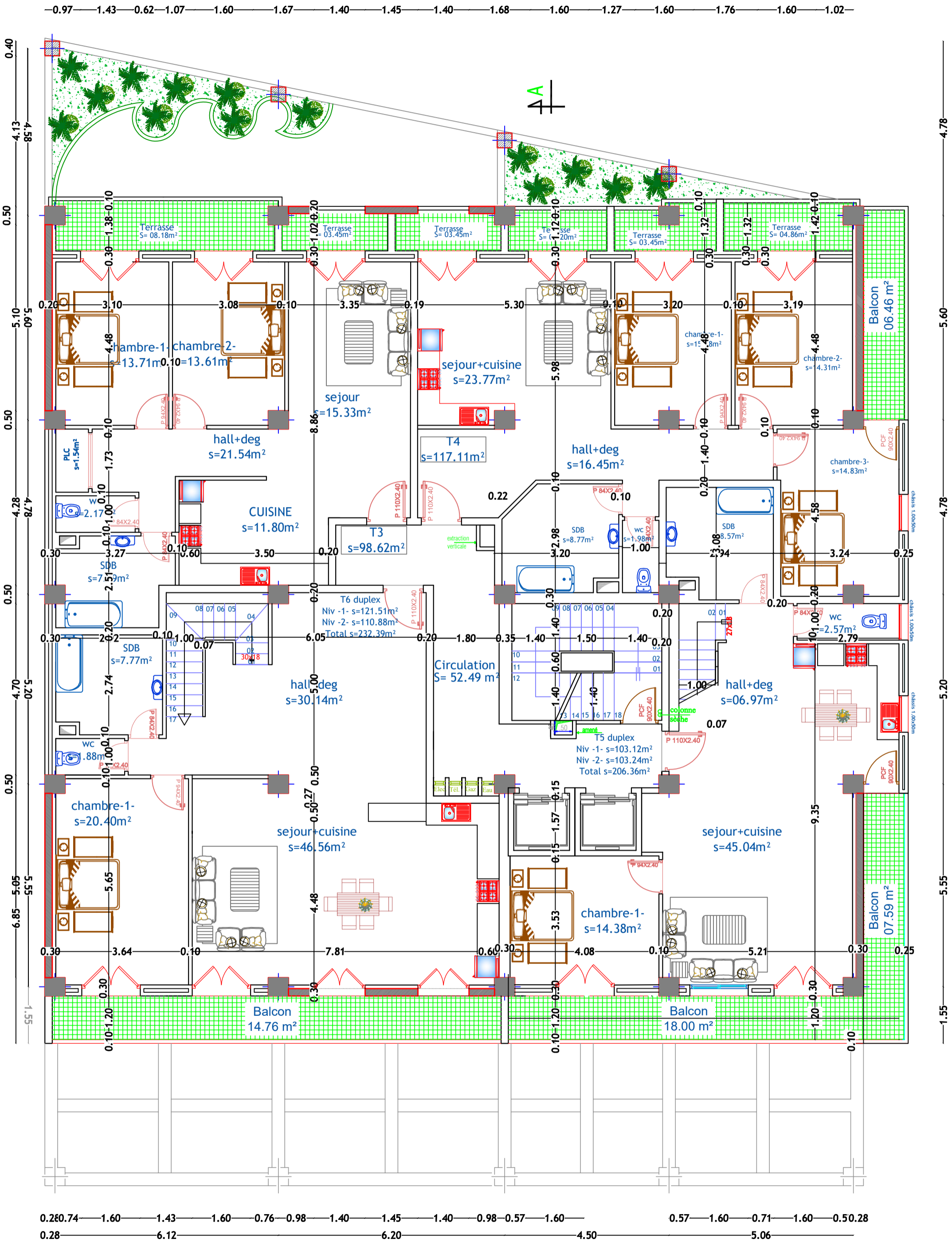
0.97 1.43 0.62 1.07 1.60 1.67 1.40 1.45 1.40 1.68 1.60 1.27 1.60 1.76 1.60 1.02



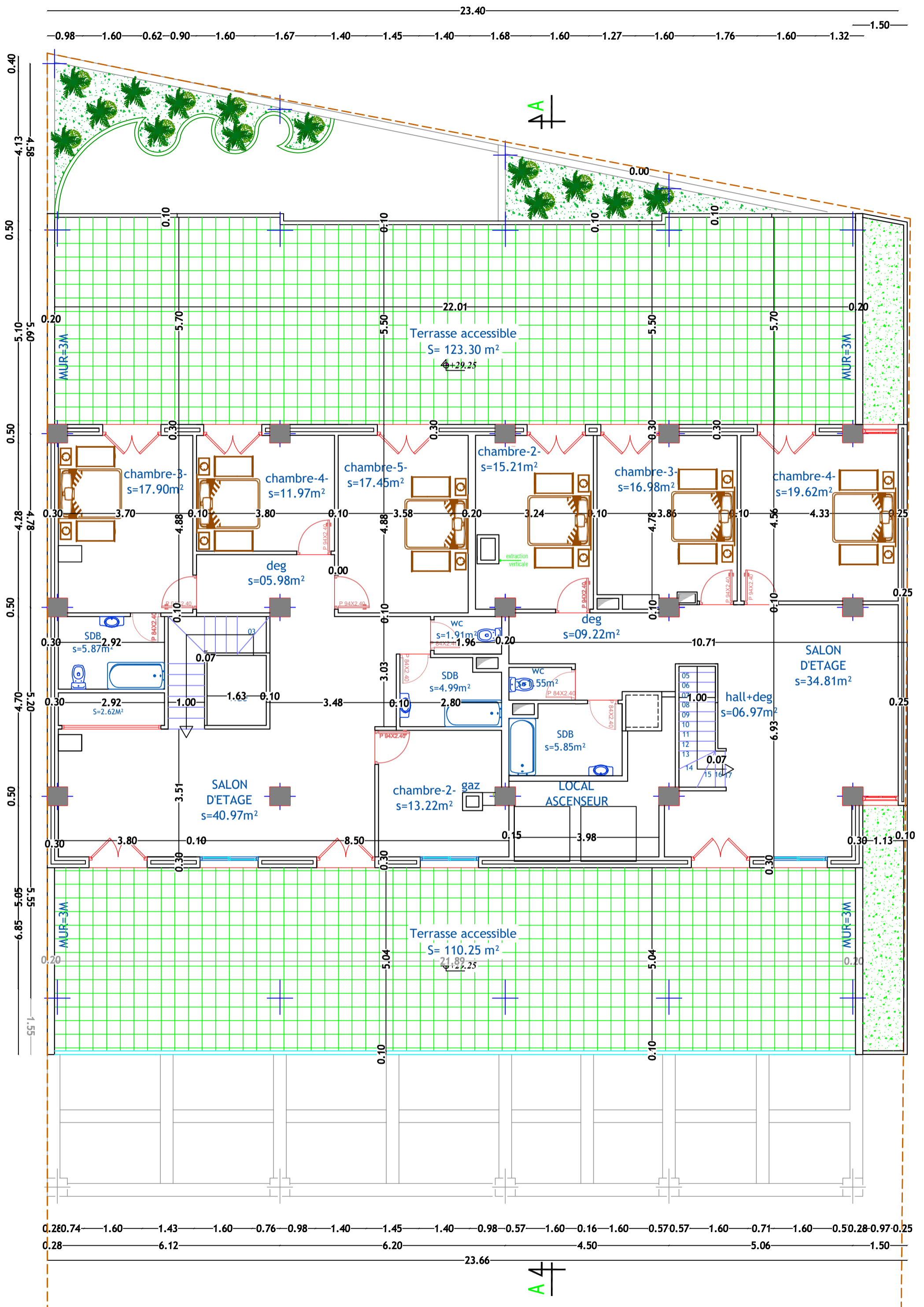
# PLAN Du 1ere Etage



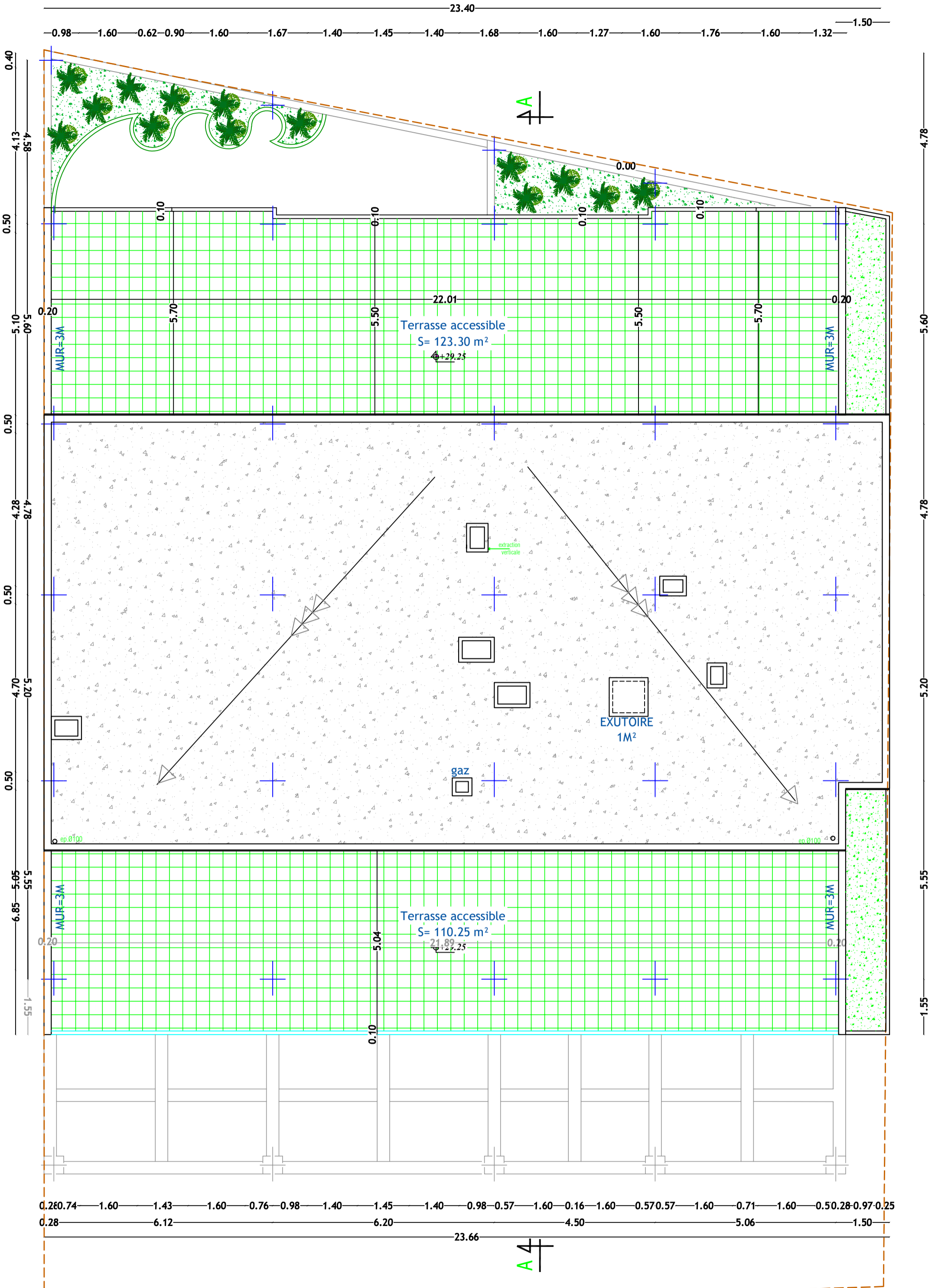
PLAN Du 2eme au 7eme Etage



PLAN Du 8eme Etage



PLAN D'Etage en Attique



PLAN TOITURE



NIV Attique  
NIV +32.54

NIV 8eme ETAGE  
NIV +29.56

NIV 7eme ETAGE  
NIV +26.52

NIV 6eme ETAGE  
NIV +23.46

NIV 5eme ETAGE  
NIV +20.40

NIV 4eme ETAGE  
NIV +17.34

NIV 3eme ETAGE  
NIV +14.28

NIV 2eme ETAGE  
NIV +11.22

NIV 1er ETAGE  
NIV +08.16

NIV MEZZANINE  
NIV +04.08

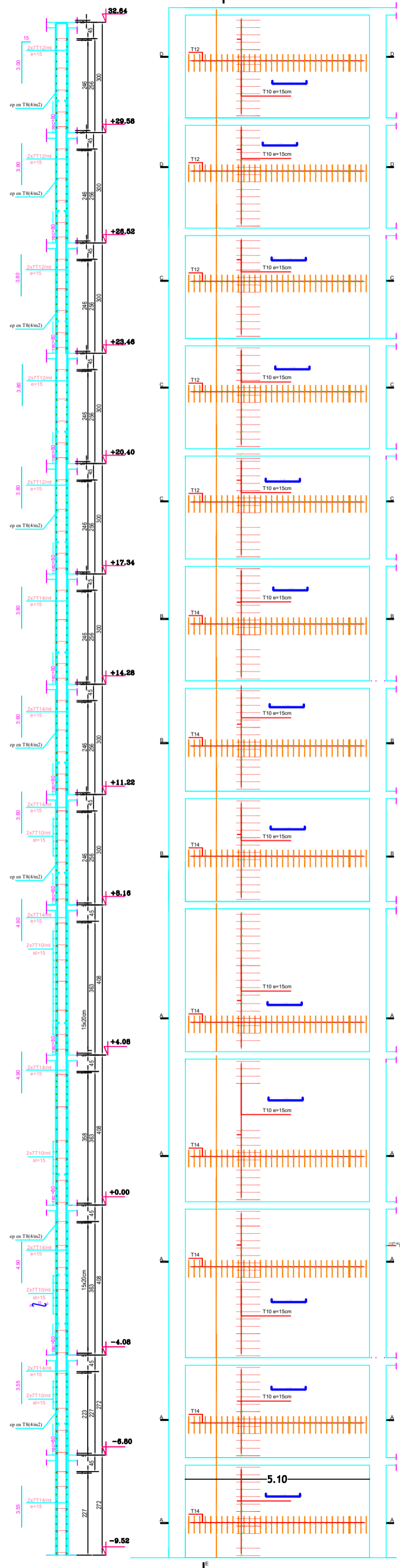
NIV RDC  
NIV +0.00

NIV ENTRESOL  
NIV -4.08

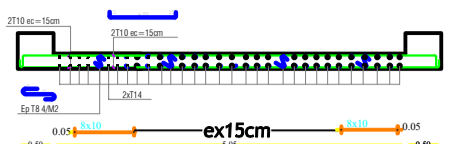
NIV SOUS-SOL 01  
NIV -6.80

COUPE A-A

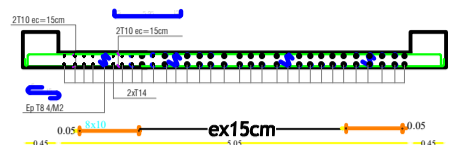




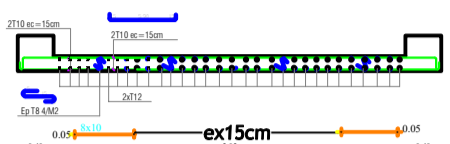
Voile V1 Niv:-9.52 à +8.16



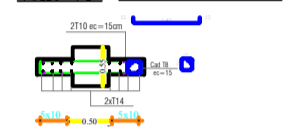
Voile V1 Niv:+8.16 à +17.34



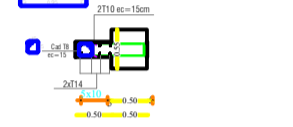
Voile V1 Niv:+17.34 à +32.64



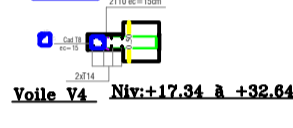
Voile V4 Niv:-9.52 à +4.08



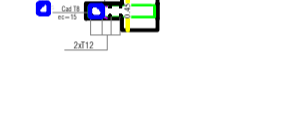
Voile V4 Niv:+4.08 à +8.16



Voile V4 Niv:+8.16 à +17.34



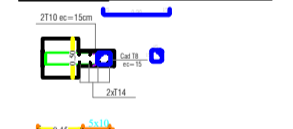
Voile V4 Niv:+17.34 à +32.64



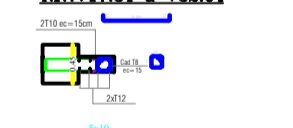
Voile V4 Niv:-9.69 à +8.16



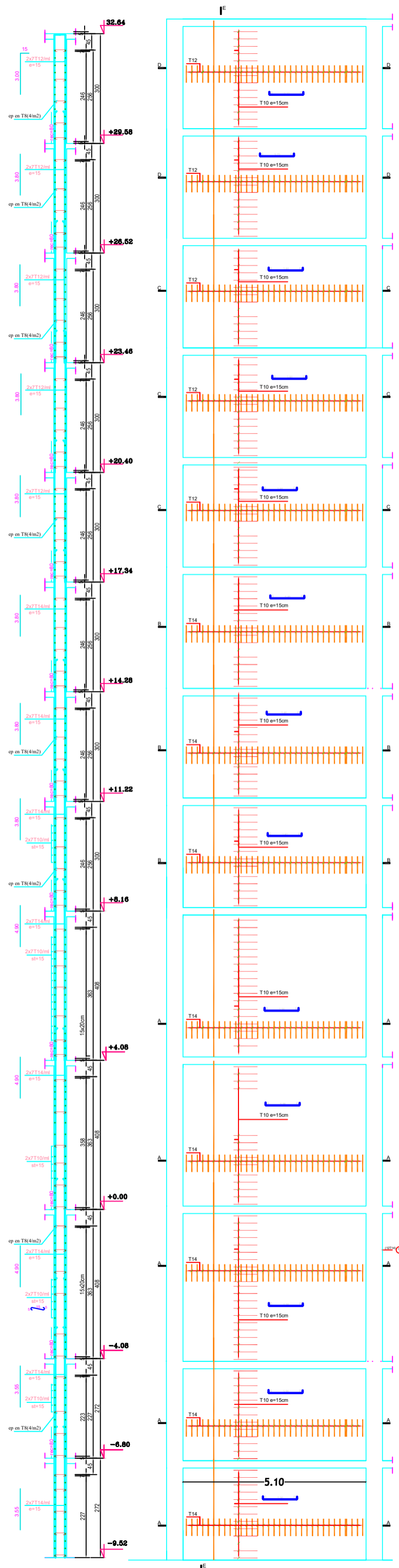
Voile V4 Niv:+8.16 à +17.34



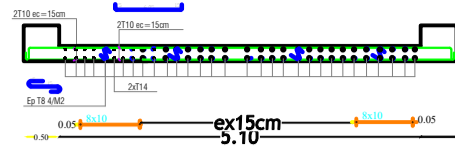
Niv:+17.34 à +32.64



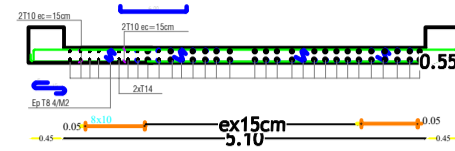
République algérienne démocratique et populaire		Proposée par B.E.T
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou		Echelle 1/50
Faculté de génie de construction		
Département de génie civil		Juillet 2024
Etudié par TAMAZIRT JESSNA		
Plan de ferrailage du voile 1		voile 4 et voile 4'
Dirigé par Mme ATT TALEB .S		



