

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Faculté de Technologie

Département de génie civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme

Master en Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

MORSLI TARIK ABDE ENNOUR

ABDERRAHIM ISMAIL

**Thème**

**Étude et analyse statique non linéaire  
d'un bâtiment en béton armé**

Devant le jury composé de :

Dr SELKA. G

Président

Dr AYAD. F

Examinatrice

Mme MEDJAHED. A

Encadrant

Mme GHEZALI. S

Encadrant

Année universitaire : 2019/2020





## REMERCEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier en premier lieu « ALLAH », le Tout Puissant et Miséricordieux qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.

Nos vifs à exprimer un remerciement tout spécial à nos parents, pour avoir soutenu beaucoup et encouragé tout au long de nos études. et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Nous voudrions remercier chaleureusement nos encadrants Mme GHEZALI. S et Mme MEDJAHED.A de nous avoir pris en charge, et pour leurs disponibilités, leurs aides et leur précieux conseils.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Je saisis également cette opportunité pour remercier les membres de l'entreprise de C.T.C et particulièrement Mr SELKA. A et Mr BENYACOUB pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous a apportés leurs soutiens de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

بسم الله الرحمن الرحيم

( إن أصبنا فهذا من توفيق الله عز وجل وإن أخطأنا فهذا منا )

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- ❖ A mes chers parents qui m'ont encouragé tout au long de mes études et sacrifiés leurs vies pour notre bien ;
- ❖ A mon frère Mohammed Amine, mes sœurs « Meriem, Amina » et leurs enfants : « Aymen et Yosra, Samir, Fares » ;
- ❖ A tous mes oncles et tous mes cousins ;
- ❖ Toute la famille : ABDERRAHIM et SAIDI ;
- ❖ A mon ami et mon binôme Tarik abde ennour ;
- ❖ Tous mes amis : « Yacine A ; Abdellah B ; Farid D ; Oussama A ; Nadir K ; Ilyes M ; Farouk B ; Abdessamie B et Fayçal B » ;
- ❖ A tous mes amis de la promotion de génie civil 2020 ;
- ❖ A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études.

**ABDERRAHIM ISMAIL**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

( إن أصبنا فهذا من توفيق الله عز وجل وإن أخطأنا فهذا منا )

## Dédicace

Grace à « Dieu » qui m'a tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le Courage de continuer jusqu'à la fin, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie :

- ❖ A mes **chers parents** qui m'ont encouragé tout au long de mes études et sacrifiés leurs vies pour notre bien ;
- ❖ A mes frères « Oussama, Mahdi, Ilyes et Adnane », ma sœur Soumia et leurs enfants : « Anfel, Mossaab et Mohammed omar »;
- ❖ Toute la famille : Morsli et Tahir ;
- ❖ A mon ami et mon binôme Ismail Abderrahim ;
- ❖ Tous mes amis : « Adnane M ; Mohammed A ; Yacine A ; Kader Z ; Jaloul B ; Farid D ; Aymen B » ;
- ❖ A tous mes amis de la promotion de **génie civil 2020** ;
- ❖ A tous mes enseignants depuis mes premières années d'études.

MORSLI TARIK ABDENNOUR

## Résumé

Notre travail consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (habitation et commercial), il est constitué d'un sous-sol utilisé comme un parc de voiture personnelle, RDC et Mezzanine usage commercial et 7 étages à usage d'habitation plus une terrasse inaccessible. La structure est implantée à Tlemcen, cette région est classée selon le "RPA 99 version 2003" comme une zone de faible sismicité (Zone I).

Ce travail qui nous a été confié d'une part, il est constitué d'une étude technique, qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99), et d'une autre part d'une analyse statique non linéaire de la structure « Pushover » dont le but de déterminer le point de performance de la structure, l'emplacement de ce point sur la courbe de capacité permettra de prédire le comportement réel du bâtiment dans le cas d'un séisme .

**Mots clés :** Bâtiment, Modélisation, Béton armée ; SAP2000 ; Etude dynamique ; Analyse statistique non linéaire « pushover ».

## Abstract :

Our project consists of the study of a reinforced concrete building for multiple use (residential and commercial), it consists of a basement used as a personal car parking, ground floor and Mezzanine for commercial use, 7 floors for residential use and an inaccessible terrace. The building is located in an area classified by RPA99 version 2003 as a zone of low seismicity as a zone of low seismicity (Zone I).

This work which has been entrusted to us; consists of a technical study, which is the analysis and sizing of the building while applying the construction rules (RPA99 version 2003, BAEL91 modified 99), and a non-linear static analysis of the "Pushover" structure, including In order to determine the performance point of the structure, the location of this point on the capacity curve will allow the real behavior of the building to be predicted in the event of an earthquake.

**Keywords:** Building, Modeling, Reinforced concrete; SAP2000; Dynamic study; Nonlinear pushover statistical analysis.

## ملخص:

يتكون عملنا من دراسة مبنى خرساني مسلح متعدد الاستخدامات (سكني وتجاري)، ويتكون من طابق تحت الارض يستخدم كموقف سيارات شخصي ، وطابق ارضي (RDC) وطابق الأوسط (Mezzanine) للاستخدام التجاري و 7 طوابق للاستخدام مسكن بالإضافة إلى شرفة لا يمكن الوصول إليها. يقع الهيكل في تلمسان، وهذه المنطقة مصنفة وفقاً لـ " RPA 99 إصدار 2003" كمنطقة منخفضة الزلازل (المنطقة الأولى).

هذا العمل الذي أوكل إلينا من جهة ، ويتكون من دراسة فنية ، وهي تحليل وتحجيم المبنى مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها (RPA99 الإصدار 2003 ، BAEL91 المعدل 99) ، ومن ناحية أخرى ، من خلال التحليل الثابت غير الخطي للهيكل، والغرض منه تحديد نقطة أداء الهيكل ، فإن موقع هذه النقطة على منحنى السعة سيجعل من الممكن التنبؤ للمعامل الحقيقي للهيكل. بناء في حالة وقوع زلزال.

الكلمات المفتاحية: بناء ، نمذجة ، خرسانة مسلحة ؛ ساب 2000 ؛ البنائية ؛ الزلزال ؛ دراسة الديناميكية للتحليل الإحصائي غير الخطي.

# Sommaire

<b>REMERCIEMENTS</b> .....	<b>I</b>
<b>DEDICACES</b> .....	<b>II</b>
<b>RESUME</b> .....	<b>IV</b>
<b>SOMMAIRE</b> .....	<b>VI</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....	<b>XI</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....	<b>XIII</b>
<b>LISTE DES ABREVIATIONS</b> .....	<b>XV</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	<b>1</b>
<b>I PRESENTATION DE L'OUVRAGE :</b> .....	<b>2</b>
I.1 INTRODUCTION : .....	2
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE : .....	2
I.3 CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE : .....	3
I.4 CONCEPTION DE L'OUVRAGE : .....	3
I.4.1 Ossature : .....	3
I.4.2 Plancher : .....	3
I.4.3 Escalier : .....	4
I.4.4 Maçonnerie : .....	4
I.4.5 Poteau, poutre, voile : .....	4
I.4.6 Revêtement : .....	4
I.4.7 Acrotère : .....	5
I.4.8 Isolation : .....	5
I.4.9 Ascenseur : .....	5
I.4.10 Fondation : .....	5
I.5 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX : .....	5
I.5.1 Le béton : .....	5
I.5.1.1 Les avantages de béton armé : .....	5
I.5.1.2 Résistance caractéristique à la compression : .....	6
I.5.1.3 Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91)[2] : .....	6
I.5.1.4 Contraintes limites : .....	6
I.5.1.5 Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) : .....	6
I.5.1.6 Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) : .....	6
I.5.1.7 Module d'élasticité : .....	7
I.5.1.8 Module d'élasticité instantané (Art A– 2 .1. 21 BAEL91) : .....	7
I.5.1.9 Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) : .....	7
I.5.1.10 Module d'élasticité transversale : .....	7
I.5.1.11 Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) .....	7
I.5.1.12 Diagramme contraintes déformations : .....	8
I.5.2 Les aciers : .....	9
I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés : .....	9
I.5.2.2 Diagramme contrainte- déformation : .....	9
I.5.2.3 Diagramme contrainte déformation de calcul : .....	10
I.5.2.4 Limite d'élasticité : .....	10
I.5.2.5 La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S : .....	10
I.5.2.5.1 Fissuration peu nuisible (BAEL9 /Art 4-5-32) : .....	10
I.5.2.5.2 Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) : .....	10

I.5.2.5.3	Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :	11
I.5.2.6	Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :	11
I.6	HYPOTHESES DE CALCUL (BAEL91) :	11
I.7	CONCLUSION :	12
<b>II</b>	<b>PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES :</b>	<b>13</b>
II.1	PRE DIMENSIONNEMENT :	13
II.1.1	Plancher :	13
II.1.2	Nervure :	14
II.1.3	Poutres :	15
II.1.3.1	Poutre principale :	15
II.1.3.2	Poutres secondaires :	16
II.1.3.3	Poutre palière :	17
II.1.4	Les poteaux :	17
II.1.5	Le voile :	20
II.2	DESCENTE DES CHARGES :	22
II.2.1	Introduction :	22
II.2.2	Plancher corps creux :	22
II.2.2.1	Plancher terrasse inaccessible :	22
II.2.2.2	Plancher terrasse accessible :	23
II.2.2.3	Plancher étage courante :	23
II.2.2.4	Plancher RDC et Mezzanine :	24
II.2.3	Murs :	24
II.2.3.1	Murs extérieures :	24
II.2.3.2	Murs intérieurs :	25
II.2.4	Balcon :	25
II.3	CONCLUSION :	26
<b>III</b>	<b>ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :</b>	<b>27</b>
III.1	INTRODUCTION :	27
III.2	ETUDE DE POUTRELLES :	27
III.2.1	Type de poutrelles :	27
III.2.2	Les charges de poutrelles :	28
III.2.3	Détermination des efforts internes :	28
III.2.4	Ferraillages des poutrelles :	45
III.2.4.1	Ferraillage longitudinal :	45
III.2.4.2	Ferraillage transversal :	51
III.2.5	Tableau de ferraillages :	53
III.3	ESCALIER :	54
III.3.1	Pré dimensionnement des escaliers :	54
III.3.2	Décente de charge des escaliers :	55
III.3.2.1	Palier :	55
III.3.2.2	Paillasse :	55
III.3.3	Type des escaliers :	56
III.3.4	Détermination des moments et des réactions :	58
III.3.5	Calcul du ferraillage : (type 3 vole 1) :	65
III.3.6	Schéma du ferraillage d'escaliers :	69
III.4	POUTRE PALIER :	70
III.4.1	Evaluation des charges :	70
III.4.2	Détermination des efforts internes :	70
III.4.3	Ferraillages de la poutre palier :	72
III.4.4	Ferraillage transversal :	76
III.4.5	Ferraillage de poutre palière :	77

III.5	ETUDE DE L'ACROTERE :	78
III.5.1	Détermination du ferrailage :	80
III.5.2	Ferrailage de l'acrotère :	84
III.6	BALCON :	85
III.6.1	Introduction :	85
III.6.2	Pré- dimensionnement :	85
III.6.3	Charges appliquer sur le balcon :	85
III.6.4	Ferrailages de balcon :	87
III.7	L'ASCENSEUR :	90
III.7.1	Etude de l'ascenseur :	90
III.7.2	Dalle de salle machine :	91
III.7.3	Dalle au-dessous de l'ascenseur :	98
III.8	CONCLUSION :	100
<b>IV</b>	<b>ETUDE DYNAMIQUE :</b>	<b>101</b>
IV.1	INTRODUCTION :	101
IV.2	BUT DE L'ETUDE DYNAMIQUE :	101
IV.3	DEFINITION DU SAP 2000 :	101
IV.4	METHODES UTILISEES POUR LES CALCULS :	102
IV.5	METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	102
IV.5.1	Coefficient d'accélération de zone (A) :	103
IV.5.2	Coefficient de comportement global de la structure (R) :	103
IV.5.3	Facteur de qualité (Q) :	104
IV.5.4	Facteur d'amplification dynamique :	106
IV.5.5	La période fondamentale T :	107
IV.5.6	Les différentes dispositions des voiles :	107
IV.5.7	Participation massique :	110
IV.5.8	Centre de masse :	111
IV.5.9	Poids total de la structure w :	111
IV.5.10	L'effort tranchant à la base :	112
IV.5.11	La répartition des efforts élastique en chaque étage :	112
IV.5.12	Vérification du coefficient de comportement R= 5 :	114
IV.5.13	Justification de l'effort normal réduit :	116
IV.5.14	Justification vis à vis des renversements : [RPA99/V2003 Art - 4.4.1] :	117
IV.5.15	Vérification des déformations :	118
IV.5.16	Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ :	118
IV.6	CONCLUSION :	119
<b>V</b>	<b>FERRAILAGE SUPER STRUCTURE :</b>	<b>120</b>
V.1	INTRODUCTION :	120
V.2	LES POTEAUX :	120
V.2.1	Combinaisons de calcul :	120
V.2.2	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	120
V.2.3	Sollicitation à considérer :	122
V.2.4	Calcul du ferrailage longitudinal :	122
V.2.5	Calcul les armatures transversales :	125
V.2.6	Calcul des longueurs de recouvrement :	127
V.2.7	Calcul des longueurs de la zone nodale :	127
V.2.8	Schéma du ferrailage de poteaux :	128
V.3	LES POUTRES :	129
V.3.1	Introduction :	129
V.3.2	Combinaisons de calcul :	129
V.3.3	Recommandation du RPA99 version 2003 :	129

V.3.4	Calcul du ferrailage :.....	130
V.3.5	Poutres principales :.....	131
V.3.5.1	Ferrailage longitudinal :.....	131
V.3.5.2	Vérification au cisaillement : .....	134
V.3.5.3	Vérification de la flèche :.....	134
V.3.5.4	Détermination des Armatures Transversales : .....	134
V.3.5.5	L'espacement des barres : .....	134
V.3.6	Poutre secondaire :.....	135
V.3.6.1	Ferrailage longitudinal :.....	135
V.3.6.2	Vérification au cisaillement : .....	138
V.3.6.3	Vérification de la flèche :.....	138
V.3.6.4	Détermination des Armatures Transversales : .....	138
V.3.6.5	L'espacement des barres : .....	138
V.3.7	Ferrailages des poutres :.....	139
V.3.8	Recouvrement :.....	140
V.4	LES VOILES :.....	142
V.4.1	Combinaisons de calcul :.....	142
V.4.2	Conception : .....	143
V.4.3	Calcul des voiles :.....	143
V.4.4	Pré dimensionnement des voiles : .....	143
V.4.5	Détermination des sollicitations :.....	145
V.4.6	Calcul du ferrailage :.....	145
V.4.6.1	Calcul le ferrailage vertical et horizontal (sens x-x) : .....	145
V.4.6.1.1	Ferrailage vertical :.....	148
V.4.6.1.2	Ferrailage horizontal :.....	149
V.4.6.1.3	Longueur de recouvrement : .....	150
V.4.6.1.4	Vérification des contraintes de cisaillement :.....	151
V.4.6.2	Calcul le ferrailage vertical et horizontal (sens y-y) : .....	151
V.4.6.2.1	Ferrailage vertical :.....	152
V.4.6.2.2	Ferrailage horizontal :.....	153
V.4.6.2.3	Longueur de recouvrement : .....	153
V.4.6.2.4	Vérification des contraintes de cisaillement :.....	154
V.5	CONCLUSION :.....	154
<b>VI</b>	<b>ETUDE DE FONDATION :.....</b>	<b>155</b>
VI.1	INTRODUCTION :.....	155
VI.2	CHOIX DU TYPE DE FONDATION : .....	155
VI.3	DISPOSITIONS GENERALES :.....	156
VI.4	PRE DIMENSIONNEMENT :.....	157
VI.4.1	Dimension du radier :.....	157
VI.4.1.1	Vérification au poinçonnement : .....	158
VI.4.1.2	Vérification au renversement: .....	160
VI.4.1.3	Vérification de la contrainte du sol :.....	161
VI.4.1.4	Calcul du ferrailage de la dalle :.....	163
VI.4.1.5	Récapitulation du ferrailage de la dalle :.....	169
VI.4.1.6	Schéma de ferrailage de la radier :.....	170
VI.4.2	Calcul du ferrailage de la nervure :.....	170
VI.4.2.1	Récapitulation du ferrailage de la nervure :.....	175
VI.4.2.2	Schéma de ferrailage de la nervure :.....	176
VI.5	CONCLUSION :.....	176

<b>VII</b>	<b>ANALYSE STATIQUE NON LINIERE :</b>	<b>177</b>
VII.1	INTRODUCTION :	177
VII.2	ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER) :	177
VII.2.1	Définition :	177
VII.2.2	Les différents guides de l'analyse pushover :	178
VII.2.3	Hypothèse d'élaboration de l'analyse « PUSHOVER » :	178
VII.2.4	But de l'analyse Pushover :	179
VII.2.5	Étapes de l'analyse pushover :	179
VII.2.6	Formulation de l'analyse statique non linéaire par poussée progressive (push over) :	180
VII.2.7	Principes théoriques du calcul Pushover :	180
VII.2.8	Courbe de capacité :	181
VII.2.9	Point de performance :	181
VII.2.10	Niveaux de dommages :	182
VII.2.11	Idéalisation bilinéaire de la courbe de Capacité :	183
VII.3	APPLICATION DE L'ANALYSE DE « PUSHOVER » SUR NOTRE STRUCTURE :	184
VII.3.1	Définition du comportement non linéaire de la structure :	184
VII.3.1.1	Définition du comportement non linéaire des poteaux :	184
VII.3.1.2	Définition du comportement non linéaire des poutres :	188
VII.3.1.3	Définition du comportement non linéaire des voiles :	189
VII.3.1.4	Définition du chargement de l'analyse pushover :	191
VII.3.1.4.1	Définition de l'analyse sous charges gravitaires :	191
VII.3.1.4.2	Définition de l'analyse sous charges horizontal :	191
VII.3.1.5	Résultats de l'analyse pushover :	193
VII.3.1.5.1	Courbe de capacité :	193
VII.3.2	Mécanisme de ruine :	195
VII.3.2.1	Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine :	195
VII.3.2.2	Le déplacement cible :	201
VII.3.2.3	La ductilité :	205
VII.3.2.4	Détermination du facteur de comportement :	206
VII.3.2.4.1	Facteur de ductilité $R_{\mu}$ :	206
VII.3.2.4.2	Facteur de sur-résistance ( $R_s$ ) :	206
VII.3.2.4.3	Facteur de redondance ( $R_R$ ) :	206
VII.3.2.5	Raideur de la structure au point de performance $K_p$ et indicateur de dégradation globale la structure $I_d$ :	208
VII.4	CONCLUSION :	209
<b>CONCLUSION GENERALE</b>		<b>210</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>		<b>211</b>