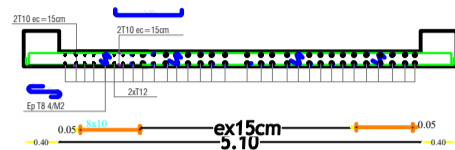
Voile V2 Niv:-9.52 à +8.16



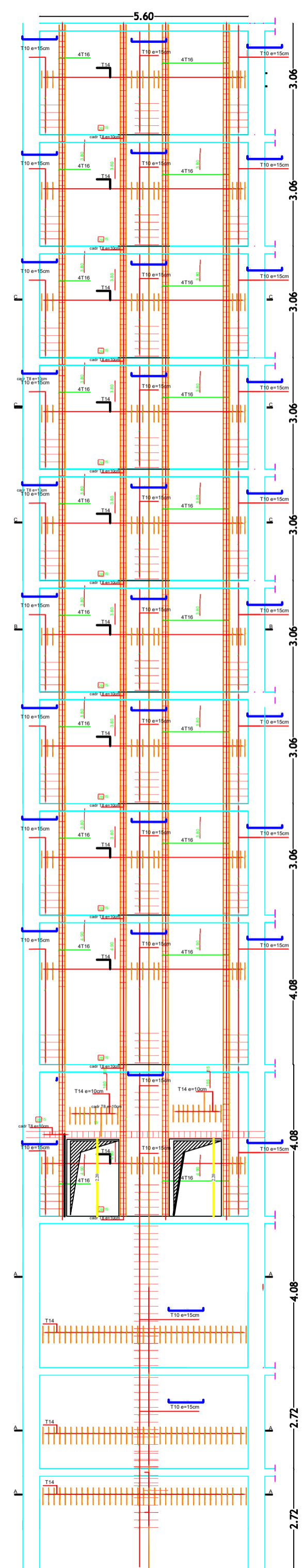
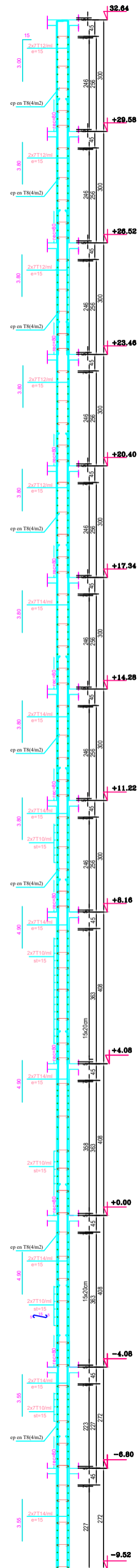
Voile V2 Niv:+8.16 à +17.34



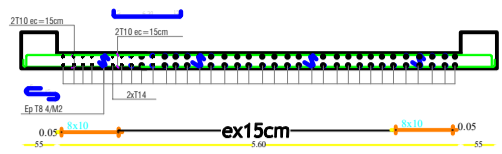
Voile V2 Niv:+17.34 à +32.64



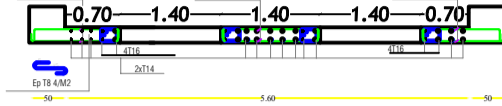
<p align="center"><b>République algérienne démocratique et populaire</b>                  Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou                  Faculté de génie de construction                  Département de génie civil</p>		<p align="center">Proposée par B.E.T</p>
<p align="center">Eludé par TAMAZIRT JESSNA</p>	<p align="center">Plan de ferrailage du voile 2</p>	
<p align="center">Dirigé par Mme ATT TALEB .S</p>	<p align="center">Echelle 1/50</p>	<p align="center">Juillet 2024</p>



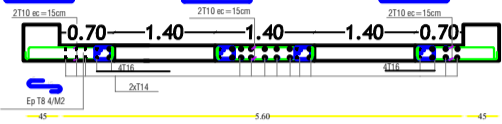
Voile V3 Niv:-9.52 à +0.00



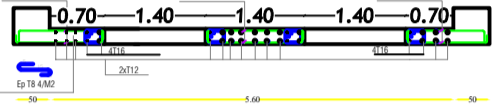
Voile V3 Niv:+0.00 à +8.16



Voile V3 Niv:+8.16 à +17.34

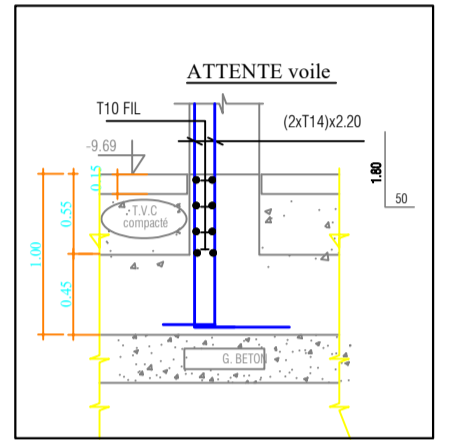
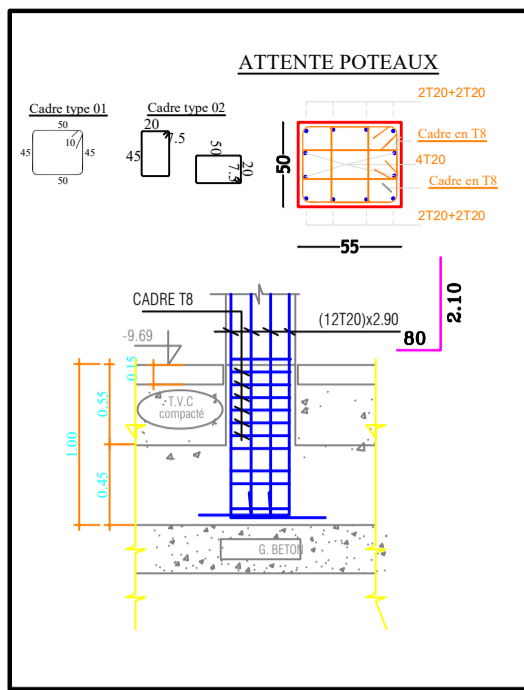
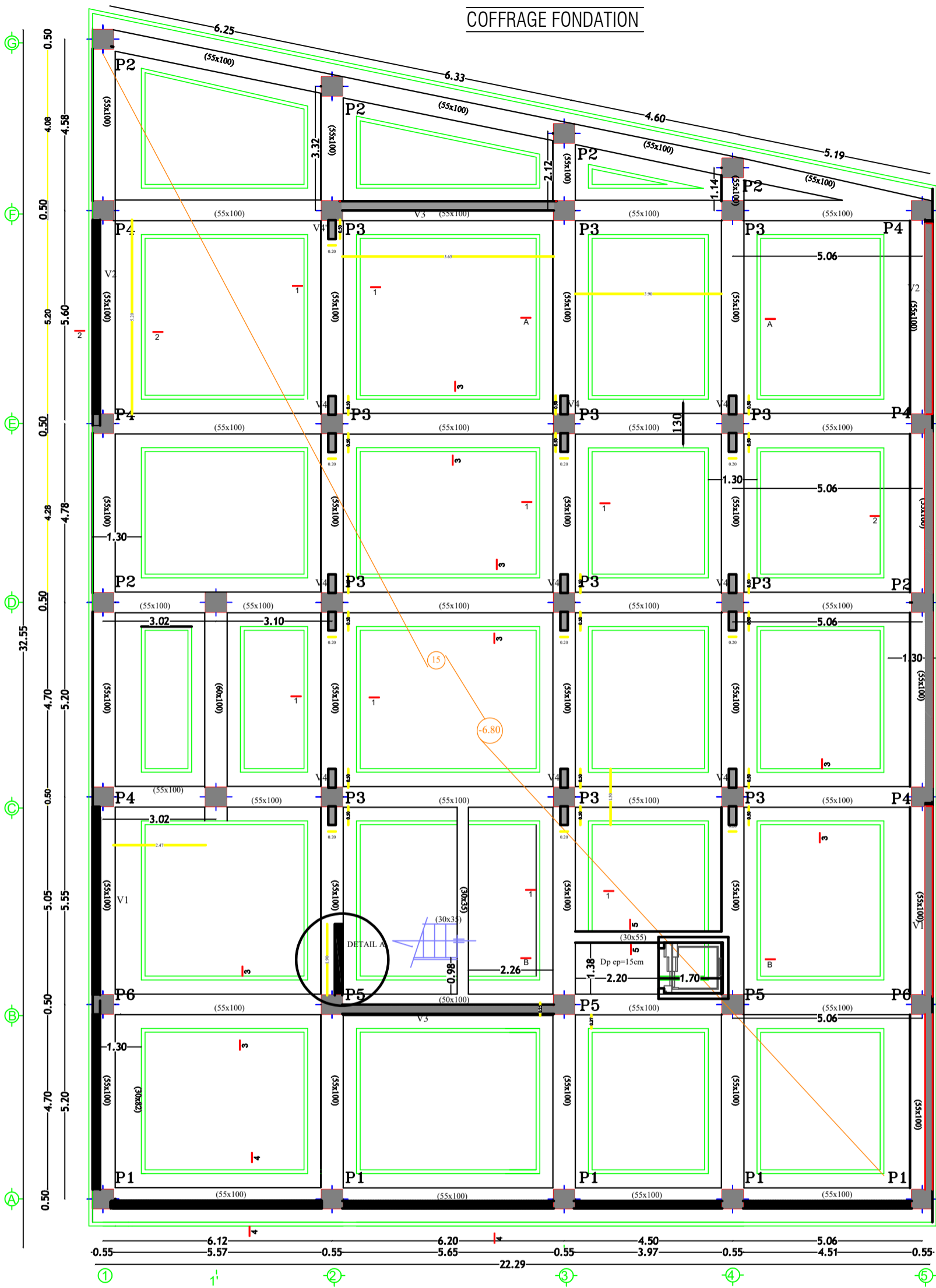


Voile V3 Niv:+17.34 à +32.64

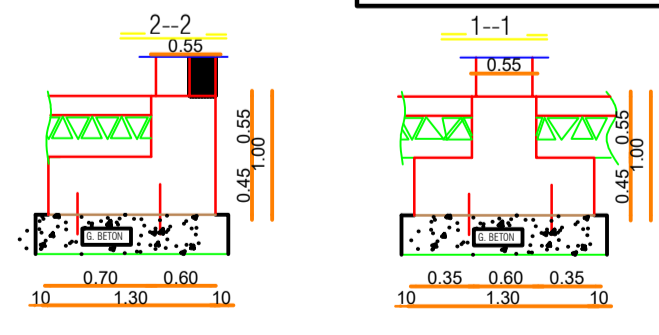
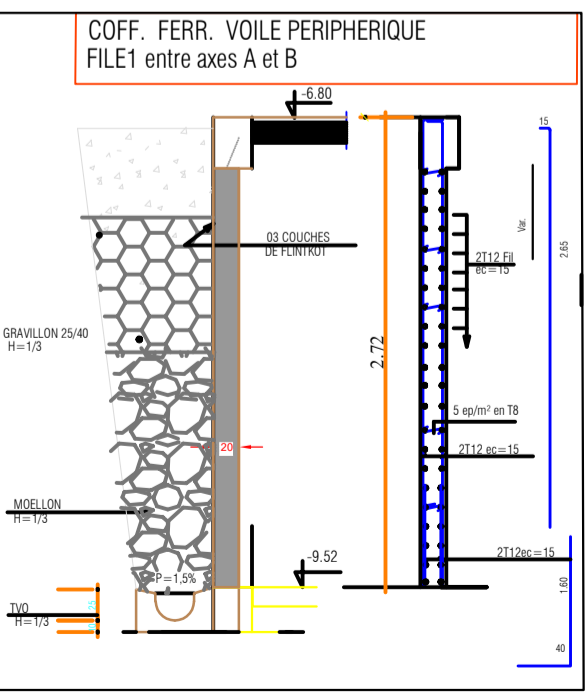
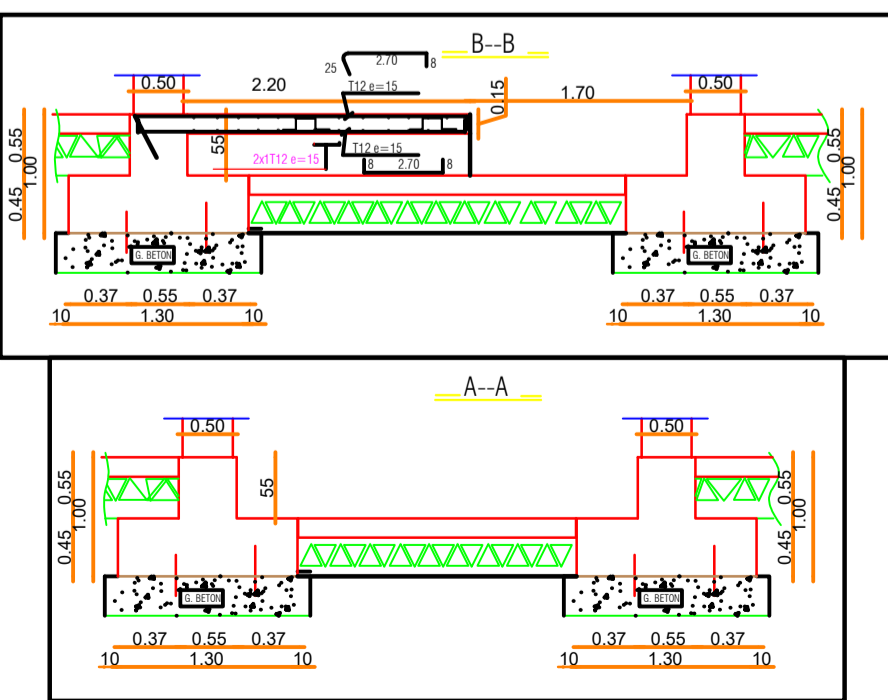
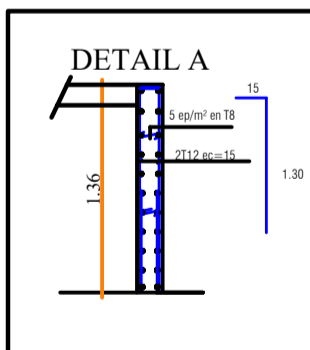
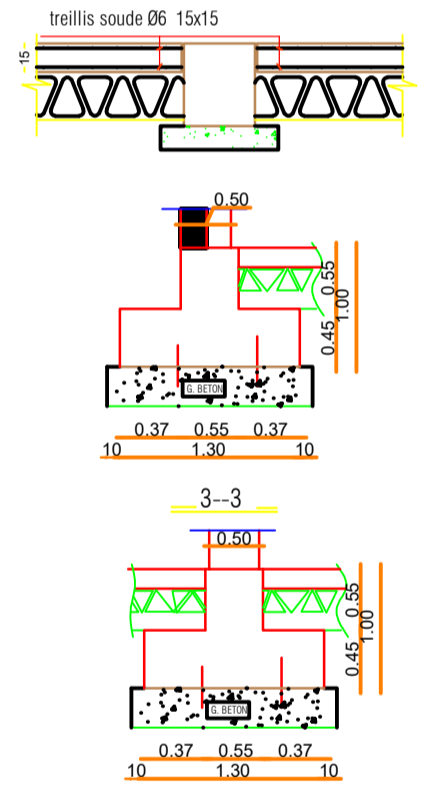


République algérienne démocratique et populaire		Proposée par B.E.T
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de ferrailage du voile 3	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juillet 2024

# COFFRAGE FONDATION

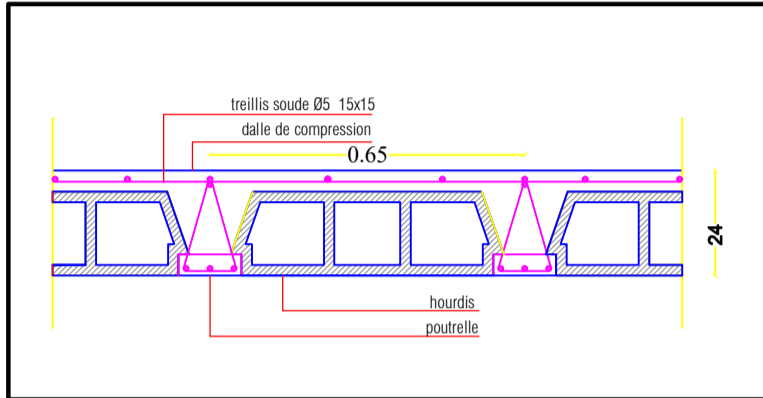


### FERR. DALLE AU SOL

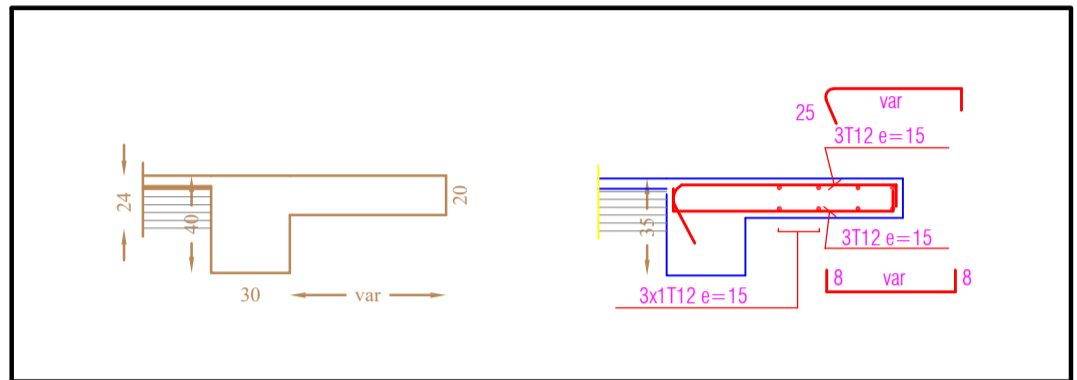


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de coffrage fondation	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juillet 2024

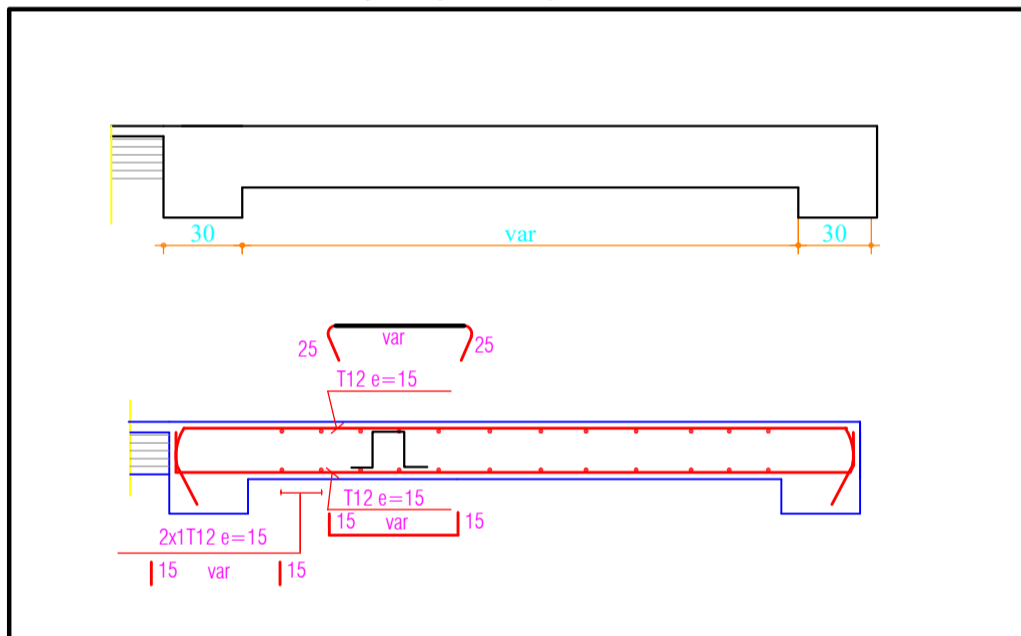
### FERRAILLAGE DU PLANCHER EN CORPS CREUX



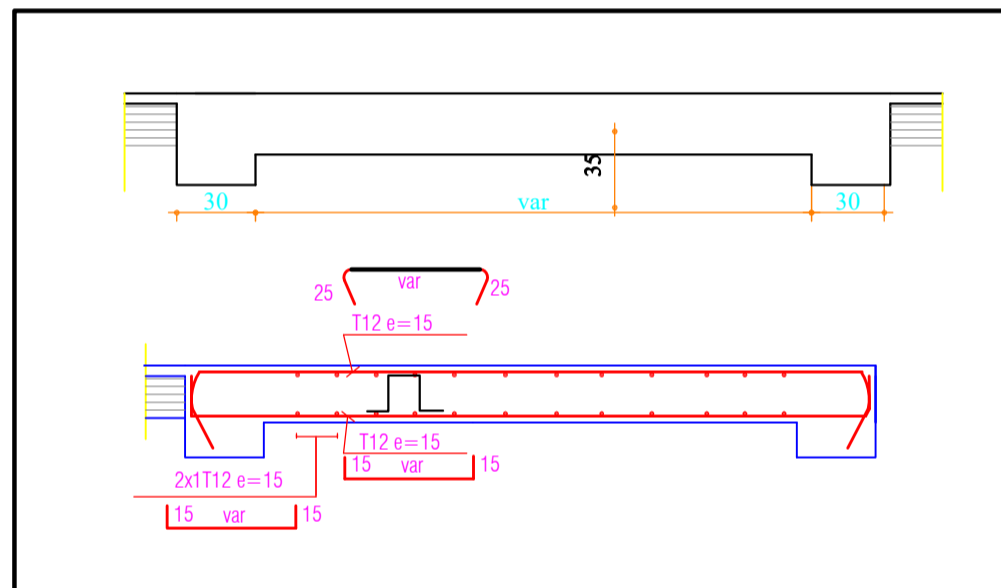
### FERRAILLAGE DES BALCONS



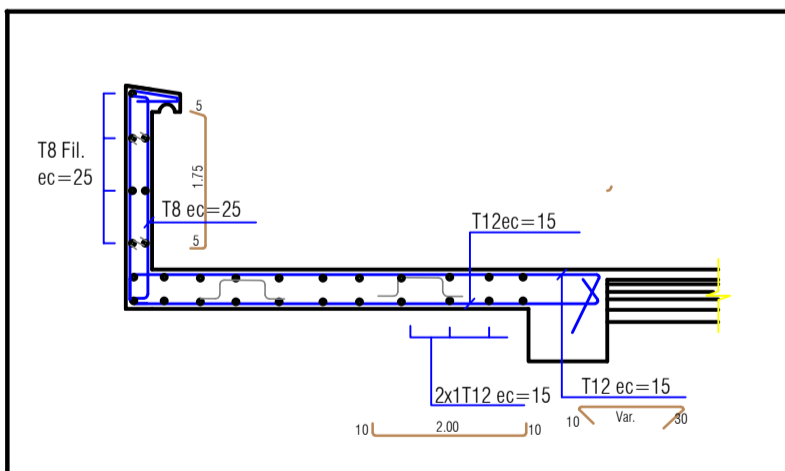
### FERRAILLAGE DU PLANCHER EN DALLE PLEINE



### FERRAILLAGE DALLE SALLE MACHINE

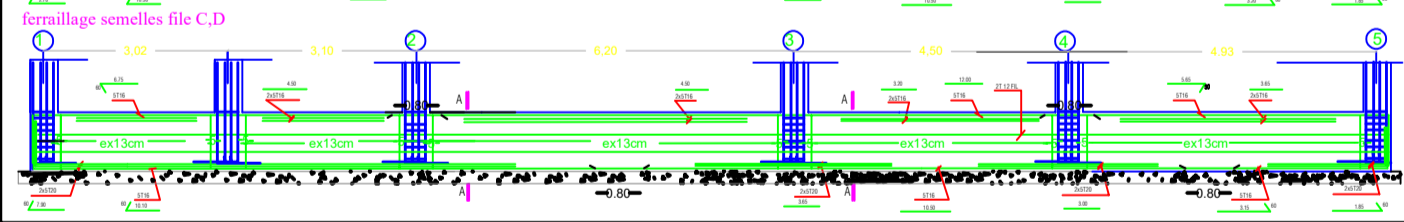
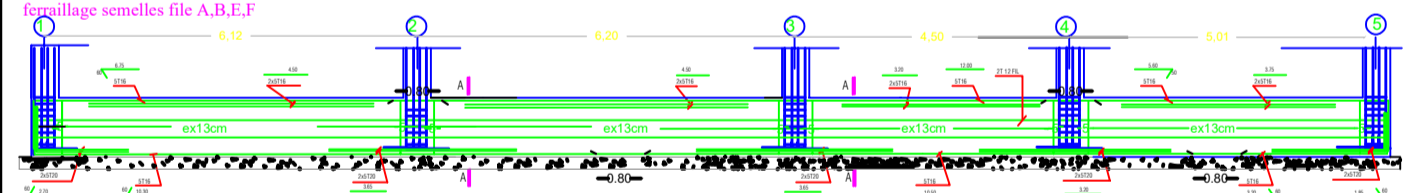
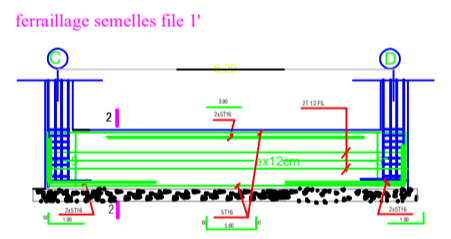
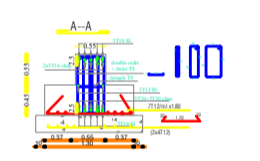
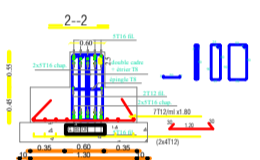
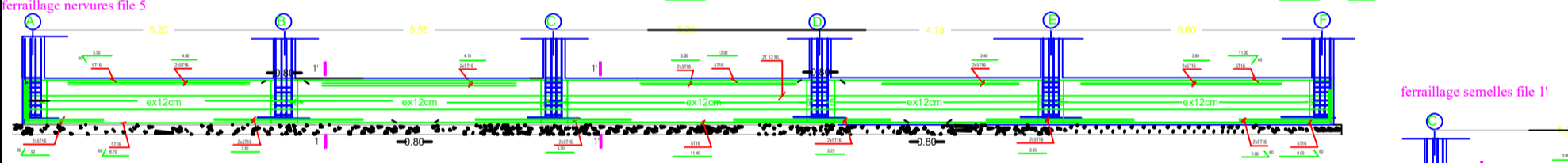
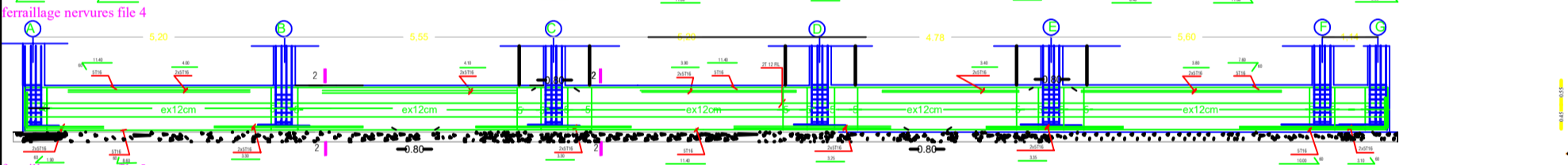
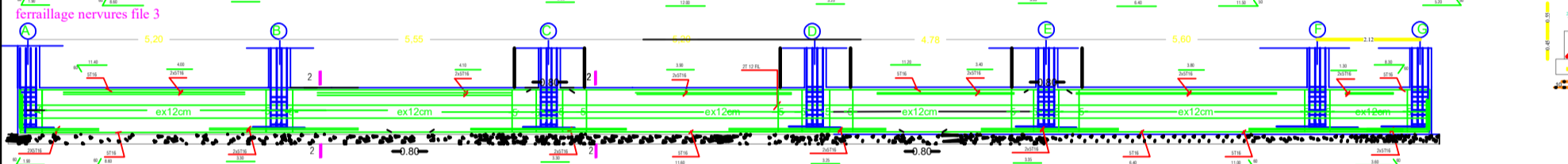
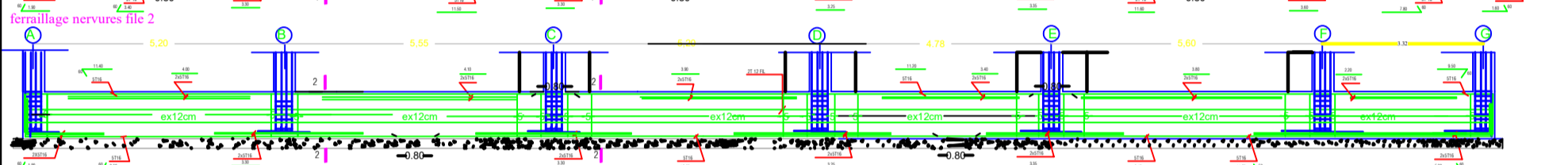
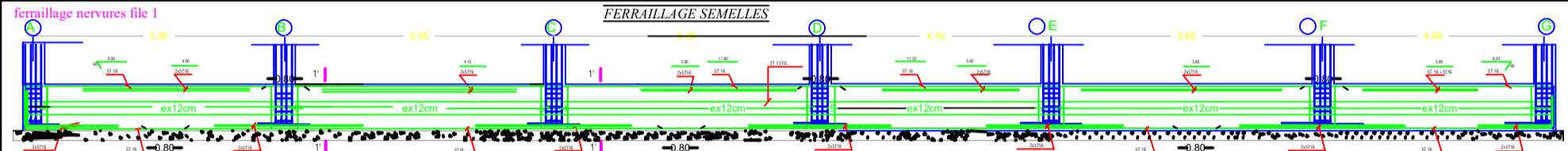


### FERRAILLAGE DE L'ACROTERE



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de ferrailage de l'acroter, balcon, Plancher corps creux, dalle pleine Plancher dalle salle machine	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juiellet 2024

FERRAILLAGE SEMELLES



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposé par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de ferrailage des semelles	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juillet 2024

P3

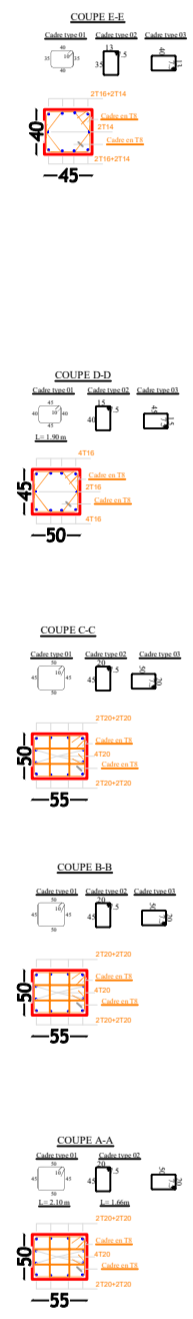
P4

P5

P6

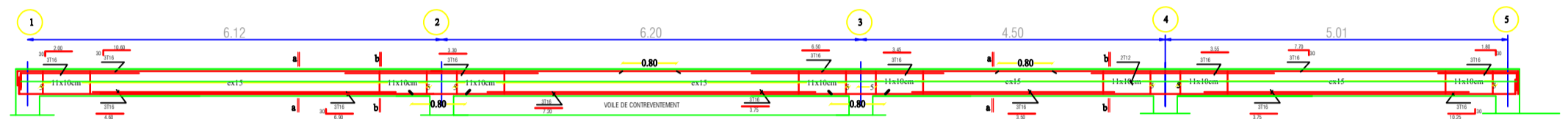
### FERRAILLAGE POTEAUX

NB: les poteaux de la cage d'escalier auront des cadres espacés de 8cm sur toute la hauteur

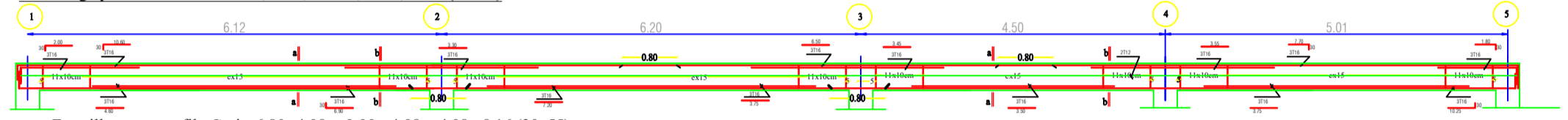


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil	Proposée par B.E.T	Juillet 2024
	Echelle 1/50	
Étudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de ferrailage des poteaux	Dirigé par Mme AIT TALEB .S

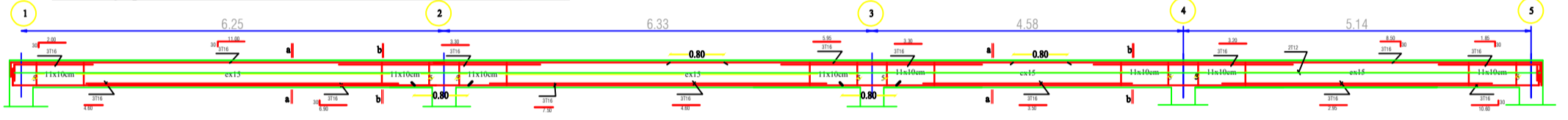
Ferrailage poutres file B,F niv-6.80,-4.08, +0.00,+4.08,+8.16 (30x55)



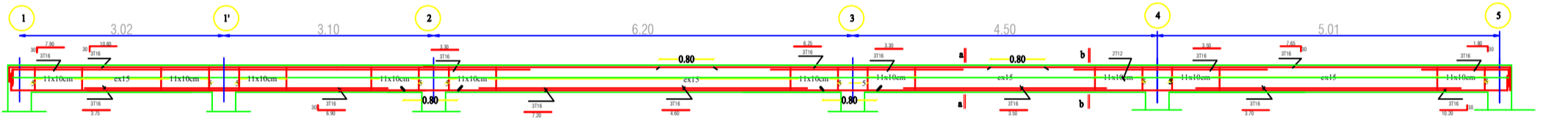
Ferrailage poutres file A niv-6.80,-4.08, +4.08,+8.16 (30x55)  
 Ferrailage poutres file E niv-6.80,-4.08, +0.00,+4.08,+8.16 (30x55)



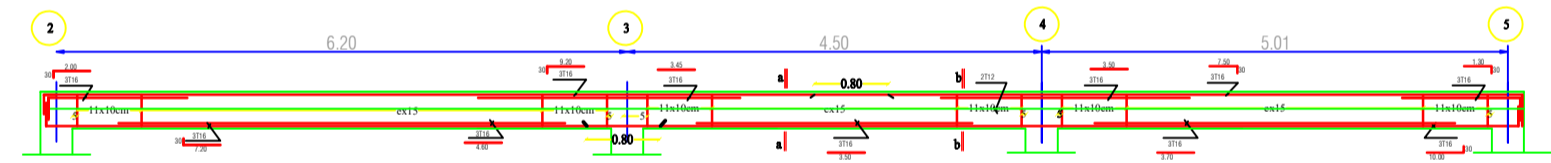
Ferrailage poutre file G niv-6.80,-4.08, +0.00,+4.08,+4.08,+8.16 (30x55)



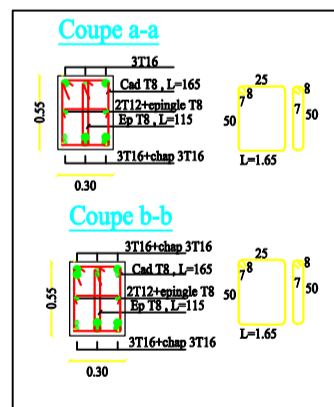
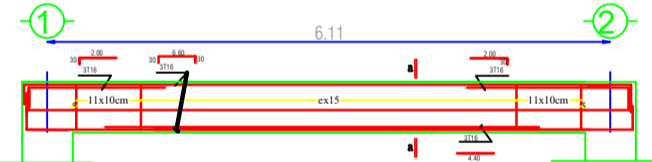
Ferrailage poutres file C,D niv -6.80,-4.08, +0.00,+4.08,+8.16 (30x55)



Ferrailage poutres file A niv+0.00(30x55)



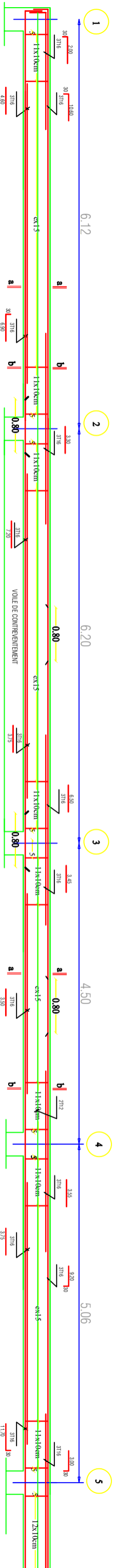
Ferrailage poutres file A niv -2.21(30x55)



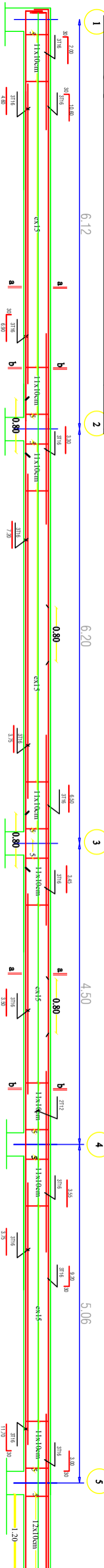
**NB**  
 Prendre en considération  
 la réduction des poteaux  
 pour le façonnage des armatures

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de ferrailage des poutres principales	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juiellet 2024

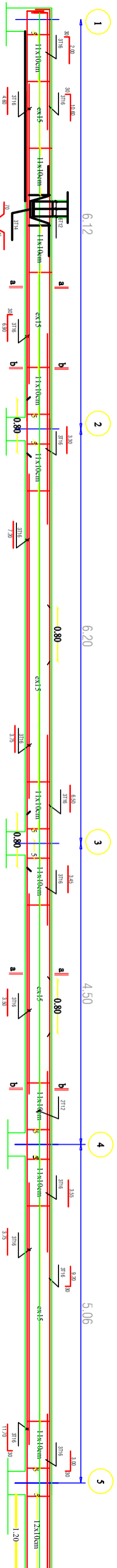
Ferrailage poutres file B,F niv :de +11.20 à +32.64 (30x55)



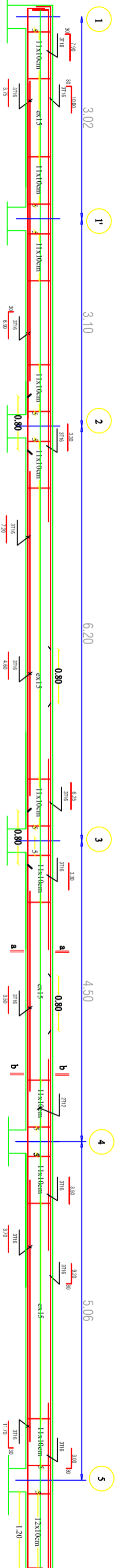
Ferrailage poutres file D niv :de +11.20 à +26.52, +32.64 (30x55)  
 Ferrailage poutres file C,E niv :de +11.20 à +32.64 (30x55)