## Liste des figures

Figure I-1: vue sur le site .....	2
Figure I-2 : plancher corps creux. ....	4
Figure I-3 : schéma d'un escalier.....	4
Figure I-4: Diagramme contrainte de compression- déformation à l'ELU.....	8
Figure I-5 : Diagramme contrainte- déformation à ELS. ....	8
Figure I-6 : Diagramme de l'essai de traction .....	9
Figure I-7 : Diagramme contraintes- déformations. ....	10
Figure II-1: Coupe transversale du plancher .....	13
Figure II-2: nervure en T.....	14
Figure II-3: Poutre principale .....	15
Figure II-4: Poutre secondaire.....	16
Figure II-5: section du Poteau plus le sollicité.....	17
Figure II-6: Coupe de voile en élévation .....	20
Figure II-7: plancher terrasse inaccessible .....	22
Figure II-8: plancher terrasse accessible.....	23
Figure II-9: Plancher étage courante.....	23
Figure II-10 Plancher RDC et Mezzanine .....	24
Figure II-11: Murs extérieures .....	24
Figure II-12: Murs intérieurs .....	25
Figure II-13: balcon .....	25
Figure III-1: poutrelle type 2 d'étage courant.....	28
Figure III-2: schéma de ferrailage de poutrelle.....	53
Figure III-3: composantes des escaliers.....	54
Figure III-4: Escalier type 1 .....	56
Figure III-5: Escalier type 2 .....	56
Figure III-6: Escalier type 3 .....	57
Figure III-7 : Diagrammes des Moments fléchissant (M) et efforts tranchant (T) en ELU et ELS.....	64
Figure III-8 : Schéma du ferrailage d'escaliers type 3.....	69
Figure III-9 : ferrailage de poutre palière .....	77
Figure III-10: Dimension de l'acrotère.....	78
Figure III-11: Section à considérer dans les calculs. ....	80
Figure III-12: ferrailage de l'acrotère .....	84
Figure III-13: schéma statique du balcon.....	85
Figure III-14: ferrailages de balcon.....	89
Figure III-15: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique [3] .....	90
Figure III-16 : Schéma représentant la surface d'impact. ....	91
Figure III-17: Ferrailage de la dalle d'ascenseur .....	100
Figure IV-1: Structure modélisée sur logiciel SAP 2000 .....	102
Figure IV-2 : Disposition 1 de voile .....	107
Figure IV-3 : Disposition 2 de voile .....	108
Figure IV-4: Disposition 3 de voile .....	108

Figure IV-5: Disposition 4 de voile .....	109
Figure V-1: zone nodale.....	127
Figure V-2: Ferrailage des poteaux .....	128
Figure V-3: Poutre principale sous-sol .....	141
Figure V-4 : Poutre secondaire.....	141
Figure V-5: Poutre principale étage courant.....	141
Figure V-6: Modèle général d'un voile .....	142
Figure V-7: cas d'un voile de section entièrement comprimé.....	144
Figure V-8: cas d'un voile de section partiellement comprimée.....	145
Figure VI-1: Fondation superficielle de type radier.....	155
Figure VI-2: Fondation superficielle de type Radier Nervuré .....	157
Figure VI-3: Dessin représente le radier et ces composants.....	158
Figure VI-4: Déplacement suivant Uz .....	162
Figure VI-5 : Moment $M_{11}$ à ELU .....	162
Figure VI-6 : Moment $M_{22}$ à ELU .....	163
Figure VI-7 : ferrailage de radier .....	170
Figure VI-8 : Dimension de la nervure .....	170
Figure VI-9: ferrailage de la nervure .....	176
Figure VII-1: Chargement incrémental distribué .....	177
Figure VII-2:Endommagement correspondant à la Figure (VII-1) .....	178
Figure VII-3 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [13]. .....	179
Figure VII-4:Calcul Push over et courbe de capacité [17] .....	180
Figure VII-5 : Courbe de capacité.....	181
Figure VII-6 : Détermination de point de performance[11].....	182
Figure VII-7: Courbe force-déplacement ou moment- rotation (courbe de déformation plastique)[19] ..	182
Figure VII-8: Modèle bilinéaire équivalent .....	184
Figure VII-9 : Fenêtre principale de USC_RC.....	185
Figure VII-10 : Courbe moment - courbure.....	186
Figure VII-11 : Affectation des rotules plastique au Poteau choisi.....	186
Figure VII-12 : Introduction des rotules plastiques des poteaux .....	187
Figure VII-13 : Affectation des rotules plastiques aux poteaux .....	188
Figure VII-14: Introduction des rotules plastiques aux poutres .....	189
Figure VII-15: Introduction des non linéarité des voiles.....	190
Figure VII-16: Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges verticales .....	191
Figure VII-17: Définition du chargement de l'analyse pushover (sens x-x).....	192
Figure VII-18 : Résultats de l'analyse pushover .....	193
Figure VII-19 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa-Sd) sens x-x.....	194
Figure VII-20 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa-Sd) sens y-y.....	194
Figure VII-21 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens x-z.....	196
Figure VII-22 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens x-y .....	200
Figure VII-23 :Idéalisation selon le FEMA – 356 sens X-X. ....	204
Figure VII-24 : Idéalisation selon le FEMA – 356 sens Y-Y. ....	204
Figure VII-25 : : Ductilité en déformations.[20].....	205

## Liste des tableaux

Tableau I-1: caractéristiques géométriques du bâtiment.....	3
Tableau I-2 : Caractéristiques des aciers .....	9
Tableau I-3 : Les hypothèses de calcul .....	12
Tableau II-1: récapitulation de pré dimensionnement des poteaux.....	20
Tableau II-2: Dimensions des voiles .....	21
Tableau II-3: descente de charge pour terrasse inaccessible.....	22
Tableau II-4: descente de charge pour terrasse accessible.....	23
Tableau II-5: descente de charge pour étage courant .....	23
Tableau II-6: descente de charge pour RDC et Mezzanine.....	24
Tableau II-7: charge permanent des murs extérieurs.....	24
Tableau II-8: Charge permanent des murs intérieurs .....	25
Tableau II-9: descente de charge pour balcon.....	25
Tableau III-1: Charges supportées par les poutrelles .....	28
Tableau III-2: récapitulatif de $M_{max}$ et $T_{max}$ .....	44
Tableau III-3: ferrailages des poutrelles .....	53
Tableau III-4: descende de charge pour palier .....	55
Tableau III-5: descende de charge pour paillasse .....	55
Tableau III-6: combinaisons d'action.....	58
Tableau III-7 : les efforts internes des 3 types des escaliers.....	65
Tableau III-8: Ferrailages des escaliers.....	68
Tableau III-9:Les efforts internes de poutre palière .....	70
Tableau III-10: ferrailage final de la dalle machine.....	99
Tableau III-11: vérification des contraintes .....	99
Tableau IV-1: Valeurs de la pénalité pq.....	106
Tableau IV-2: Période de chaque disposition .....	109
Tableau IV-3: Périodes et masses modales de la structure .....	110
Tableau IV-4 : Période choisie pour le calcul du (d) .....	110
Tableau IV-5 : Centre de masse de chaque niveau.....	111
Tableau IV-6: Valeurs du poids de chaque niveau du bâtiment .....	112
Tableau IV-7 : Valeurs des forces sismiques des différents niveaux.....	113
Tableau IV-8: Valeurs des forces sismiques des différents niveaux pour $r= 4$ .....	115
Tableau IV-9 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.....	117
Tableau IV-10 : Vérification des déplacements.....	118
Tableau IV-11 : Vérification du $p-\delta$ .....	119
Tableau V-1: vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau .....	121
Tableau V-2: Sollicitations maximales des poteaux .....	122
Tableau V-3: Vérification domaine2 .....	124
Tableau V-4: Ferrailage longitudinal des poteaux .....	125
Tableau V-5: Ferrailage transversale des poteaux.....	126
Tableau V-6 : Longueur de recouvrement des poteaux .....	127
Tableau V-7: La longueur de la zone nodale des poteaux. ....	127
Tableau V-8: La longueur de la zone nodale des poutres.....	128
Tableau V-9: sollicitations des poutres .....	130
Tableau V-10: sollicitations maximales des poutres.....	130
Tableau V-11: Ferrailages des poutres.....	139
Tableau V-12: vérification de l'effort tranchant et l'espacement des armatures transversales .....	140

Tableau V-13: Longueur de recouvrement des poutres .....	140
Tableau V-14 : Dimensionnement des voiles .....	143
Tableau V-15 :Sollicitations des voiles .....	145
Tableau V-16: justification de la stabilité et de résistance des voiles .....	149
Tableau V-17 : Ferrailage de voiles sens (x-x).....	150
Tableau V-18: Longueur de recouvrement des voiles (sens x-x) .....	150
Tableau V-19 : Vérification des contraintes tangentielles sens (x-x).....	151
Tableau V-20: Ferrailage de voiles sens (y-y).....	153
Tableau V-21: Longueur de recouvrement des voiles (sens y-y).....	153
Tableau V-22: Vérification des contraintes tangentielles sens (y-y).....	154
Tableau VI-1 : Les sollicitations du radier. ....	163
Tableau VI-2: Récapitulation du ferrailage de la dalle.....	169
Tableau VI-3 : Les sollicitations de la nervure.....	171
Tableau VI-4: Récapitulation du ferrailage de la nervure.....	175
Tableau VII-1: Développement des Rotules Plastiques.....	201
Tableau VII-2 : Valeurs de coefficient $C_0[10]$ .....	202
Tableau VII-3 : Valeurs du coefficient $C_2[10]$ .....	203
Tableau VII-4 : Paramètres utilisés pour le calcul du déplacement cible.....	205
Tableau VII-5: Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement. ....	207
Tableau VII-6 : Valeurs du coefficient de comportement. ....	208
Tableau VII-7 : Paramètres utilisés pour le calcul du $K_p$ et du $I_d$ .....	209

## Liste des Abréviations

**G** : Action permanente  
**Q** : Action d'exploitation  
**RPA** : le règlement parasismique Algérien  
**E**: Action accidentelle  
 $\overline{\sigma}_{bc}$ : Contrainte admissible du béton  
 $\sigma_{bc}$ : Contrainte du béton  
 $\overline{\sigma}_{st}$ : Contrainte admissible d'acier  
 $\sigma_{st}$  : Contrainte d'acier  
 $\overline{\tau}$  : Contrainte admissible de cisaillement  
 $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement  
 $\sigma_{bc}$ : Déformation du béton en compression.  
**f<sub>bc</sub>**: Contrainte de calcul  
**f<sub>cj</sub>**: Résistance à la compression  
**f<sub>tj</sub>**: Résistance à la traction  
**f<sub>c28</sub>**: Résistance caractéristique a 28jours  
**f<sub>e</sub>**: Limite élastique d'acier.  
**E<sub>ij</sub>**: Déformations instantanées.  
**E<sub>vi</sub>**: Déformations différées.  
**v** : Coefficient de poisson.  
**e<sub>p</sub>**: Epaisseur.  
**e** : Excentricité  
**h<sub>e</sub>** : Hauteur libre d'étage.  
**A<sub>st</sub>**: Section d'armature  
**A<sub>r</sub>** : Armature de répartition  
 $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité de béton  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité d'acier  
**Θ** : Coefficient d'application  
**C.N. F** : Condition de non fragilité.  
**C.N. V** : Condition non vérifié.  
**C. V** : Condition vérifié.  
**η** : Facteur de correction d'amortissement  
**I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub>**: Moment d'inertie  
**i<sub>x</sub>, i<sub>y</sub>** : Rayon de giration  
**μ** : Moment ultime réduit  
**α**: Position relative de la fibre neutre  
**z**: Bras de levier  
**d**: Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures  
**d'** : Distance entre les armatures et la fibre neutre  
**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontal  
**λ** : L'élancement mécanique des poteaux.  
**B<sub>r</sub>** : Section réduite  
**M<sub>u</sub>**: Moment fléchissant à l'état limite ultime  
**M<sub>s</sub>**: Moment fléchissant à l'état limite service  
**M<sub>t</sub>**: Moment en travée  
**M<sub>a</sub>** : Moment en appuis