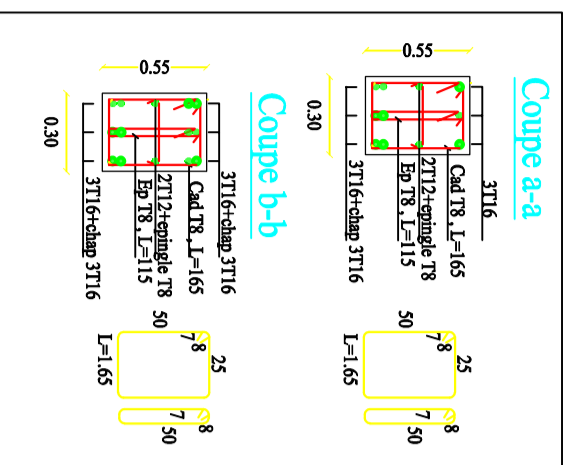
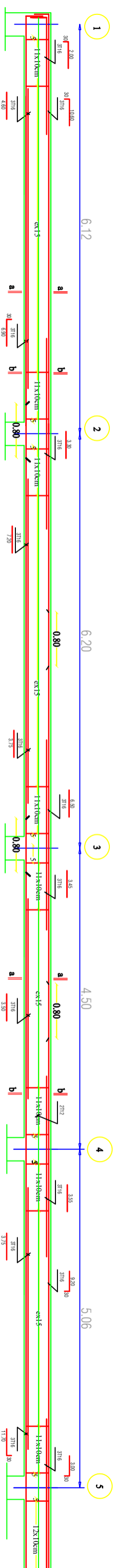
Ferrailage poutres file D niv : +29.48(30x55)



Ferrailage poutres file C,D niv -6.80,-4.08, +0.00, +4.08 (30x55)



Ferrailage poutres file C,D,E niv +35.70 (30x55)



7/20

République algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de génie de construction  
 Département de génie civil

Proposée par B.E.T

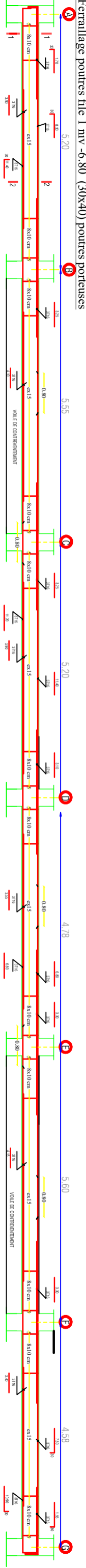
Etudié par  
 TAMAZIRT JESSNA

Plan de ferrailage des poutres  
 principales

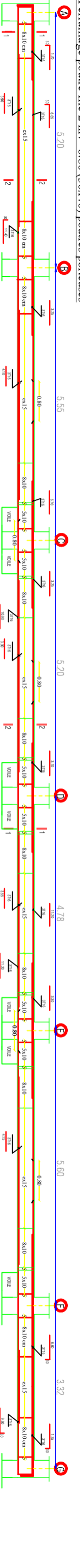
Echelle 1/50

Dirigé par Mme AIT TALEB .S

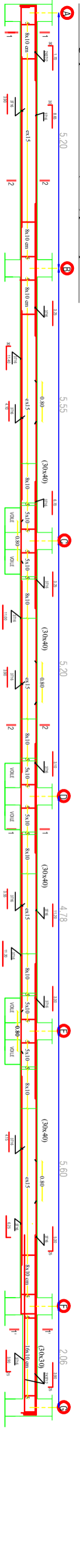
Juillet 2024



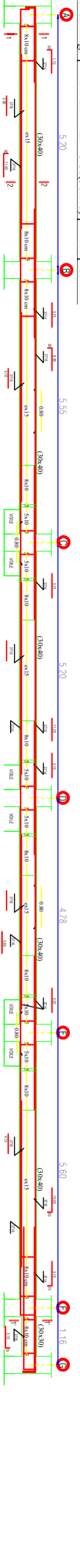
Ferrailage poutres file 1 niv -6.80 (30x40) poutres porteuses



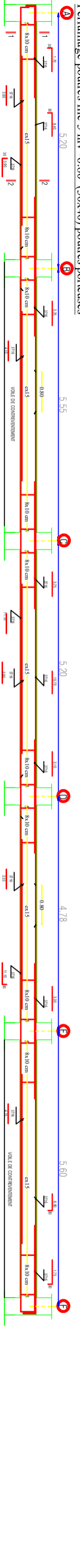
Ferrailage poutre file 2 niv -6.80 (30x40) poutres porteuses



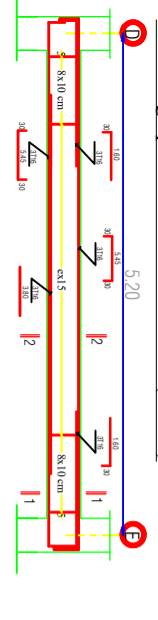
Ferrailage poutre file 3 niv -6.80(30x40) poutres porteuses



Ferrailage poutres file 4 niv -6.80(30x40) poutres porteuses

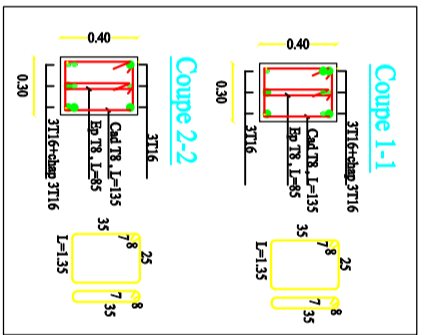


Ferrailage poutres file 5 niv -6.80 (30x40) poutres porteuses



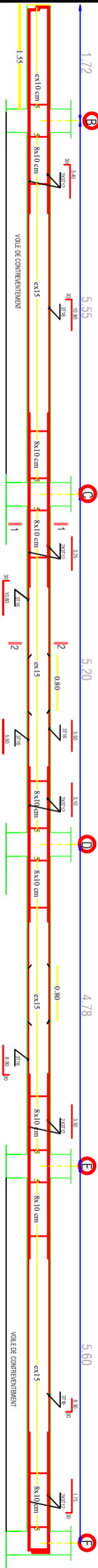
Ferrailage poutres file 1' niv -6.80 (30x40)

**NB**  
Prendre en considération  
la réduction des poteaux  
pour le façonnage des armatures

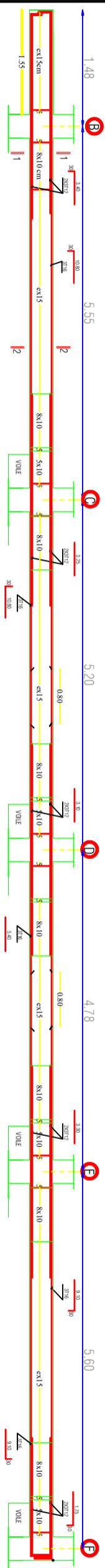


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par <b>TAMAZIRT JESSNA</b>	Plan de ferrailage des poutres secondaires	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juillet 2024

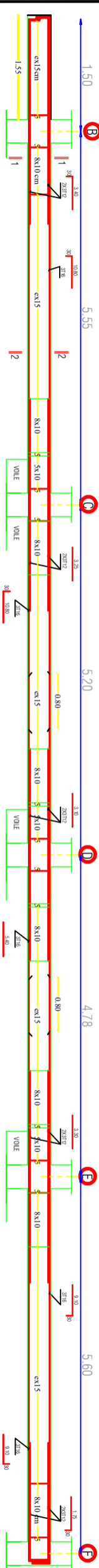
Ferrailage poutres file 1 niv +11.22 à +32.64 (30x40)



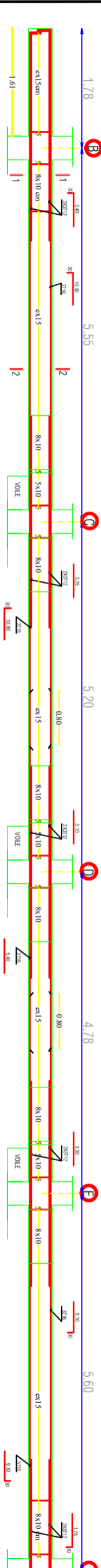
Ferrailage poutres secondaires NIV +5.25 à +32.92



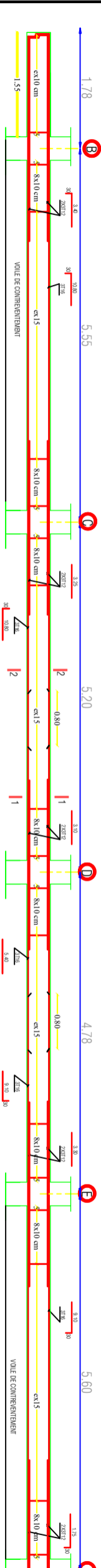
Ferrailage poutres file 3 niv +11.22 à +32.64 (30x40)



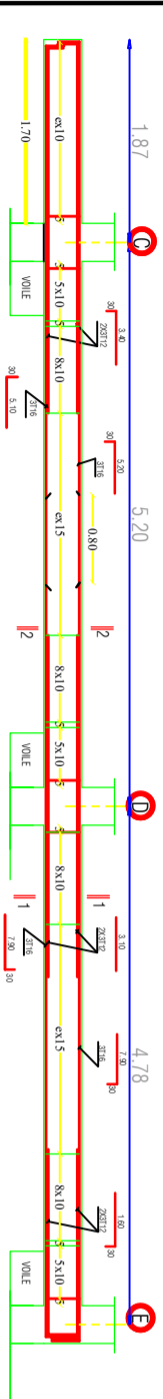
Ferrailage poutres file 4 niv +11.22 à +32.64 (30x40)



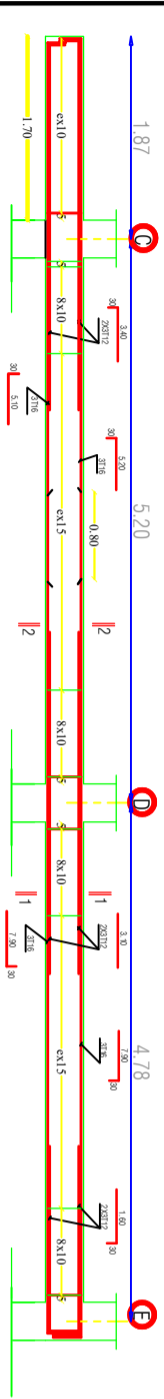
Ferrailage poutres file 5 niv +11.22 à +32.64 (30x40)



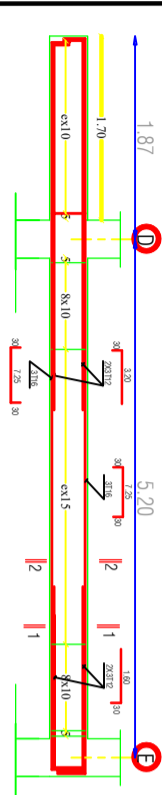
Ferrailage poutres files 2,3 & 4 niv +35.70 (30x40)



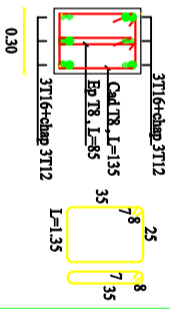
Ferrailage poutres files 1,5 niv +35.70 (30x40)



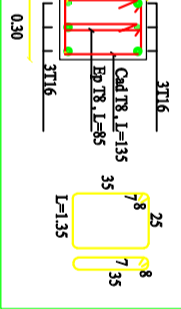
Ferrailage poutres file 1' niv +35.70 (30x40)



Coupe 1-1



Coupe 2-2



Proposée par B.E.T

Echelle 1/50

Juillet 2024

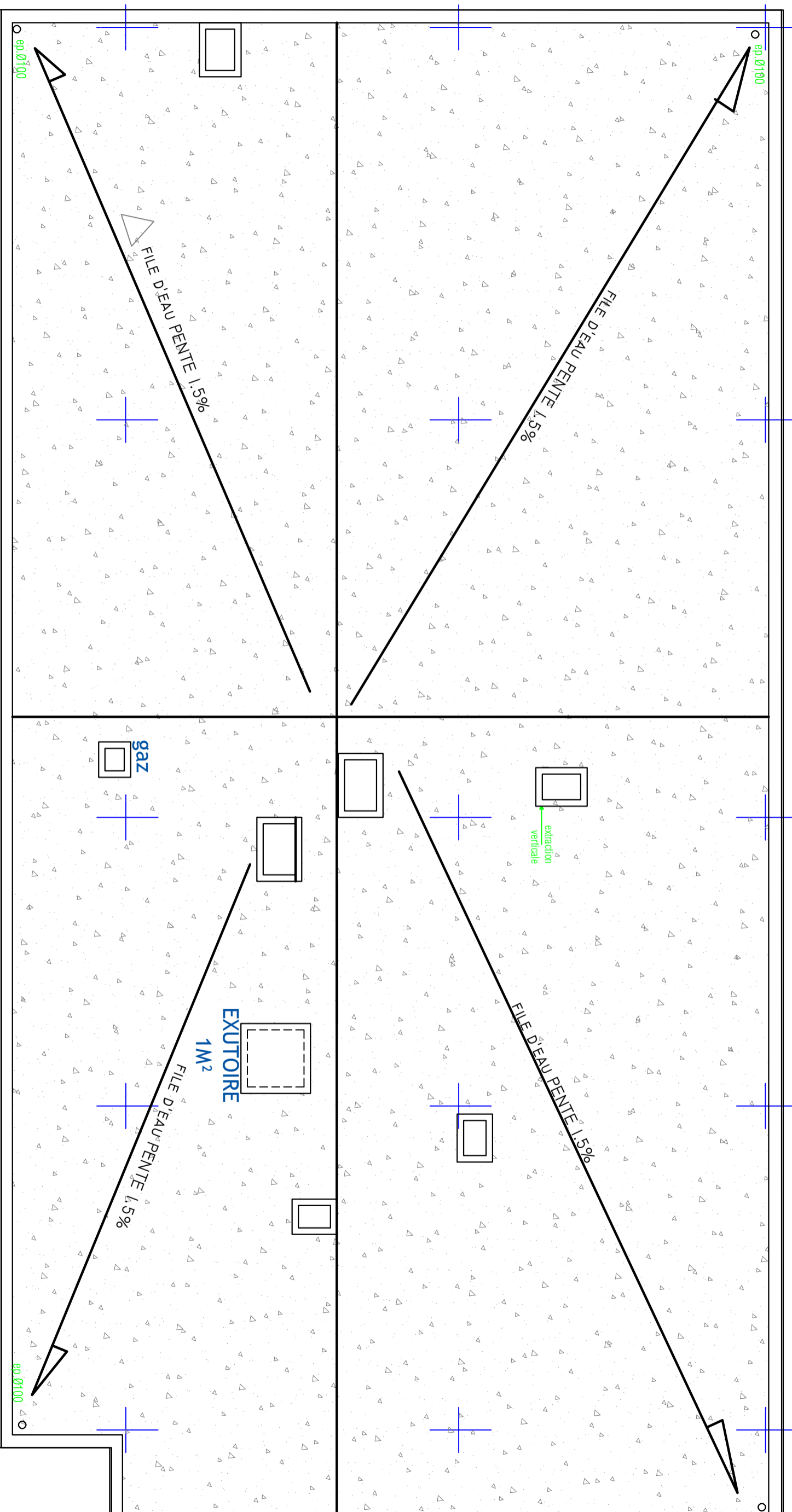
République algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de génie de construction  
 Département de génie civil

Plan de ferrailage des poutres  
 secondaires

Etudié par  
 TAMAZIRT JESSNA

Dirigé par Mme AIT TALEB .S

PLAN TERRASSE



République algérienne démocratique et populaire  
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
Faculté de génie de construction  
Département de génie civil

Proposée par B.E.T

Etudié par  
TAMAZIRT JESSNA

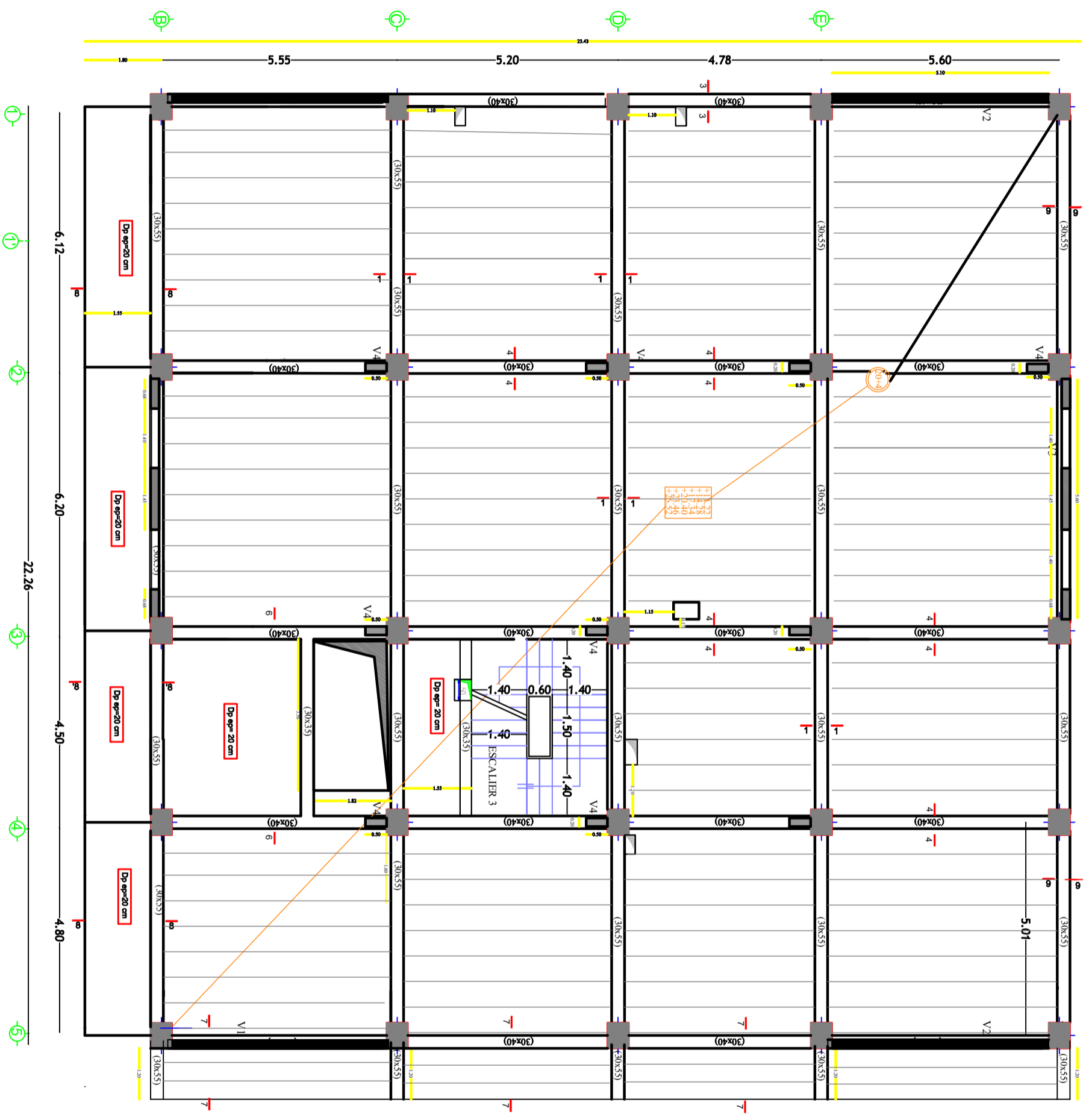
Plan de ferrailage de  
Plan de ferrailage de

Echelle 1/50

Dirigé par Mme AIT TALEB .S

Juillet 2024

**COFFRAGE PLANCHER NIV +1.22, +1.4.28, +17.34, +20.40, +23.46, +26.52**



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de coffrage NIV +1.22,+1.4.28 +17.34,+20.40,+23.46,+26.52	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juillet 2024



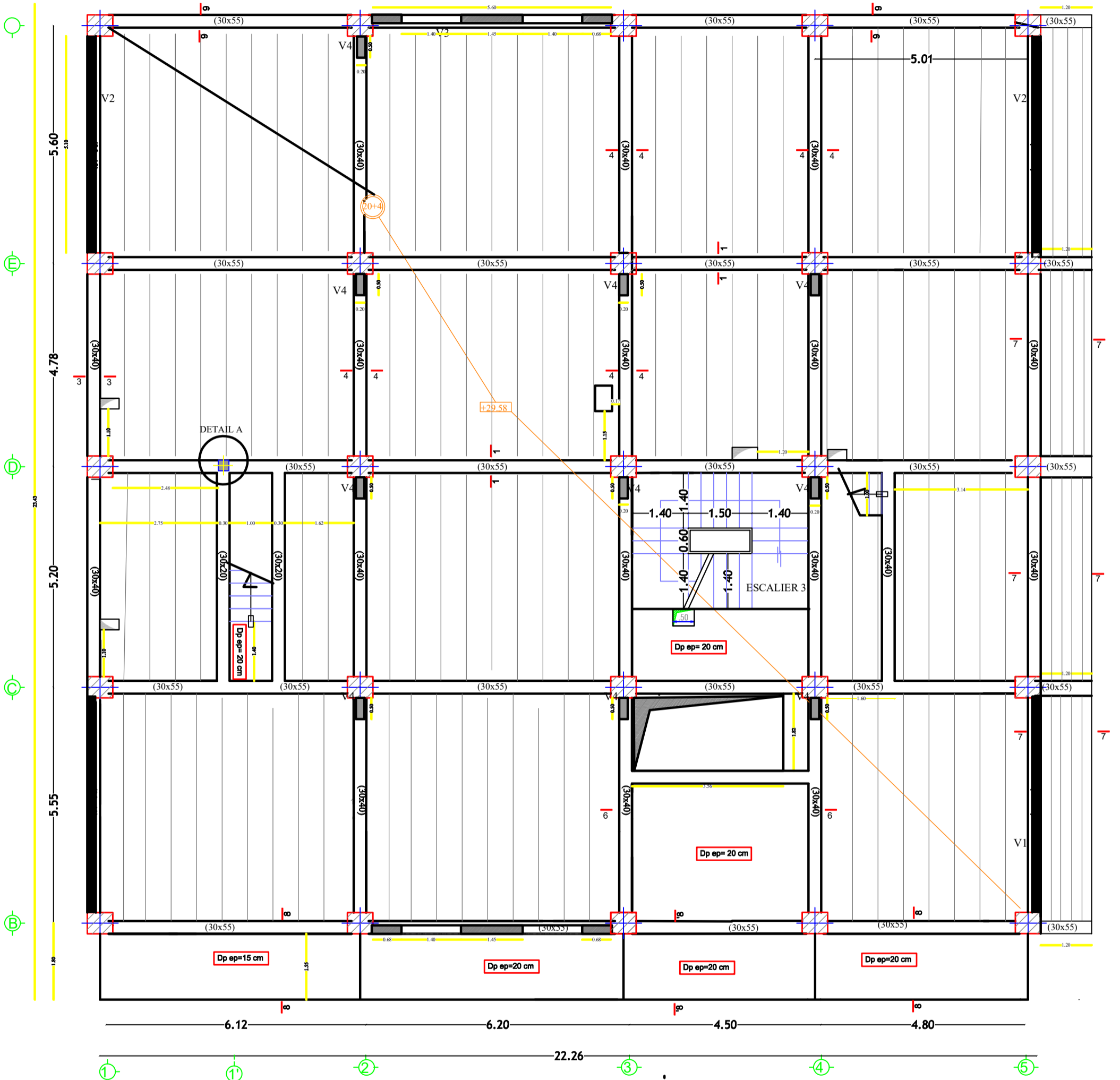
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZAZIT JESSNA	Plan de coffrage -4.08	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB S		Juinlet 2024

COFFRAGE PLANCHER NIV +0.00

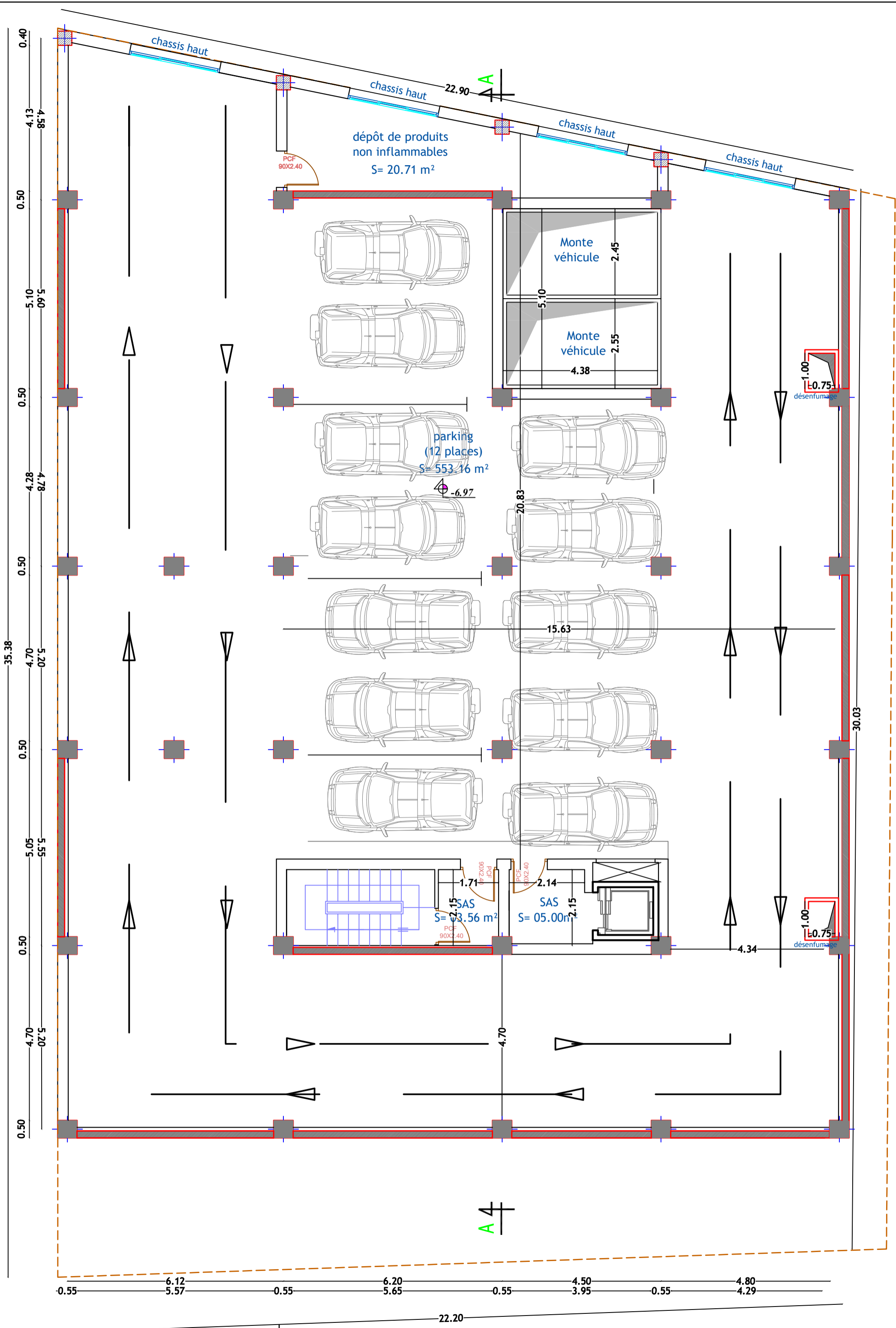


République algérienne démocratique et populaire		Proposée par B.E.T	
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou		Faculté de génie de construction	
Département de génie civil		Echelle 1/50	
Etudié par TAMAZIRT JESSNA		Plan de coffrage +0.00	
Dirigé par Mine AIT TALEB S		Juillet 2024	

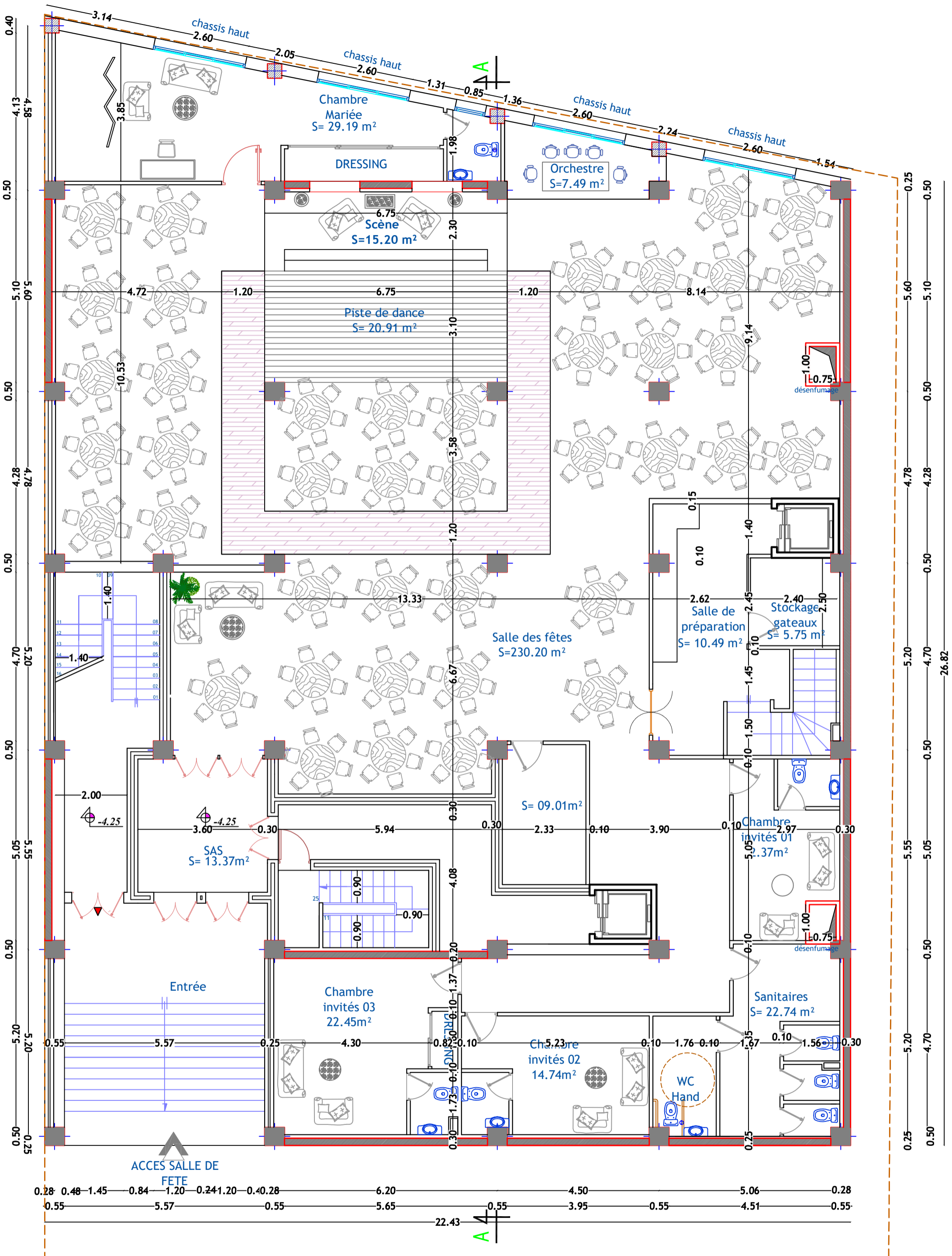
# COFFRAGE PLANCHER NIV : +29.58



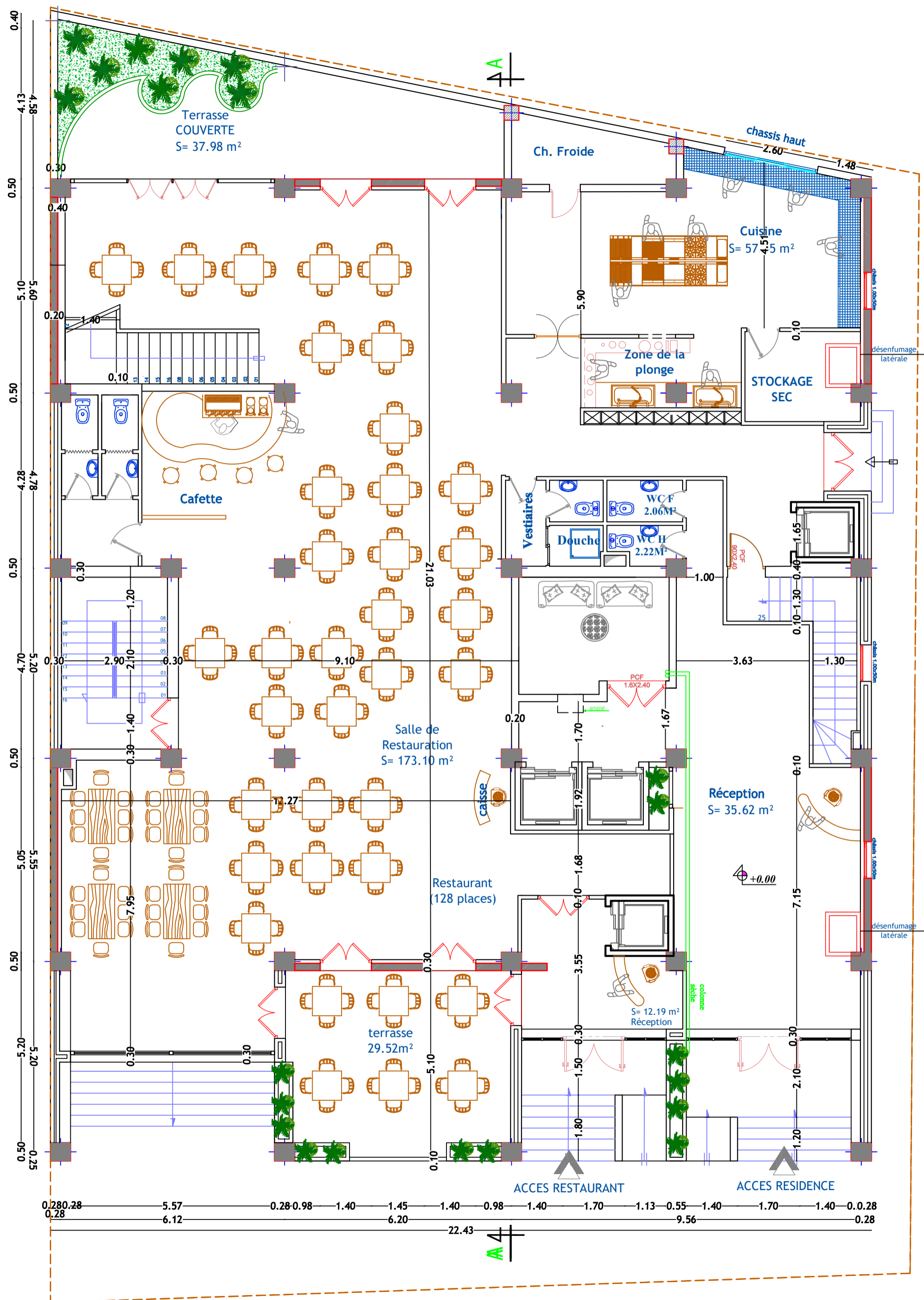
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de coffrage +29.58	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juillet 2024