**T** : Période propre.  
**T<sub>u</sub>** : Effort tranchant ultime  
**T** : Effort tranchant.  
**T** : La période fondamentale de la structure.  
**V** : Effort tranchant à la base.  
**N**: Effort normal  
**g** : Largeur de marche (giron).  
**A** : Coefficient d'accélération de zone  
**D** : Facteur d'amplification dynamique  
**ξ%** : Le pourcentage d'amortissement.  
**R**: Coefficient de comportement global de la structure  
**Q**: Facteur de qualité  
**W<sub>T</sub>**: Poids total de la structure  
**W<sub>i</sub>**: Poids sismique au niveau « i »  
**C<sub>t</sub>**: Coefficient de période  
**β**: Coefficient de pondération  
**L<sub>r</sub>**: Longueur de flambement.  
**f̄** : Flèche admissible.  
**λ<sub>g</sub>** : L'élancement géométrique.  
**(a ; b)** : Dimensions du poteau.  
**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur  
**Φ<sub>l</sub>**: Diamètre d'une barre d'acier longitudinal  
**Φ<sub>t</sub>**: Diamètre d'une barre d'acier transversale  
**S<sub>t</sub>**: Espacement.  
**ELU** : Etat limite ultime.  
**ELS** : Etat limite service.  
**K** : Coefficient de raideur du sol.  
**h<sub>r</sub>**: Hauteur du radier dalle.  
**l<sub>s</sub>**: Longueur de scellement droit.  
**δ<sub>e</sub>**: déplacement élastique  
**δ<sub>u</sub>**: déplacement ultime  
**μ** : Facteur de ductilité de la structure  
**β<sub>0</sub>** : coefficient d'amplification spectrale  
**FEMA** : Federal Emergency Management

## Introduction générale

Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays, causant de très grandes pertes humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais, les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse pushover.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel, constitué d'un sous-sol utiliser comme un parc de voiture personnelle, RDC et Mezzanine usage commercial et sept étages à usage d'habitation plus une terrasse inaccessible, l'étude faite en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99version 2003, le BAEL et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2.

Notre travail est structuré comme suit :

- Présentation de projet et les caractéristiques des matériaux a été utilisée.
- Pré-dimensionnement et descente des charges.
- Etude des éléments secondaires (escalier, acrotère...)
- Etude dynamique
- Etude des éléments principaux (voile, poutre ...)
- Etude de l'infrastructure
- Application de la méthode de "Pushover" par logiciel SAP2000, dont le but de déterminer le point de performance de la structure, l'emplacement de ce point sur la courbe de capacité permettra de prédire le comportement réel du bâtiment dans le cas d'un séisme
- Enfin, on terminera notre étude par une conclusion générale.

## I Présentation de l'ouvrage :

### I.1 Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

### I.2 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet présente une étude et une analyse statique non linéaire d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol ; rez-de-chaussée et mezzanine plus 7 étages avec une terrasse accessible et une autre inaccessible. Cet ouvrage est implanté sur un terrain à Tlemcen exactement à Remchi, Cette région est classée selon RPA99 version 2003[1] comme une zone de faible sismicité (zone I).

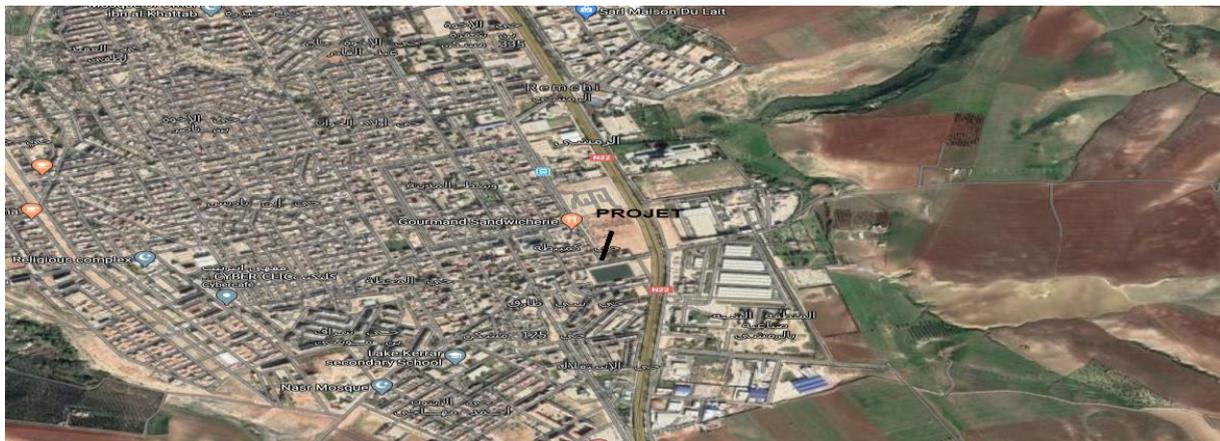


Figure I-1: vue sur le site

Le projet comprend :

Un Sous-sol : destiné comme un local à usage personnelle de hauteur 2.77 m ;

Un Réz de chaussé et mezzanine : contient des locaux commerciaux de même hauteur 3.23 m ;

De 1<sup>er</sup> au 7<sup>ème</sup> étages : usage d'habitation contient 4 logements dans chaque niveau.

### I.3 Caractéristique de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Caractéristique géométrique de l'ouvrage	
La surface totale de bâtiment	423.336 m <sup>2</sup>
Longueur totale du bâtiment	24.80 m
Largeur totale du bâtiment	17.07 m
Hauteur totale du bâtiment	35.10 m
Hauteur de sous-sol	2.77 m
Hauteur d'étage	3.23 m

Tableau I-1: caractéristiques géométriques du bâtiment

### I.4 Conception de l'ouvrage :

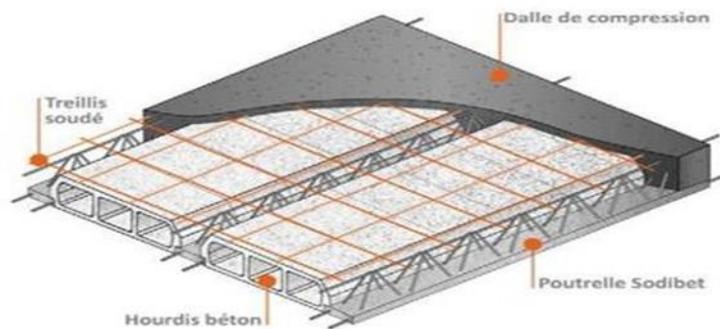
#### I.4.1 Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portiques « poteaux, poutres ».Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

#### I.4.2 Plancher :

Le type de plancher utilisé est un plancher à corps – creux d'une épaisseur 16+5.

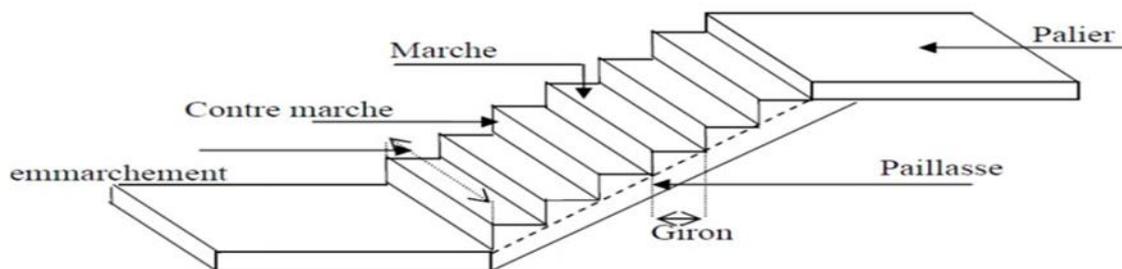
- 16 cm: corps creux
- 5 cm : dalle de compression



**Figure I-2 : plancher corps creux.**

### I.4.3 Escalier :

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. Dans notre bâtiment, il existe trois types des escaliers.



**Figure I-3 : schéma d'un escalier.**

### I.4.4 Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm, 10 cm) séparées par un vide de 5 cm par contre les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### I.4.5 Poteau, poutre, voile :

- Réalisé en béton armé.

### I.4.6 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

**I.4.7 Acrotère :**

C'est un élément utilisé dans le cas des terrasses inaccessibles, réalisé en béton armé de hauteur variant entre 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

**I.4.8 Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

**I.4.9 Ascenseur :**

C'est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de va-et-vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment. Il est composé essentiellement de la cabine et la machinerie.

**I.4.10 Fondation :**

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par un radier nervuré.

**I.5 Caractéristique mécanique des matériaux :**

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

**I.5.1 Le béton :**

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa ; mais sa résistance à la traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

**I.5.1.1 Les avantages de béton armé :**

- Economie.
- La souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

### I.5.1.2 Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91) [2] :

$$F_{cj} = \frac{j}{(4.46 + 0.83j)} * F_{c28} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25$  MPa

### I.5.1.3 Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91)[2] :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} \quad F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

### I.5.1.4 Contraintes limites :

$$F_{bc} = \frac{0.85 * F_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

- $\gamma_b = 1,50$  en situation courante  $\Rightarrow F_{bc} = 14,17$  MPa
- $\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle  $\Rightarrow F_{bc} = 18,48$  MPa

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$  si durée d'application est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0.9$  si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.
- $\theta = 0.85$  si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

### I.5.1.5 Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :

- $\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} )$  pour la fissuration peu nuisible.
- $\tau_u = \min (0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa} )$  pour la fissuration préjudiciable.