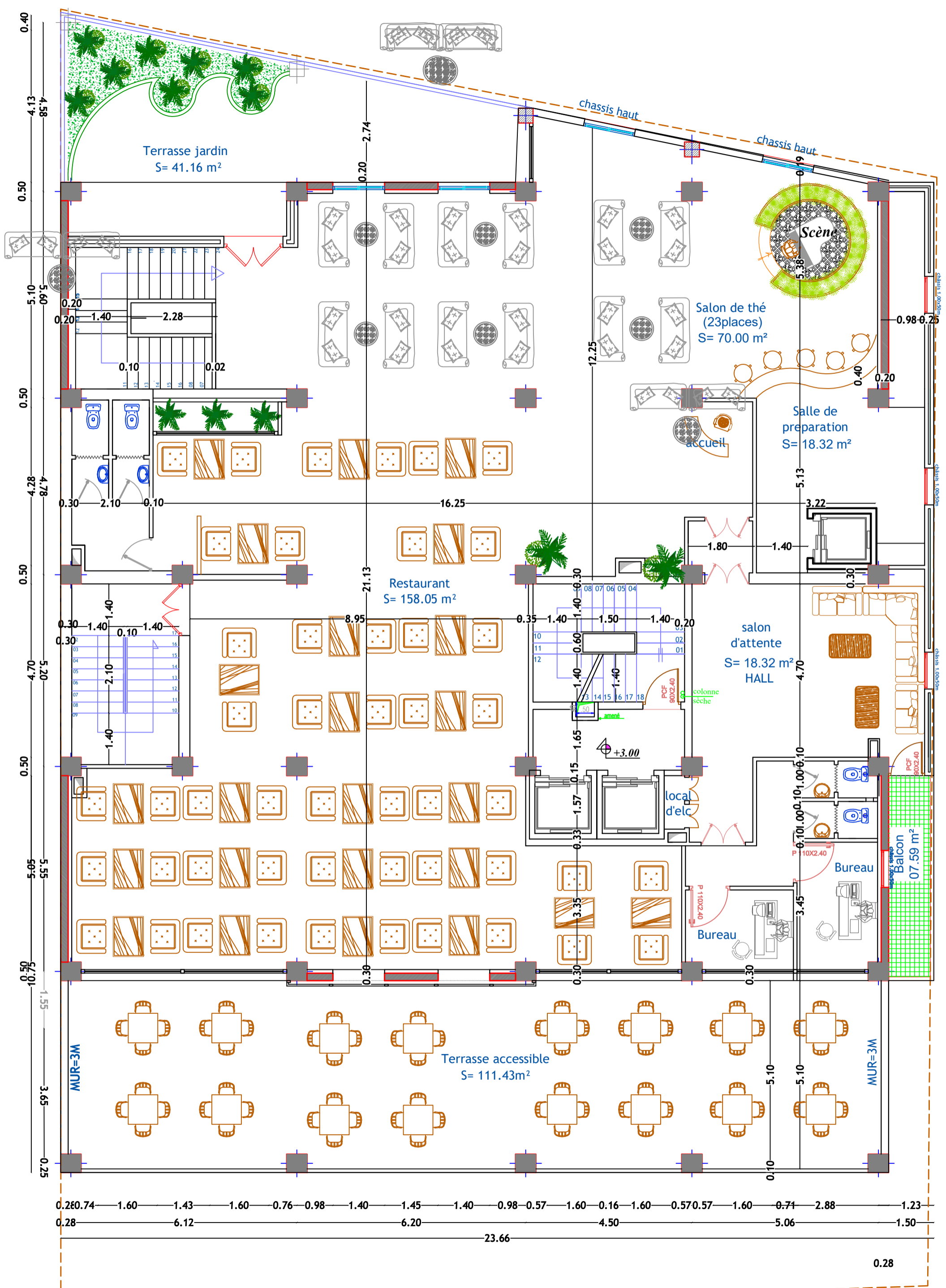
**PLAN SOUS-SOL 01**



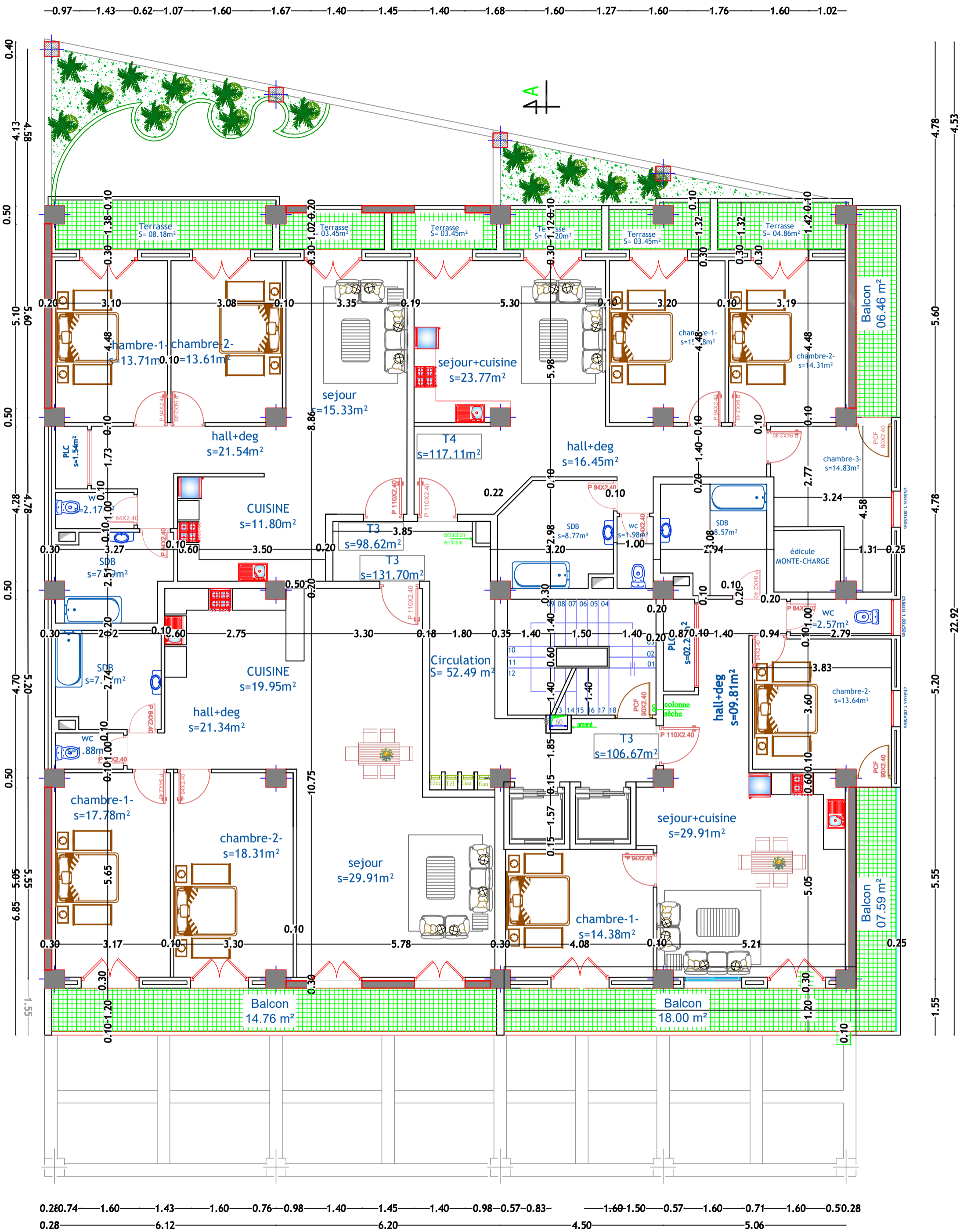
**PLAN ENTRESOL**



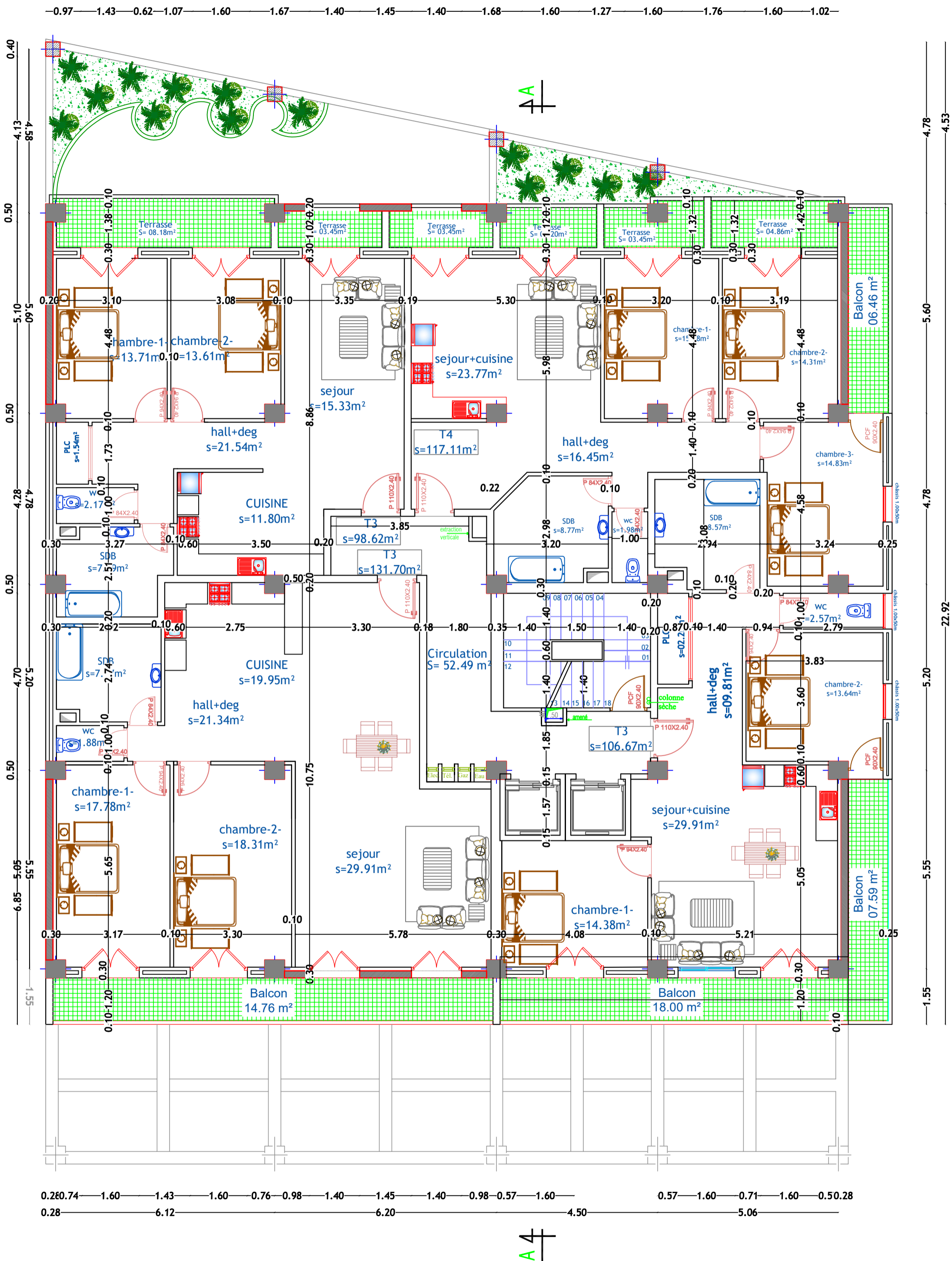
PLAN RDC



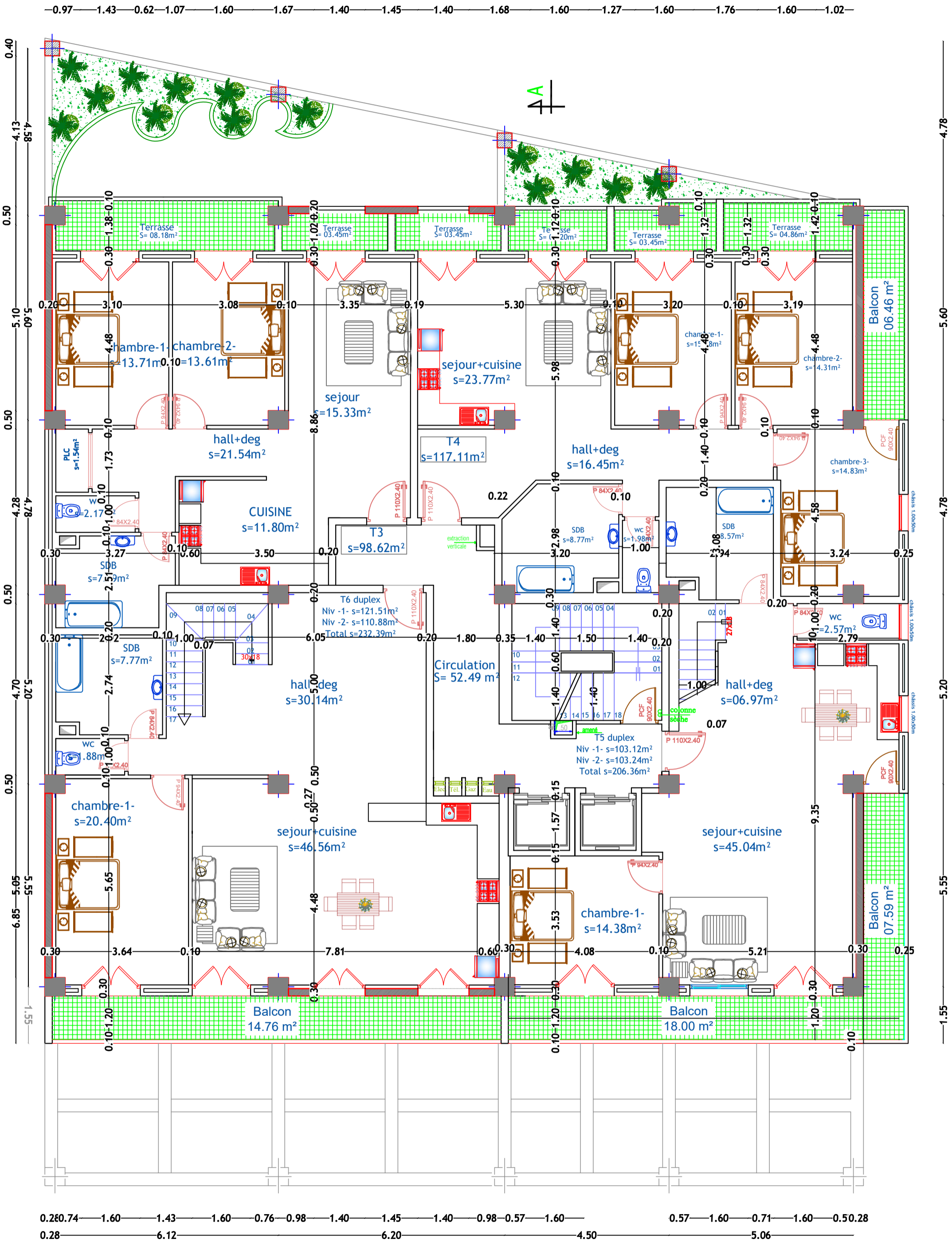
PLAN MEZZANINE



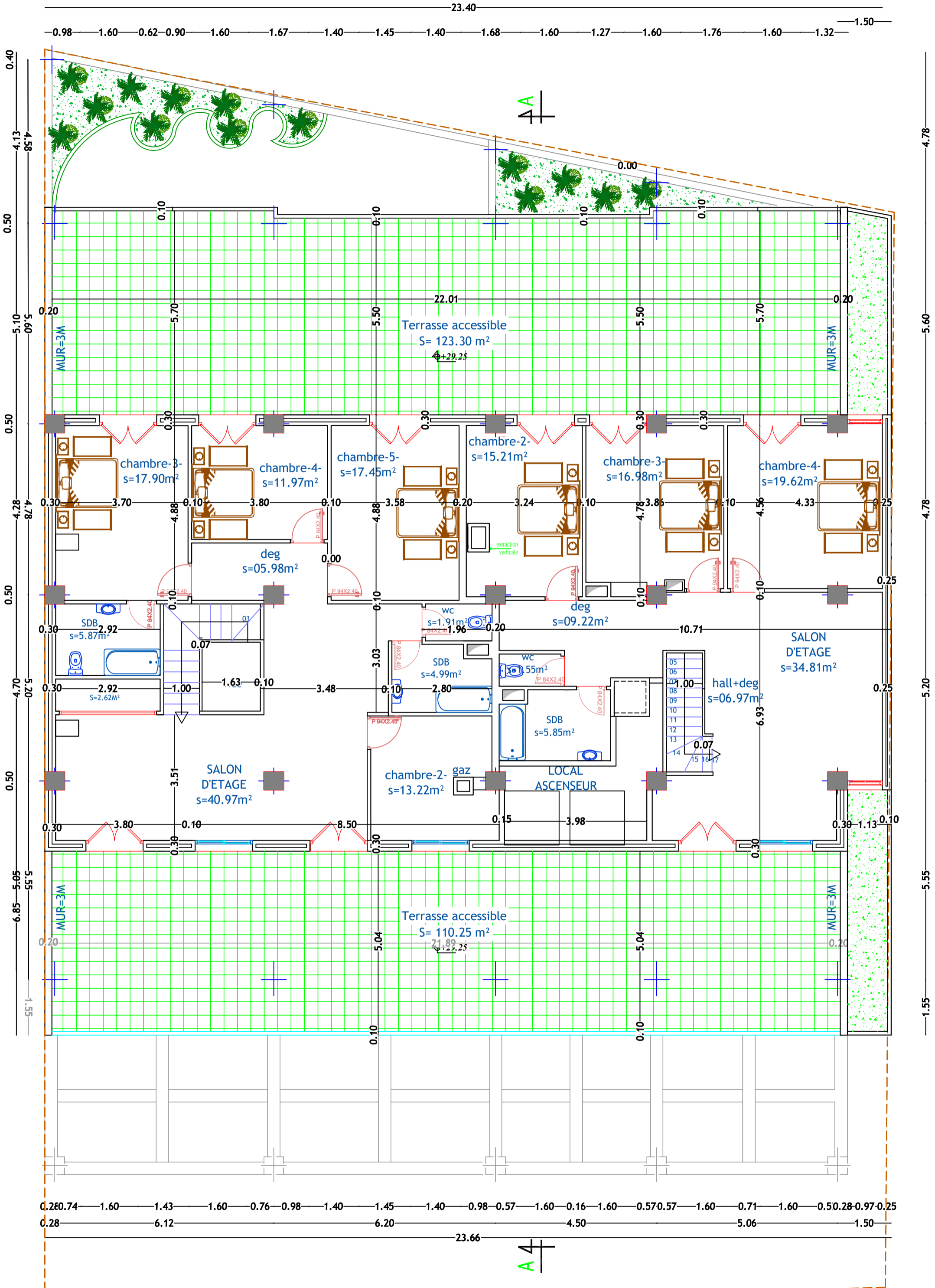
PLAN Du 1ere Etage



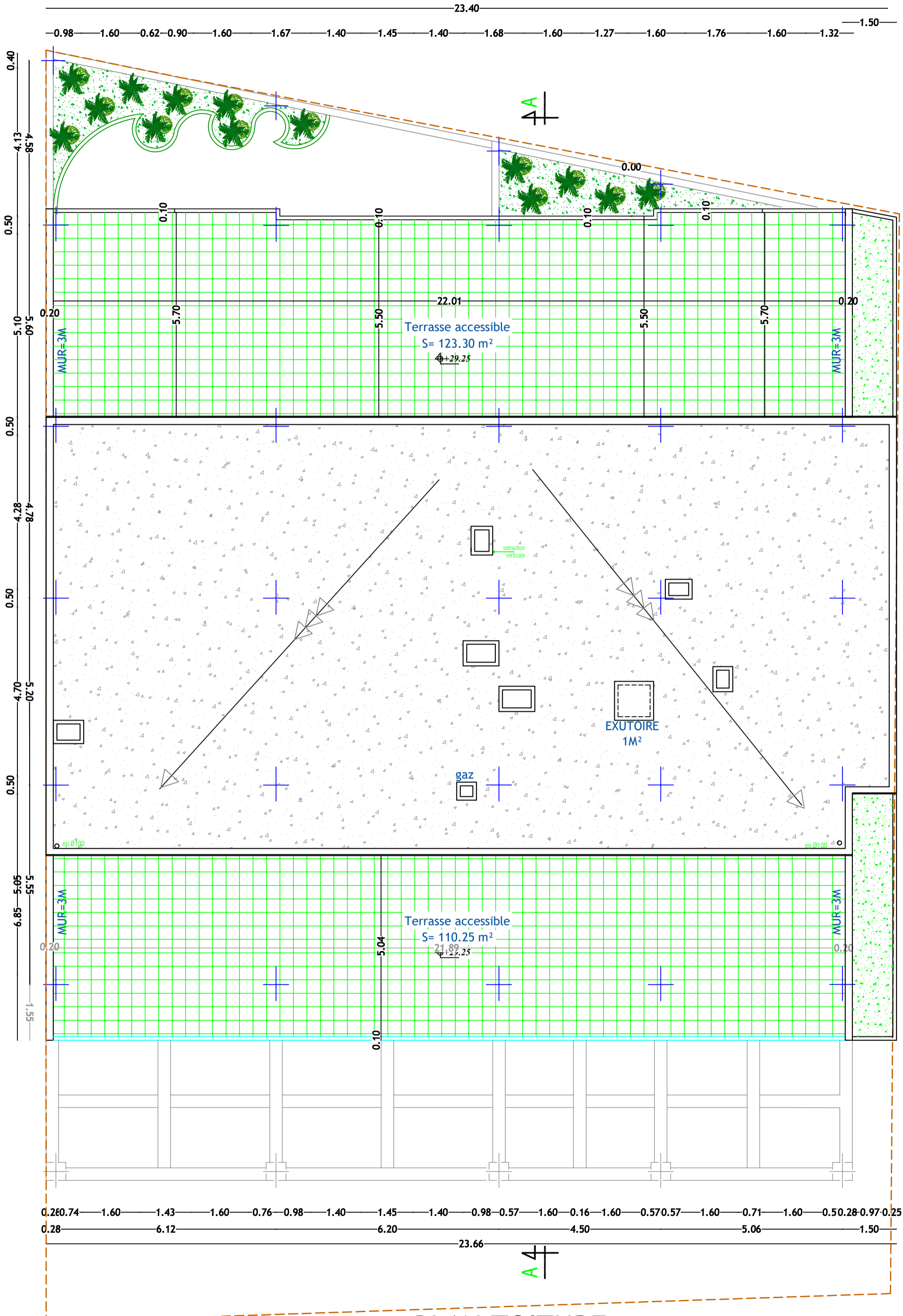
PLAN Du 2eme au 7eme Etage



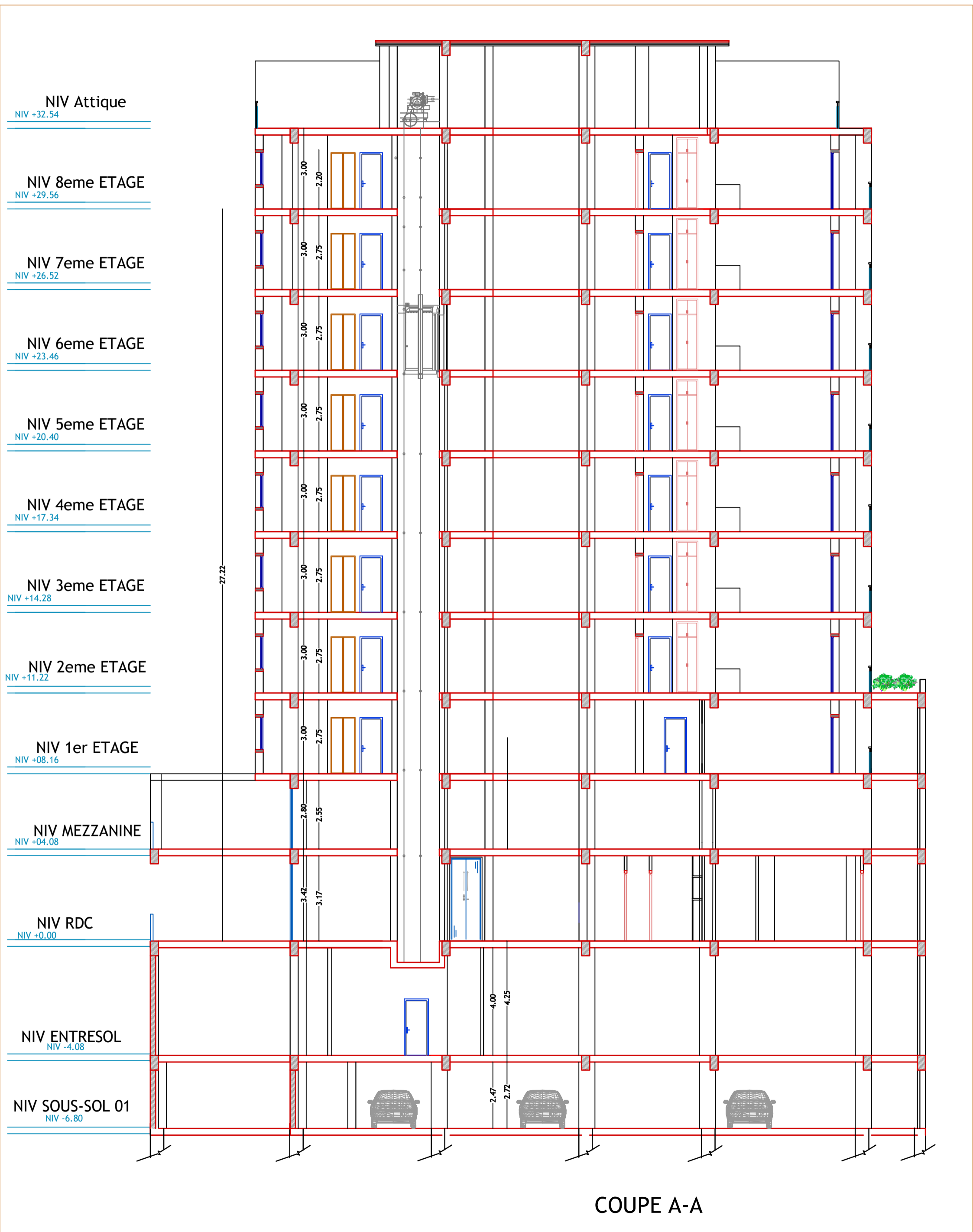
PLAN Du 8eme Etage



PLAN D'Etage en Attique



PLAN TOITURE



NIV Attique  
NIV +32.54

NIV 8eme ETAGE  
NIV +29.56

NIV 7eme ETAGE  
NIV +26.52

NIV 6eme ETAGE  
NIV +23.46

NIV 5eme ETAGE  
NIV +20.40

NIV 4eme ETAGE  
NIV +17.34

NIV 3eme ETAGE  
NIV +14.28

NIV 2eme ETAGE  
NIV +11.22

NIV 1er ETAGE  
NIV +08.16

NIV MEZZANINE  