### I.5.1.6 Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2 BAEL91) :

- $\sigma_{bc} = 0,60 * f_{c28}$  MPa
- $\sigma_{bc} = 15$  MPa

**I.5.1.7 Module d'élasticité :**

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

**I.5.1.8 Module d'élasticité instantané (Art A- 2 .1. 21 BAEL91) :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

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

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

**I.5.1.9 Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

**I.5.1.10 Module d'élasticité transversale :**

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{MPa}$$

- $\nu$  : Coefficient de poisson.

**I.5.1.11 Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$  l'état limite de service.
- $\nu = 0$  l'état limite ultime.

### I.5.1.12 Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

➤ **L'état limite ultime :**

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :

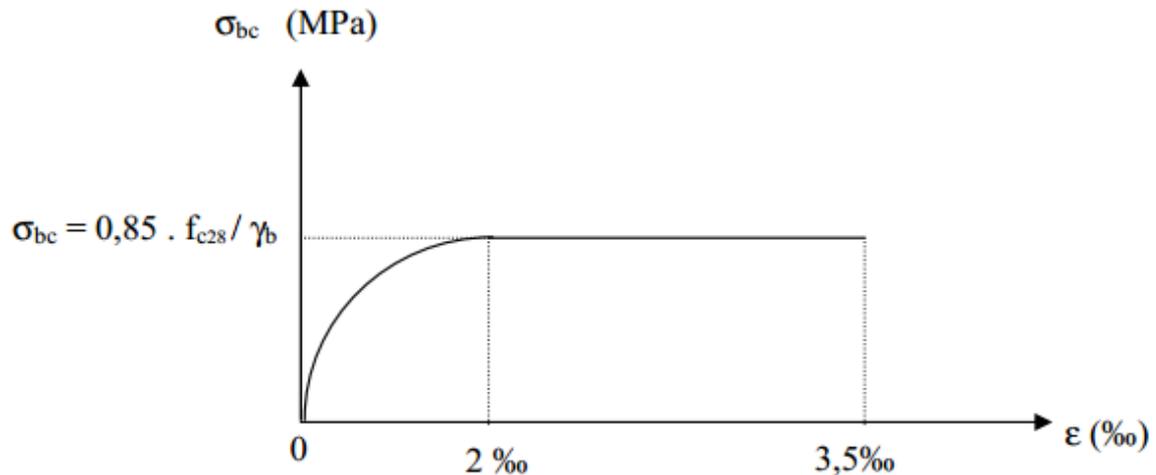


Figure I-4: Diagramme contrainte de compression- déformation à l'ELU.

➤ **L'état limite de service (E.L.S)**

Consiste à équilibrer les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Plus que les déformations sont faibles, alors on suppose que le béton reste dans le domaine élastique et on adopte la loi de Hook.

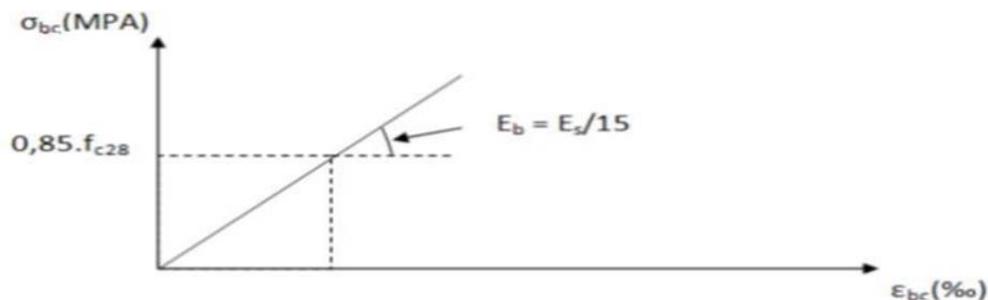


Figure I-5 : Diagramme contrainte- déformation à ELS.

### I.5.2 Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous allons utiliser trois types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

#### I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	8 %	1,3	1

Tableau I-2 : Caractéristiques des aciers

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400.

#### I.5.2.2 Diagramme contrainte- déformation :

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

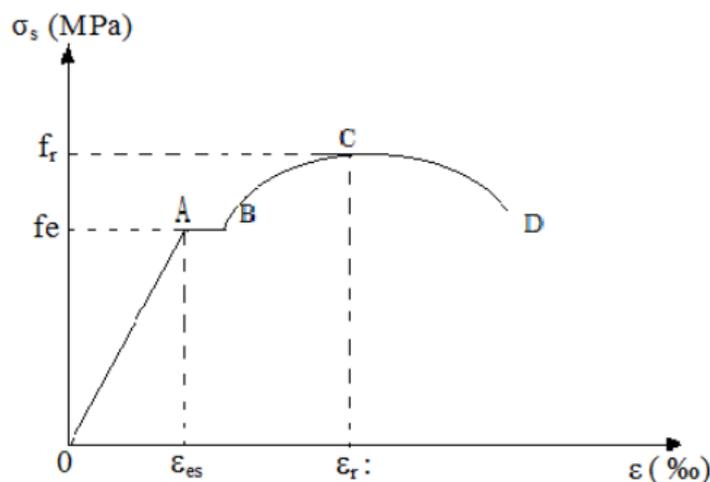


Figure I-6 : Diagramme de l'essai de traction

- $f_r$ : Résistance à la rupture
- $f_e$ : Limite d'élasticité
- $\epsilon_{es}$ : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

- $\varepsilon_r$ : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire.
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

### I.5.2.3 Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant.

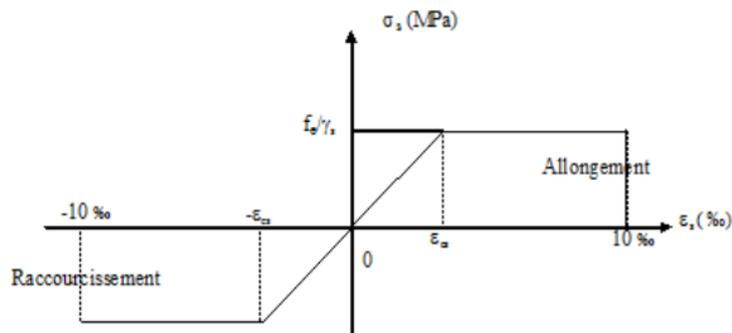


Figure I-7 : Diagramme contraintes- déformations.

### I.5.2.4 Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

- $\gamma_s = 1.15$  En situation durable
- $\gamma_s = 1$  En situation accidentelle

### I.5.2.5 La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'est en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

#### I.5.2.5.1 Fissuration peu nuisible (BAEL9 /Art 4-5-32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

#### I.5.2.5.2 Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right)$$

**I.5.2.5.3 Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34) :**

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (0.5f_e ; 90\sqrt{\eta * f_{t28}})$$

**I.5.2.6 Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :**

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

✓  $C \geq 5$  cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

✓  $C \geq 3$  cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

✓  $C \geq 1$  cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations

**I.6 Hypothèses de calcul (BAEL91) :**

- ✓ Les sections droites restent planes après déformation ;
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligeable à cause de la fissuration ;
- ✓ Le diagramme contrainte – déformations de l'acier est celui défini ci-dessus ;
- ✓ Le diagramme contraintes déformations de béton est celui défini ci-dessus ;
- ✓ Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite

passent au moins par l'un des trois pivots définis ;

## ➤ Les données de calcul :

<b>Dosage de ciment</b>	<b>350 kg / m<sup>3</sup></b>
<b>La résistance à la composition du béton</b>	<b>fc28 = 25 MPa</b>
<b>La résistance à la traction du béton</b>	<b>F<sub>t28</sub> = 2.1 MPa</b>
<b>Contrainte limites de béton à la compression</b>	<b>F<sub>bc</sub> = 14,17 MPa</b>
<b>Module d'élasticité longitudinal instantané</b>	<b>E<sub>ij</sub> = 32164.195 MPa</b>
<b>Module d'élasticité longitudinal différé</b>	<b>E<sub>vj</sub> = 10819 MPa</b>
<b>Limite d'élasticité des armatures longitudinales</b>	<b>f<sub>e</sub> = 400 Mpa [HA]</b>
<b>Limite d'élasticité des armatures transversales</b>	<b>f<sub>e</sub> = 235 Mpa [RL]</b>
<b>Facteur de correction d'amortissement</b>	<b>η = 1.6</b>
<b>Contrainte admissible du béton</b>	<b><math>\overline{\sigma}_{bc}</math> = 15 MPa</b>
<b>Contrainte à la Limite d'élasticité</b>	<b>σ<sub>st</sub> = 347.82 MPa</b>
<b>Contrainte admissible d'acier</b>	<b><math>\overline{\sigma}_{st}</math> = 201.63 MPa</b>

Tableau I-3 : Les hypothèses de calcul

**I.7 Conclusion :**

Ce chapitre donne une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

## II Pré dimensionnement et descente des charges :

### II.1 Pré dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, PRA99/version 2003 et le CBA93.

#### II.1.1 Plancher :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

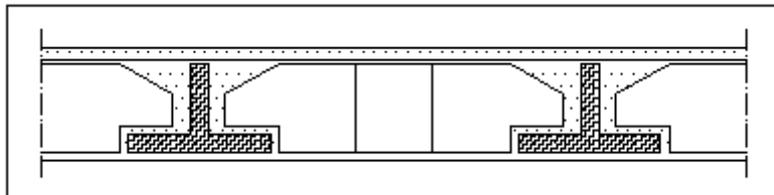


Figure II-1: Coupe transversale du plancher

#### Détermination de l'épaisseur du plancher :

L'épaisseur de plancher est conditionnée par :  $h_{TP} \geq \frac{L}{22.5}$

Telle que 'L' est la plus grande portée dans le sens considéré (L = 445 cm)

$$h_{TP} \geq \frac{445}{22.5}$$

$$h_{TP} \geq 19.77 \text{ cm}$$

On prend la hauteur de plancher  $h_{TP} = 21 \text{ cm}(16 + 5)$

Ce type de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

**16 cm (corps creux "lourdiez")**

**5 cm (dalle de compression)**

**II.1.2 Nervure :**

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, la largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2 * b_1 \text{ avec : } 8 \leq b_0 \leq 14 \text{ on prend } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (b - b_0 / 22 ; L_{\min} / 10)$$