NIV +04.08

NIV RDC  
NIV +0.00

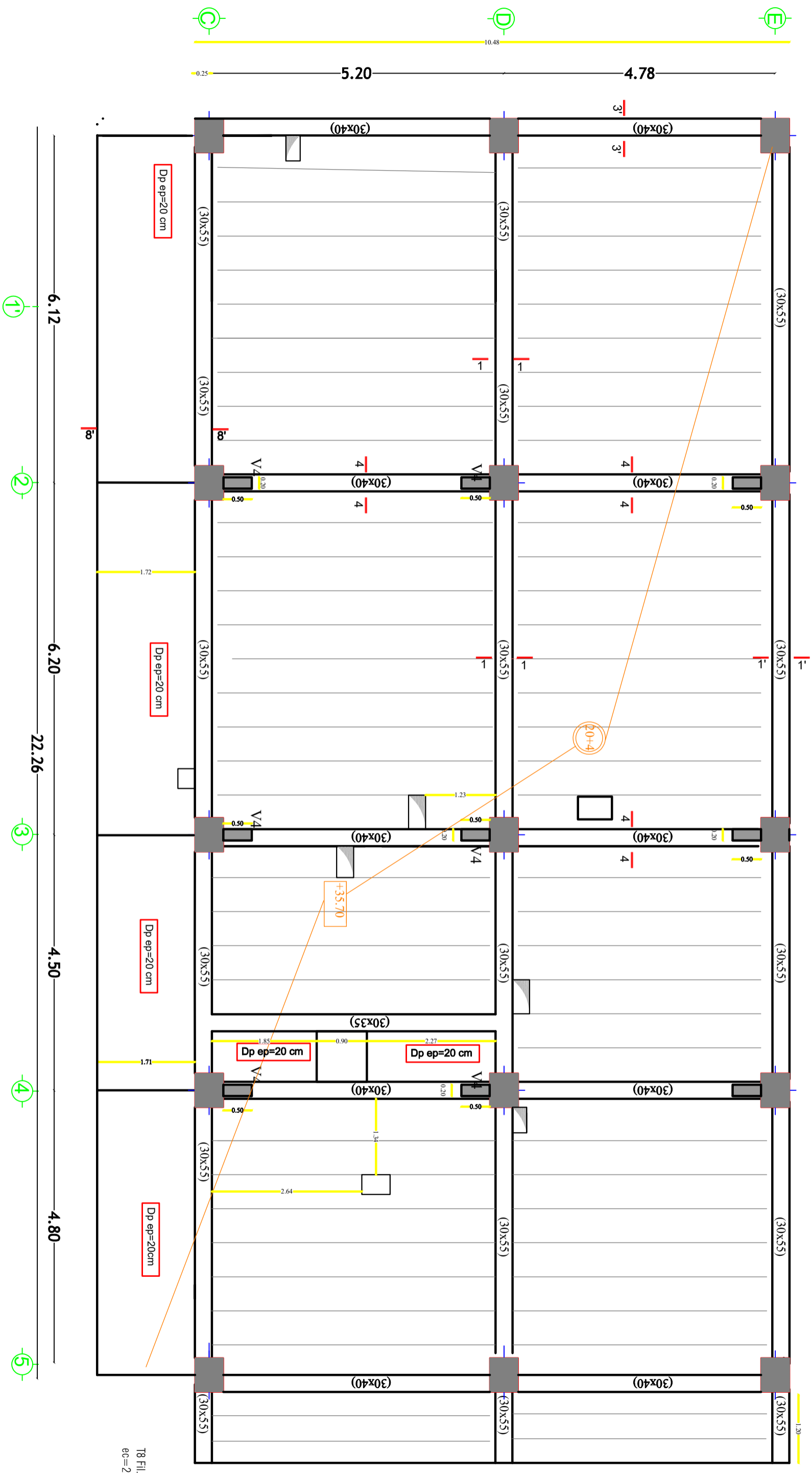
NIV ENTRESOL  
NIV -4.08

NIV SOUS-SOL 01  
NIV -6.80

COUPE A-A



# COFFRAGE PLANCHER NIV de +35.70



T8 Fil.  
ec=25

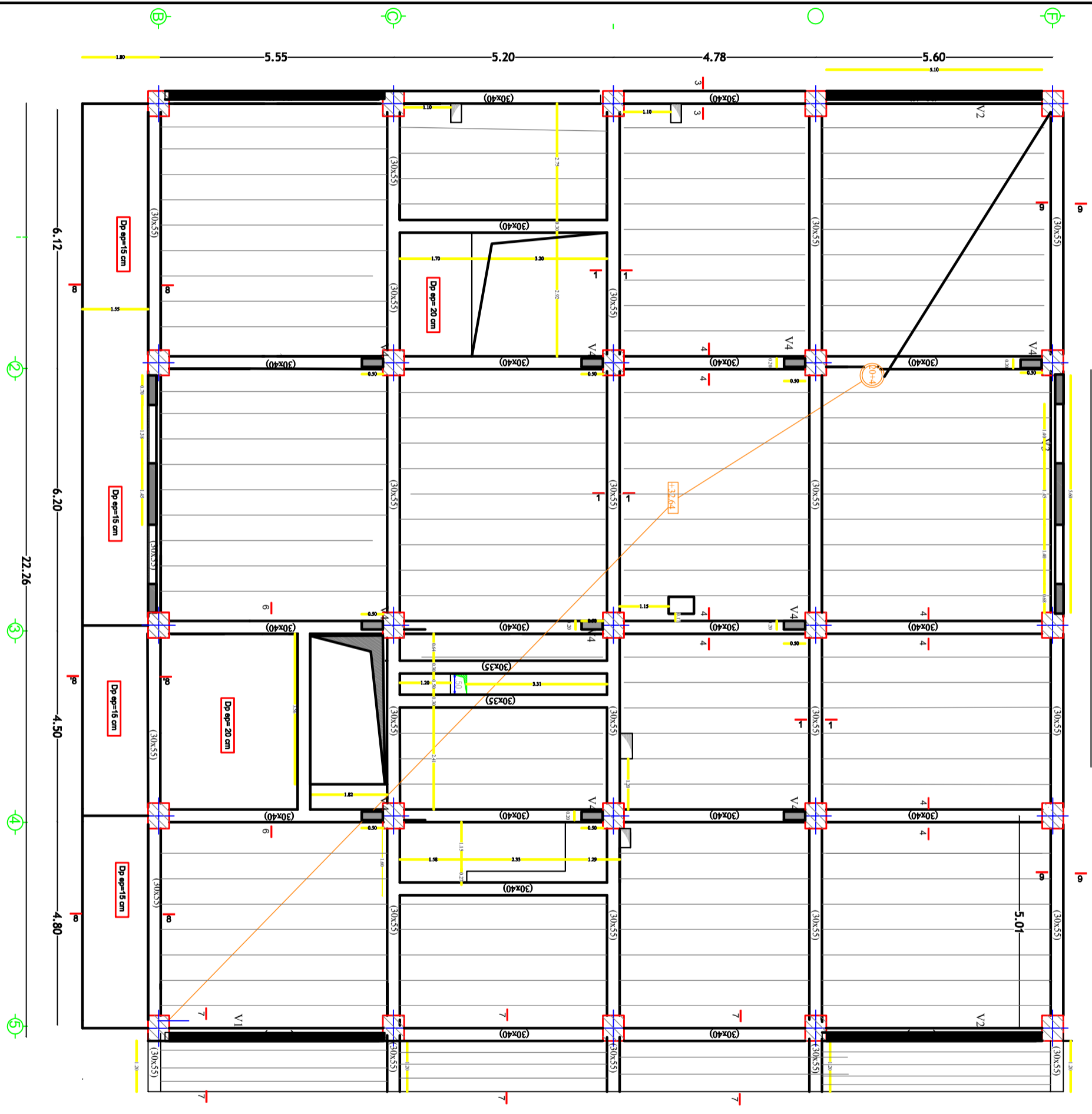
République algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de génie de construction  
 Département de génie civil

Proposée par B.E.T  
 Echelle 1/50

Etudié par  
 TAMAZIRT JESSNA  
 Plan de coffrage +35.70

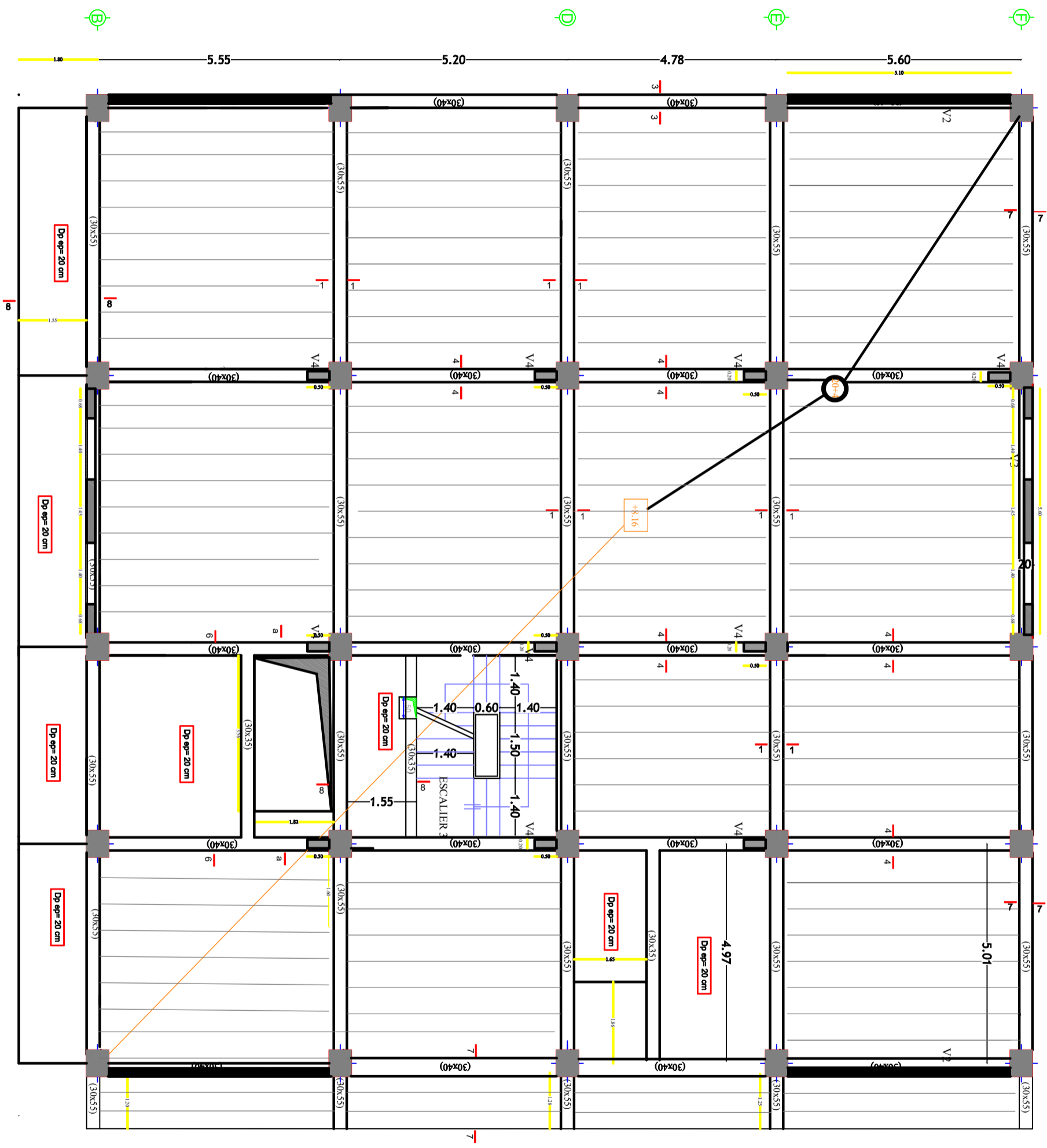
Dirigé par Mme AIT TALEB .S  
 Juillet 2024

COFFRAGE PLANCHER NIV : +3.64

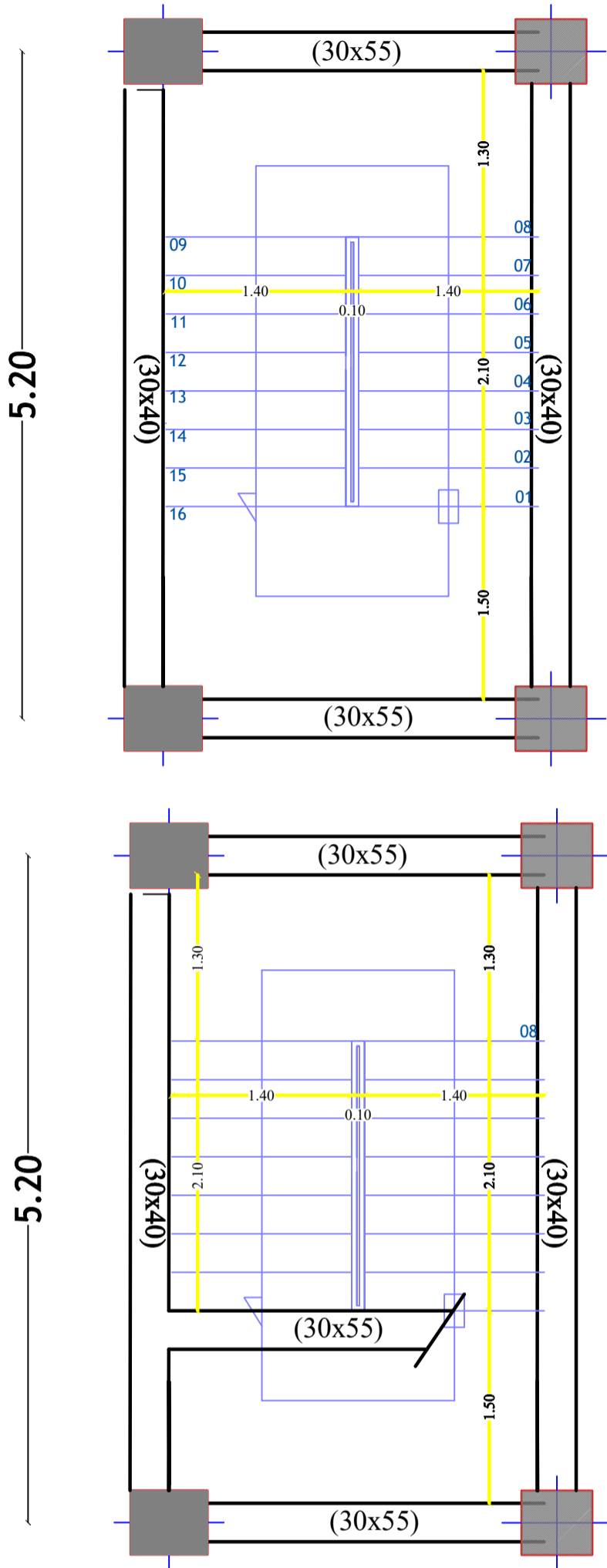


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de coffrage +3.2.64	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juillet 2024