Telle que 'L' est la plus petite portée des poutrelles

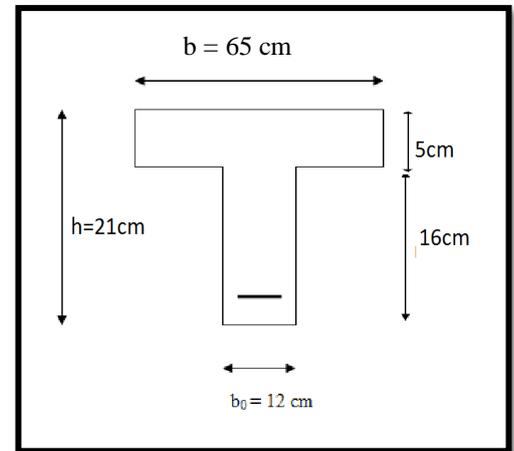
$$b_0 = 12 \text{ cm ; } L_{\min} = 353 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (65 - 12 / 2 ; 353 / 10)$$

$$b_1 = \min (26.5 ; 35.3)$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

**Donc on prend  $b = 65 \text{ cm}$**



**Figure II-2: nervure en T**

Le minimum de  $b_1$  doit vérifier les conditions de **RPA99 V2003** suivantes :

❖ **Première condition :**

$$b_1 \leq b - b_0 / 2 \quad 26.5 \leq 65 - 12 / 2 = 59$$

$$26.5 \text{ cm} \leq 59 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

❖ **Deuxième condition :**

$$b_1 \leq L / 10 \quad 26.5 \leq 353 / 10$$

$$26.5 \text{ cm} \leq 35.3 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

❖ **Troisième condition :**

$$b_1 \leq \min(6h_0 ; 8h_0) = \min(6 * 5 ; 8 * 5) = \min(30 ; 40)$$

$$26.5 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

### II.1.3 Poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

#### II.1.3.1 Poutre principale :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

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

Avec 'L' distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée et 'h' la Hauteur de la poutre.

$$L = 6.5 \text{ m}$$

$$\frac{6.5}{15} \leq h \leq \frac{6.5}{10}$$

$$(43.33 \leq h \leq 65) \text{ cm}$$

$$\text{On prend } h = 45 \text{ cm}$$

b: Largeur de la poutre.

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h \Leftrightarrow 0.3 * 45 \leq b \leq 0.7 * 45$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5$$

$$\text{On prend le min de R.P.A : } b = 30 \text{ cm}$$

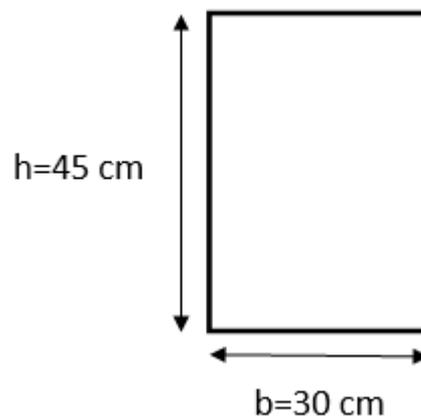


Figure II-3: Poutre principale

D'après le **R.P.A 99** version **2003**, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \Rightarrow 1.5\text{cm} \leq 4\text{cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

### II.1.3.2 Poutres secondaires :

D'après les règles de **CBA93** [3] on a :

$$L = 4,45\text{ m}$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

$$(29.67 \leq h \leq 44.5)\text{ cm} \quad \text{On prend } h = 35\text{ cm}$$

Telle que  $b$  est la Largeur de la poutre.

$$0.3 * h \leq b \leq 0.7 * h \Leftrightarrow 0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

$$\text{On prend le min de R.P.A : } b = 30\text{ cm}$$

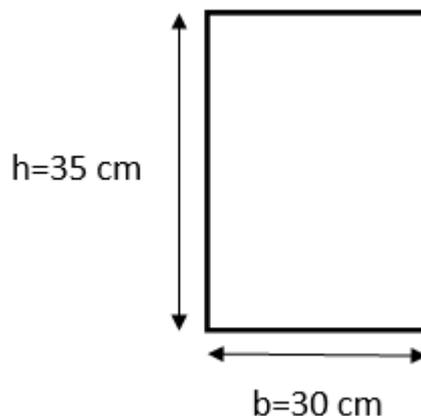


Figure II-4: Poutre secondaire

D'après le **R.P.A 99** version **2003** on a :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \Rightarrow 1.16\text{cm} \leq 4\text{cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

**II.1.3.3 Poutre palière :**

D'après les règles de **CBA93** on a :

**L = 430 cm**

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

**(28.67 ≤ h ≤ 43) cm                      On prend   h = 30 cm**

**0.3 \* h ≤ b ≤ 0.7 \* h   ⇔   0.3 \* 30 ≤ b ≤ 0.7 \* 30**

**9 ≤ b ≤ 21**

On prend le min de R.P.A :    **b = 30 cm**

D'après le **R.P.A 99** version **2003** on a :

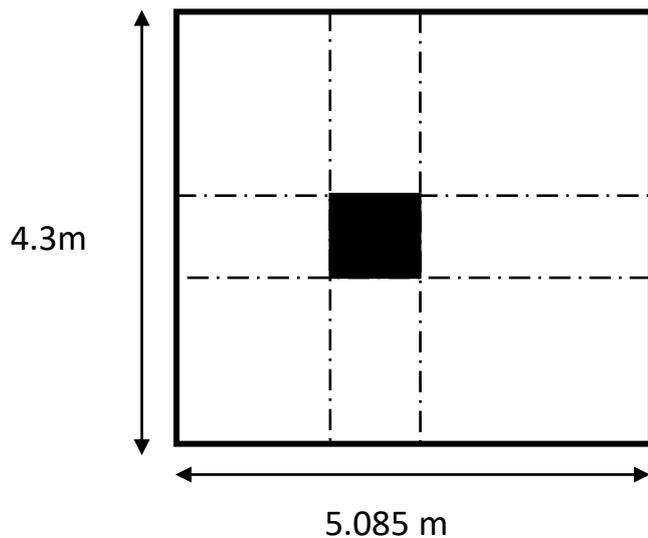
**b ≥ 20cm ⇒ 30cm > 20 cm.....(c.v)**

**h ≥ 30cm ⇒ 30cm ≥ 30cm.....(c.v)**

**$\frac{h}{b} \leq 4cm \Rightarrow 1cm \leq 4cm.....(c.v)$**

**II.1.4 Les poteaux :**

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci-dessous.



**Figure II-5: section du Poteau plus le sollicité**

Avec :  $N_U = P_U * S * n$

**P<sub>U</sub>** : Charge du plancher.

On suppose une charge moyenne de (**1t/m<sup>2</sup>**) par étage [4].

$$P_U = 1t/m^2.$$

**S** : est la surface supportée par le poteau le plus défavorable.

$$S = \left( \frac{4.3}{2} + \frac{4.3}{2} \right) * \left( \frac{3.67}{2} + \frac{6.5}{2} \right) = 21.8655 m^2$$

**n** : Nombre d'étage.

$$N_U = 1 * 21.8655 * 10 = 218.655 t/m$$

$$N_U = 2.1865 MN$$

✓ **Section réduite :**

$$Br \geq \frac{\beta * N_U}{\frac{F_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 * fe}{100 * \gamma_s}}$$

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

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\beta = (0.85 * \lambda^2) / 1500 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Pour notre projet **λ=35** donc

$$\beta = 1 + 0.2 * (\lambda/35)^2$$

$$\beta = 1.2$$

**γ<sub>s</sub>** = 1.15 (cas générale)

$$F_{bc} = 0.85 * F_{c28} / \theta * \gamma_b$$

$$\gamma_b = 1.5$$

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

$$F_{c28} = 25 MPa$$

$$fe = 400 MPa$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$F_{bc} = 14.17 MPa$$

$$Br \geq \frac{1.2 * 2.1865}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 * 400}{100 * 1.15}}$$

$$B_r \geq 0.140 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$a \geq \sqrt{0.140} + 0.02$$

$$a \geq 39 \text{ cm}$$

On prend

$$a = 45 \text{ cm (section carré)} \Rightarrow a = b = 45 \text{ cm}$$

❖ Vérification des conditions de R.P.A99 V2003 :

➤ Première condition :

$$\text{Min}(45; 45) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

$$\text{Min}(45; 45) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{2.77}{20} = 13.85 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

$$1/4 = 0.25 \leq \frac{a}{b} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

➤ Deuxième condition :

$$\frac{N_U}{B * F_{c28}} \leq 0.3$$

$$2.1865 / (0.45 * 0.45 * 25) = 0.43 > 0.3 \dots \dots \dots \text{(c.n.v)}$$

Donc on augmente la section

$$\text{On prend} \quad a = b = 55 \text{ cm}$$

$$\frac{2.1865}{0.55 * 0.55 * 25} = 0.29 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

❖ Vérification du poteau au flambement :

✓ Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = a^4 / 12 = 55^4 / 12 = 762552.08 \text{ cm}^4$$

✓ Rayon de giration  $I_x, I_y$  :

$$I_x = I_y = \sqrt{(I/b)} = \sqrt{(762552.08 / 55^2)} = 15.877 \text{ cm}$$

✓ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i$$

Avec :

$$L_f = 0.7 * L_o \text{ (cas générale)}$$

$$L_o = (2.77 - 0.21) = 2.56 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 * 2.56 = 1.792 \text{ m}$$

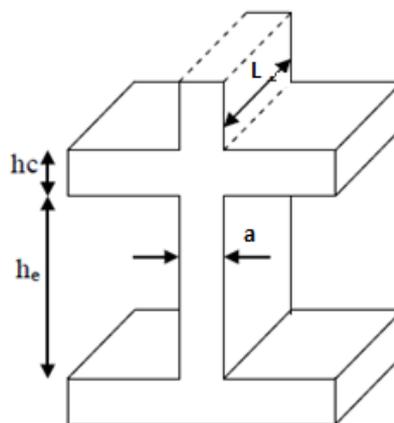
$$\lambda_x = \lambda_y = 1.792 / 0.15887 = 11.279 < 50 \dots\dots\dots \text{ (c.v)}$$

Poteaux	n	Nu (MN)	Br(m <sup>2</sup> )	a=b (m)	$\frac{Nu}{B * F_{c28}}$	≤ 0.3	L <sub>o</sub>	L <sub>f</sub>	λ <sub>x</sub> = λ <sub>y</sub>	<50
Sous-sol	10	2.1865	0.140	0.55	0.289	C.V	2.57	1.792	11.279	C.V
RDC	9	1.9679	0.126	0.55	0.260	C.V	3.02	2.114	13.314	C.V
Mezzanine	8	1.7492	0.112	0.50	0.279	C.V	3.02	2.114	13.314	CV
Etage 1	7	1.5306	0.098	0.50	0.244	C.V	3.02	2.114	14.646	C.V
Etage 2	6	1.3119	0.084	0.45	0.259	C.V	3.02	2.114	14.646	C.V
Etage 3	5	1.0932	0.070	0.45	0.215	C.V	3.02	2.114	16.274	C.V
Etage 4	4	0.8746	0.056	0.40	0.218	C.V	3.02	2.114	16.274	C.V
Etage 5	3	0.6559	0.042	0.40	0.164	C.V	3.02	2.114	18.307	C.V
Etage6	2	0.4373	0.028	0.35	0.143	C.V	3.02	2.114	18.307	C.V
Etage7	1	0.2187	0.014	0.35	0.071	C.V	3.02	2.114	20.921	C.V

**Tableau II-1: récapitulation de pré dimensionnement des poteaux**

### II.1.5 Le voile:

Elément porteur rigide en béton armé destine à transmettre les charges latérales aux fondations.



**Figure II-6: Coupe de voile en élévation**

Le R.P.A 99(version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$L \geq 4 * a \quad \text{et} \quad a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$$

## Chapitre II pré dimensionnement et descente des charges

---

Telle que:

'L' est la longueur du voile;

'a' est l'épaisseur du voile ( $a_{\min}=15\text{cm}$ );

'he' est la hauteur d'étage.

$$a \geq 323/20 = 16.5 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Donc, on prend  $a = 20 \text{ cm}$

$$L > 4*20 = 80 \text{ cm}$$

Niveaux	he (cm)	a (cm)	L(cm)
Sous-sol	277	15	60
RDC et mezzanine	323	20	80
1 <sup>er</sup> au 7 <sup>eme</sup> étage	323	20	80

Tableau II-2: Dimensions des voiles

**II.2 Descente des charges :**

**II.2.1 Introduction :**

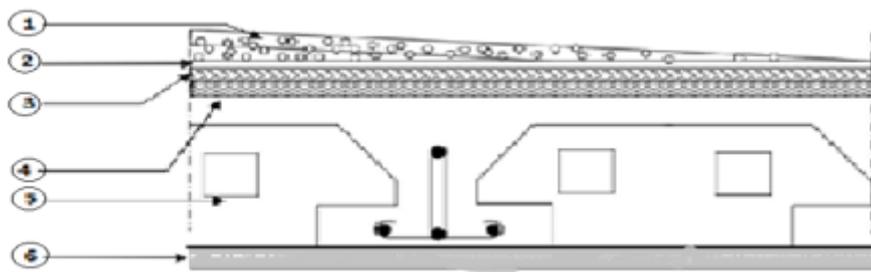
La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure et connaître la répartition des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations qui transmettent ses charges au sol. Les valeurs obtenues permettront de dimensionner tous les éléments porteurs de notre structure.

Les différents charges et surcharges existantes à D.T.R- B.C 22 [5] sont :

- ✓ Les charges permanentes (G).
- ✓ Les surcharges d'exploitation (Q).
- ✓ Les surcharges climatiques.
- ✓ Les actions accidentelles.

**II.2.2 Plancher corps creux :**

**II.2.2.1 Plancher terrasse inaccessible :**



**Figure II-7: plancher terrasse inaccessible**

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kn/m <sup>3</sup> )	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	0.05	20	1
2	Etanchéité multiple	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Plancher (16+5)			3.10
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
				G= 6.78
				Q=1

**Tableau II-3: descente de charge pour terrasse inaccessible**

II.2.2.2 Plancher terrasse accessible :

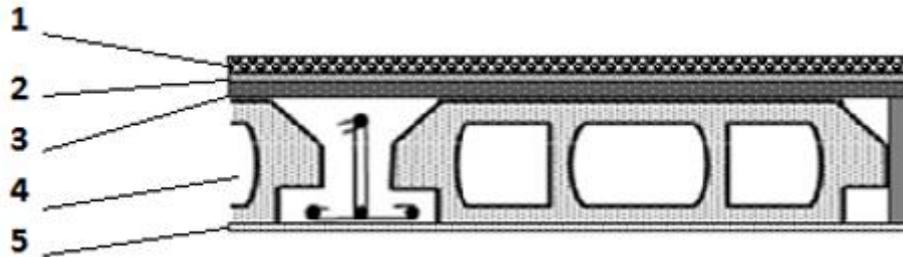


Figure II-8: plancher terrasse accessible

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kn/m <sup>3</sup> )	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Plancher (16+5)			3.10
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=6.34 Q=1.5

Tableau II-4: descente de charge pour terrasse accessible

II.2.2.3 Plancher étage courante :

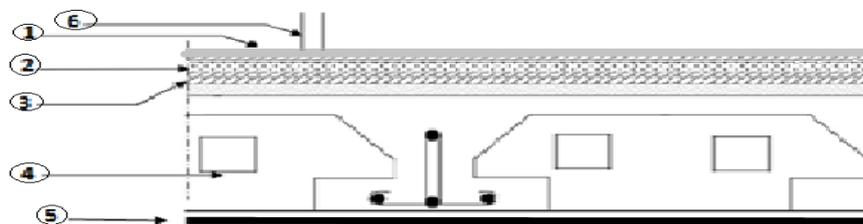


Figure II-9: Plancher étage courante

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kn/m <sup>3</sup> )	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (16+5)			3.10
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Closions intérieure	0.1	10	1
				G= 5.5 Q=1.5

Tableau II-5: descente de charge pour étage courant

II.2.2.4 Plancher RDC et Mezzanine :

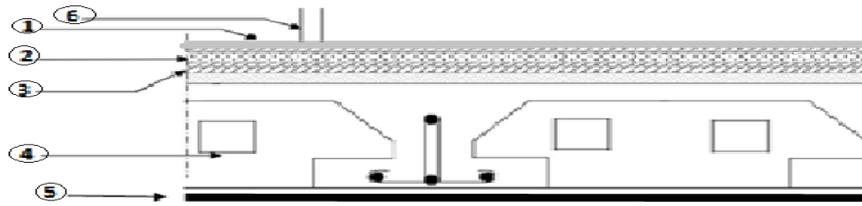


Figure II-10 Plancher RDC et Mezzanine

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kn/m <sup>3</sup> )	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (16+5)			3.10
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Closions intérieure	0.1	10	1
				G= 5.5 Q=4

Tableau II-6: descente de charge pour RDC et Mezzanine

II.2.3 Murs :

II.2.3.1 Murs extérieures :

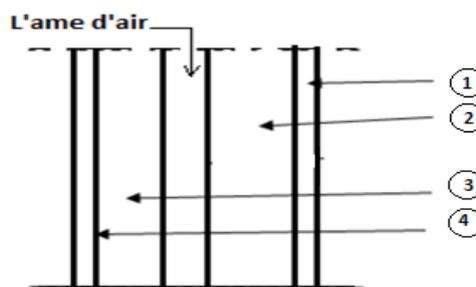


Figure II-11: Murs extérieures

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kn/m <sup>3</sup> )	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique de 15 cm	0.15	9	1.35
X	Vide d'air	0.05	0	0
3	Brique de 10 cm	0.1	9	0.9
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=2.81

Tableau II-7: charge permanente des murs extérieurs

## II.2.3.2 Murs intérieurs :

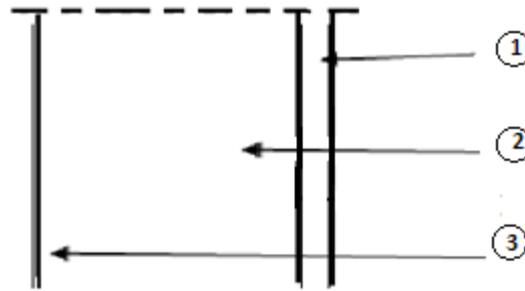


Figure II-12: Murs intérieurs

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kn/m <sup>3</sup> )	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique de 10 cm	0.1	9	0.9
3	Enduite en ciment	0.02	18	0.36
				G=1.62

Tableau II-8: Charge permanent des murs intérieurs

## II.2.4 Balcon :

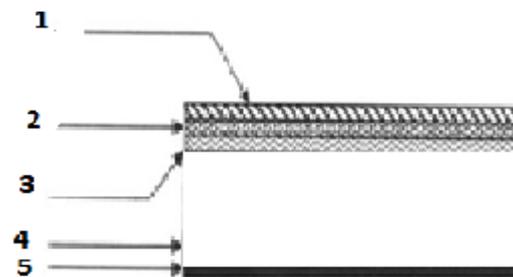


Figure II-13: balcon

N	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kn/m <sup>3</sup> )	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G=5.15
				Q=3.5

Tableau II-9: descente de charge pour balcon

**II.3 Conclusion :**

Après le pré-dimensionnement des éléments structuraux, et la vérification de toutes les conditions nécessaires, nous avons adopté pour les éléments, les sections suivantes :

Poutres principales ..... (30\*45) cm<sup>2</sup>.

Poutres secondaire ..... (30\*35) cm<sup>2</sup>.

Poutres palière ..... (30\*30) cm<sup>2</sup>.

Voiles de la structure ..... (e = 20 cm).