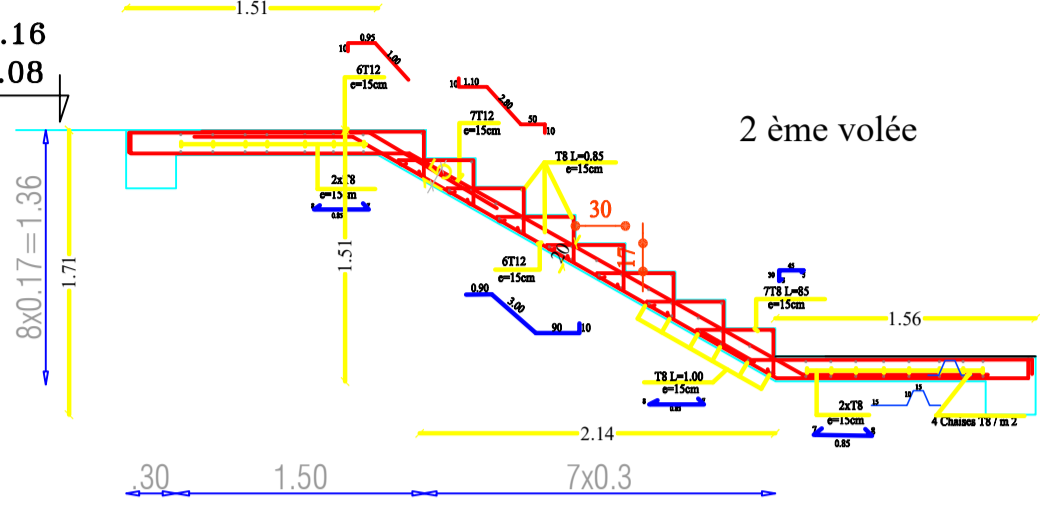
# COFFRAGE PLANCHER NIV +8.16



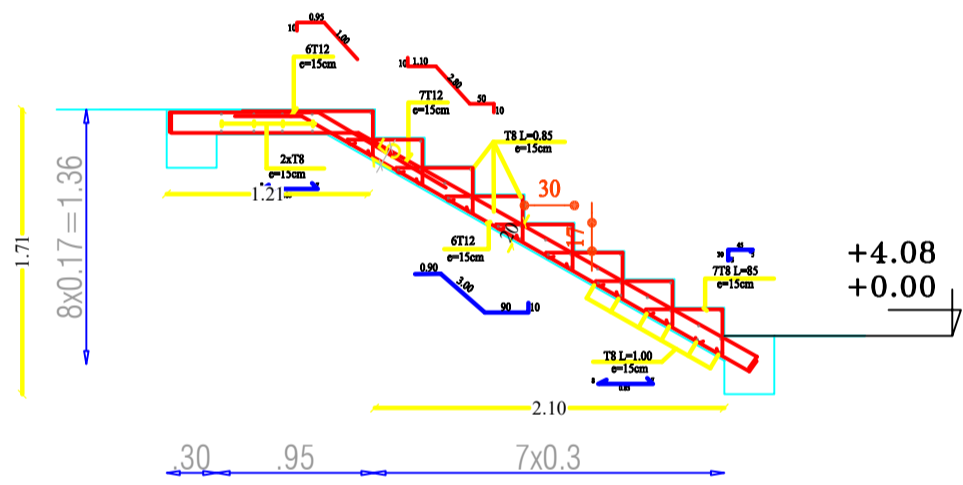
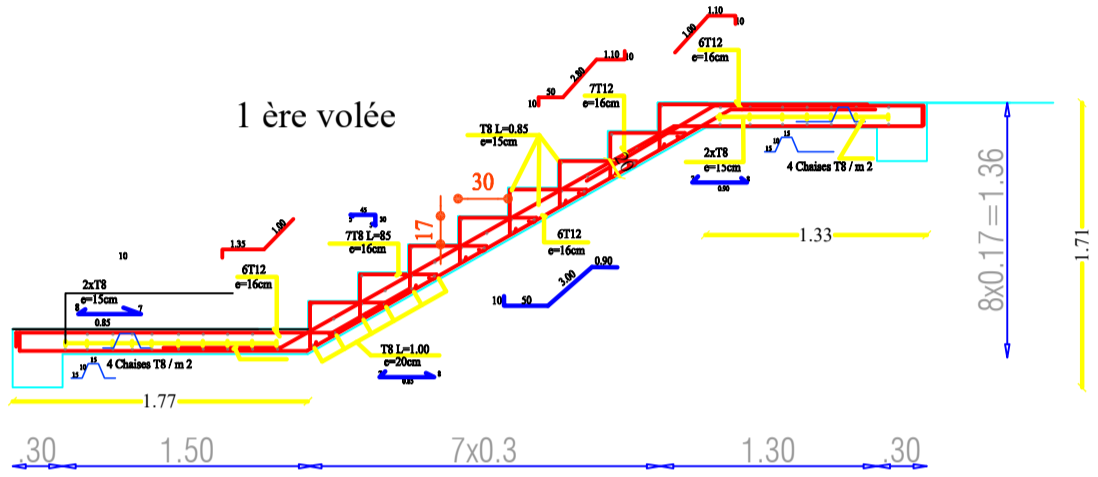
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de coffrage +8.16	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juinlet 2024



+8.16  
+4.08



1ère volée



République algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de génie de construction  
 Département de génie civil

Proposée par B.E.T

Étudié par  
 TAMAZIRT JESSNA

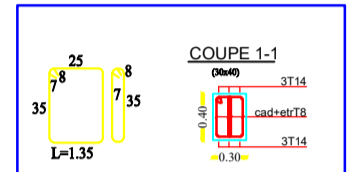
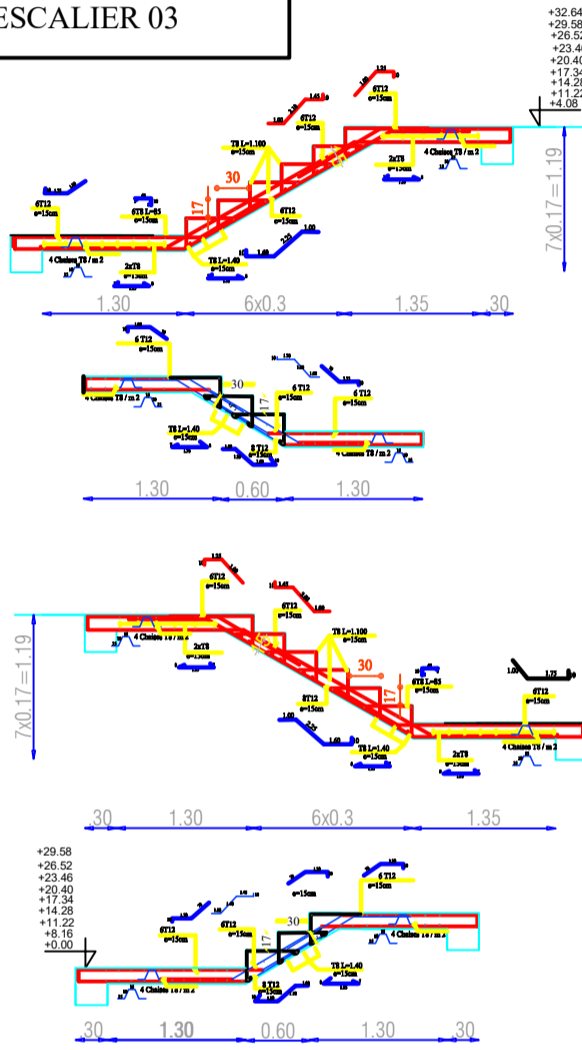
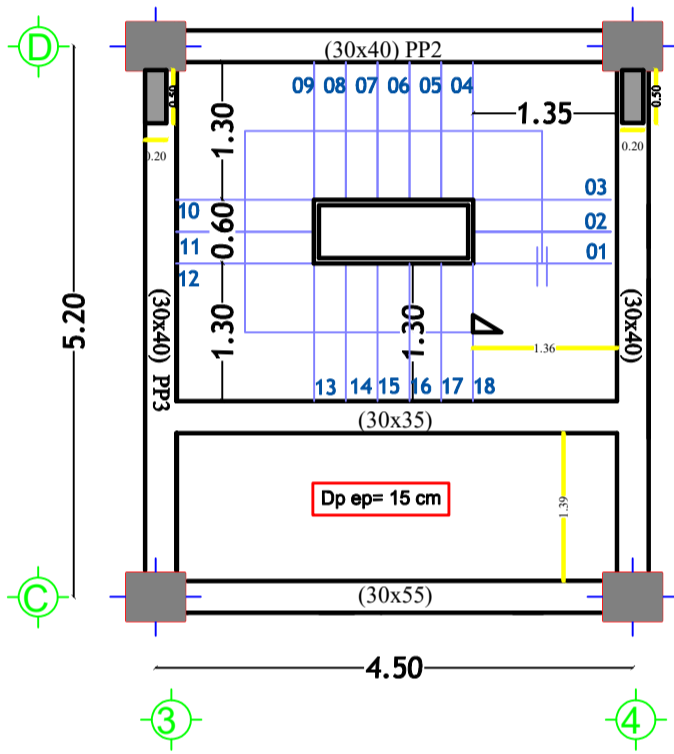
Plan de ferrailage de l'escalier 2

Echelle 1/50

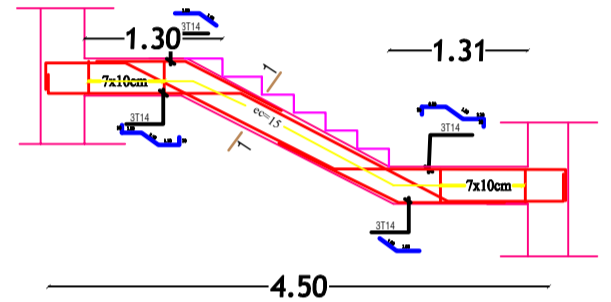
Dirigé par Mme AIT TALEB .S

Juillet 2024

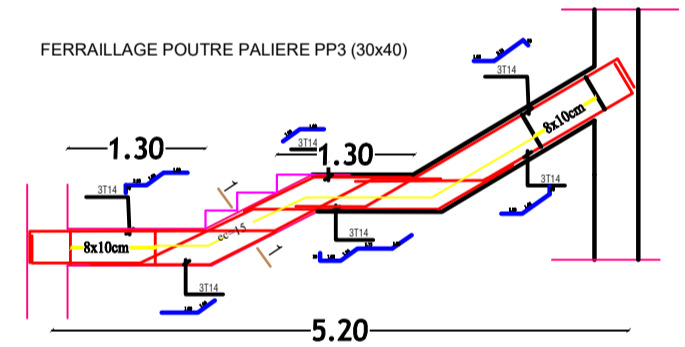
# FERRAILLAGE ESCALIER 03



FERRAILLAGE POUTRE PALIERE PP2(30x40)

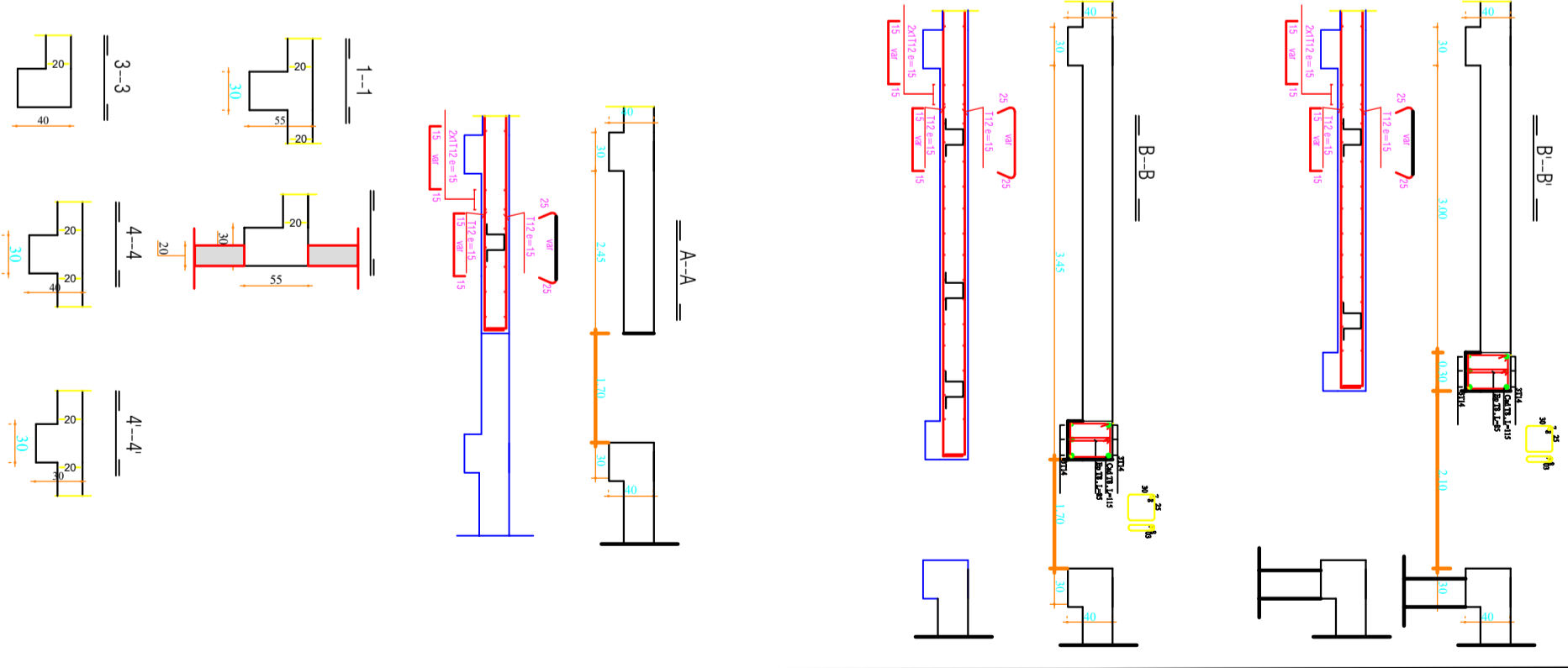
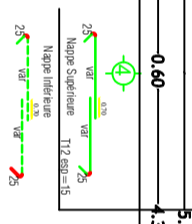


FERRAILLAGE POUTRE PALIERE PP3 (30x40)



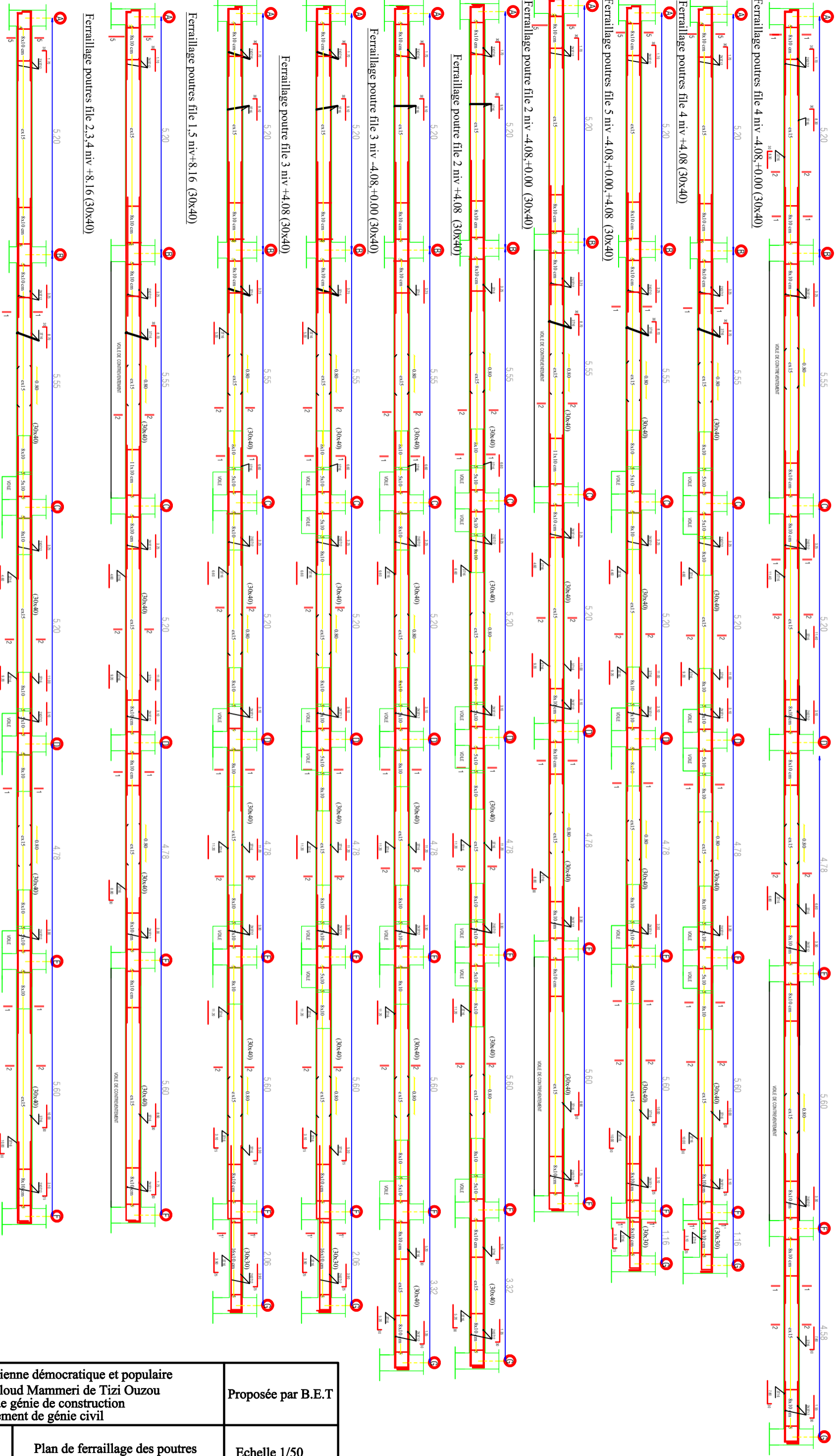
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de ferrailage de l'escalier 3	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juillet 2024

COFFRAGE PLANCHER NIV.-6.80

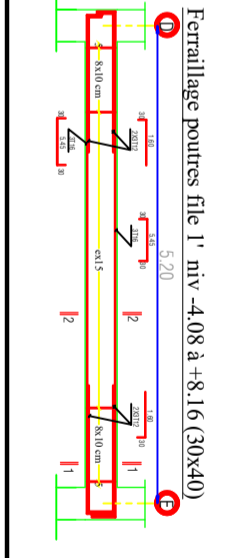
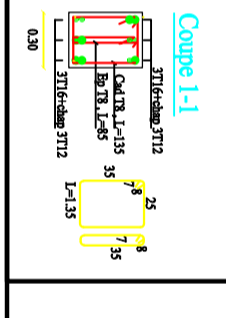
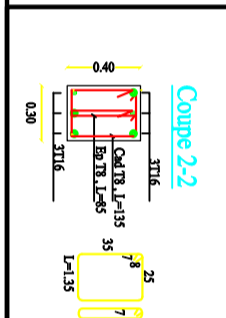
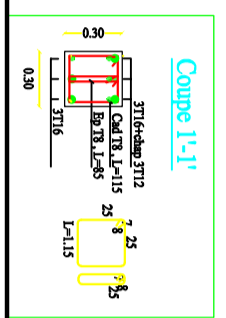


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de ferrillage de Plan de ferrillage de	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB S		Juillet 2024

# Ferrailage poutres Secondaires NIV:-4.08,+0.00,+4.08



NB  
Prendre en considération la réduction des poteaux  
pour le façonnage des armatures



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de génie de construction Département de génie civil		Proposée par B.E.T
Etudié par TAMAZIRT JESSNA	Plan de ferrailage des poutres secondaires	Echelle 1/50
Dirigé par Mme AIT TALEB .S		Juillet 2024