Poteaux :

Sous-sol +RDC : ..... (55\*55) cm<sup>2</sup>.

Mezzanine + 1<sup>er</sup> étage : .....(50\*50) cm<sup>2</sup>.

2<sup>eme</sup> étage et 3<sup>eme</sup>étage : ..... (45\*45) cm<sup>2</sup>.

4<sup>eme</sup> étage et 5<sup>eme</sup>étage : ..... (40\*40) cm<sup>2</sup>.

6<sup>eme</sup> étage et 7<sup>eme</sup>étage : .....(35\*35) cm<sup>2</sup>.

Terrasse : ..... (30\*30) cm<sup>2</sup>.

Après avoir pré-dimensionné tous les éléments secondaires et principaux du bâtiment, notamment les poteaux, on va entamer le calcul du ferrailage de ces derniers dans le chapitre suivant, en tenant compte des dimensions calculées.

### III Etude des éléments secondaires :

#### III.1 Introduction :

Un plancher est un élément porteur horizontal qui délimite sur la verticale l'espace occupé par une construction (séparation d'étages). Parmi les principales fonctions que remplit un plancher, on peut citer :

- Support des charges verticales (permanentes et d'exploitation) ;
- Transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement ;
- Liaison des éléments structuraux verticaux ce qui contribue à une amélioration de leur stabilité et rigidité globales ;
- Ecran isolant entre les étages : acoustique et thermique.

#### III.2 Etude de poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour l'étude des poutrelles. D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant, on utilise l'une des trois méthodes :

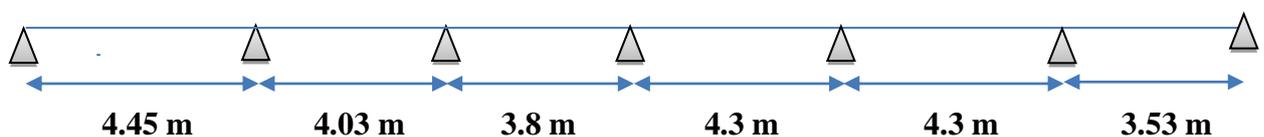
- Méthode forfaitaire ;
- Méthode de Caquot ;
- Méthode des trois moments.

On a opté pour la méthode des trois moments en utilisant le logiciel SAP2000 pour l'évaluer des moments et des efforts tranchants.

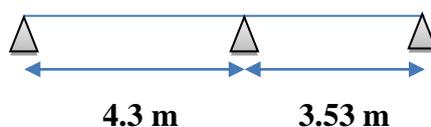
##### III.2.1 Type de poutrelles :

➤ RDC + Mezzanine + étages courant + terrasse accessible :

✓ Type1 :



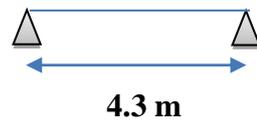
✓ Type2 :



✓ Type3 :



➤ Terrasse inaccessible :



### III.2.2 Les charges de poutrelles :

Plancher	G (kn/m <sup>2</sup> )	Q (kn/m <sup>2</sup> )	b (m)	Combinaisons	
				ELU $Q_u=(1.35G+1.5Q)*b$	ELS $Q_s=(G+Q)*b$
Au Sous-sol	5.5	4	0.65	8.72	6.17
RDC	5.5	4	0.65	8.72	6.17
Etages courants, Mezzanine	5.5	1.5	0.65	6.28	4.55
Terrasse accessible	6.34	1.5	0.65	7.02	5.09
Terrasse inaccessible	6.78	1	0.65	6.92	5.05

Tableau III-1: Charges supportées par les poutrelles

### III.2.3 Détermination des efforts internes :

On va déterminer les efforts internes pour le type 2 d'étage courant par la méthode des trois moments et les autres sont calculées directement par logiciel SAP2000.

Type2 :

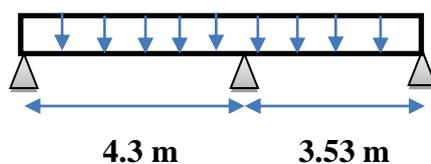


Figure III-1: poutrelle type 2 d'étage courant

$$G = 5.5 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

➤ **ELU :**

$$q_u = b \times (1,35G + 1,5Q)$$

$$q_u = 0,65 \times (1,35 \times 5,5 + 1,5 \times 1,5)$$

$$q_u = 6,28 \text{ KN/m}$$

❖ **Calcul du moment en appui :**

$$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2(l_{i-1} + l_i) \times M_i + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

$$l_0 \times M_0 + 2 \times (l_0 + l_1) \times M_1 + l_1 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

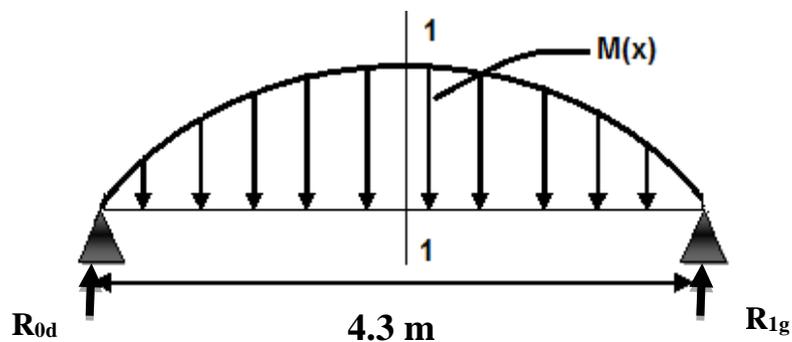
$$\text{Nœud 1 : } 4,3M_0 + 2(4,3 + 3,53)M_1 + 3,53M_2 + 6A_1 = 0$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$15,66M_1 + 6A_1 = 0$$

$$\text{Calcul de } A_1: \quad A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

**Travée (0-1):**

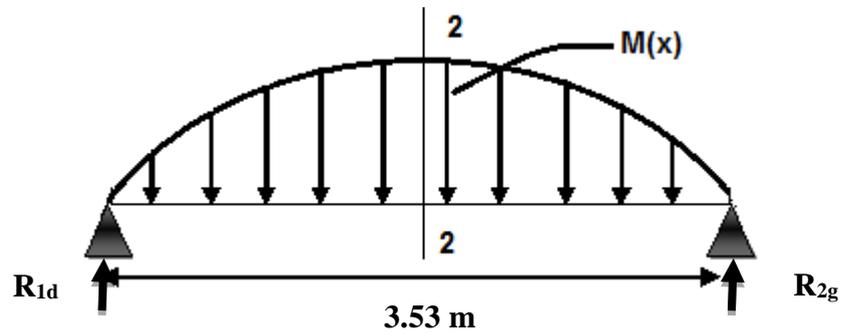


$$\Sigma M_{(0)} = 0 \Rightarrow R_{1g} \times 4,3 - \frac{4,3}{2} \times \left( \frac{2}{3} \times 4,3 \times \frac{q_u \times 4,3^2}{8} \right) = 0$$

$$4,3 R_{1g} = 14,24 q_u$$

$$R_{1g} = 3,31 \times 6,28 \quad \mathbf{R_{1g} = 20,78 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{R_{1g} = R_{0d} = 20,78 \text{ KN}}$$

**Travée (1-2):**

$$\Sigma M_{(2)} = 0 \Rightarrow R_{1d} \times 3,53 - \frac{3,53}{2} \times \left( \frac{2}{3} \times 3,53 \times \frac{q_u 3,53^2}{8} \right) = 0$$

$$3,53 R_{1d} = 6,47 \times q_u$$

$$R_{1d} = 11,49 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = R_{2g} = 11,49 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$A_1 = 20,78 + 11,49 \quad \text{Donc : } A_1 = 32,27$$

$$15,66 M_1 + 6 A_1 = 0$$

$$15,66 M_1 + 6(32,27) = 0$$

$$15,66 M_1 = -193,62 \quad M_1 = -12,36 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant :

**Travée (0-1):**

$$\Sigma M_{(0)} = 0 \Rightarrow V_1 \times 4,3 - \frac{4,3}{2} \times q_u \times 4,3 + M_1 = 0$$

$$V_1 \times 4,3 - 58,05 - M_1 = 0$$

$$4,3 V_1 = 58,05 + 12,36$$

$$4,3 V_1 = 70,41 \quad V_1 = 16,37 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{(1)} = 0 \Rightarrow V_0 \times 4,3 - \frac{4,3}{2} \times q_u \times 4,3 - M_1 = 0$$

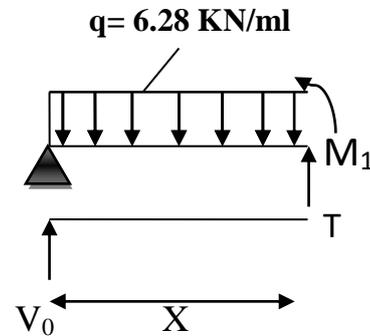
$$4,3 V_0 - 58,05 + 12,36 = 0$$

$$4,3 V_0 = 45,69 \quad V_0 = 10,62 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 16,37 + 10,62 - (4,3 \times 6,28) = 0 \quad \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

**Section (1-1) :  $0 < x < 4,3 \text{ m}$**



$$M(x) = V_0 \times x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 10,62x - 6,28 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4,3) = -12,39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul du moment fléchissant Max :**

$$M'(x) = 10,62 - 6,28 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$10,46 = 6,28x \quad \rightarrow X = 1,69 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 8,97 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T(x) = q_u \times x - V_0$$

$$T(x) = 6,28 \times x - 10,62$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -10,62 \text{ KN} \\ T(4,3) = 16,38 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Travée (1-2) :**

$$\Sigma M_{(1)} = 0 \Rightarrow V_2 \times 3,53 - \frac{3,53}{2} \times q_u \times 3,53 - M_1 = 0$$

$$V_2 \times 3,53 - 39,12 + M_1 = 0$$

$$3,53V_2=26,76$$

$$V_2=7,58 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{(2)} = 0 \Rightarrow V_1 \times 3,53 - \frac{3,53}{2} \times q_u \times 3,53 + M_1 = 0$$

$$V_2 \times 3,53 - 39,12 - M_1 = 0$$

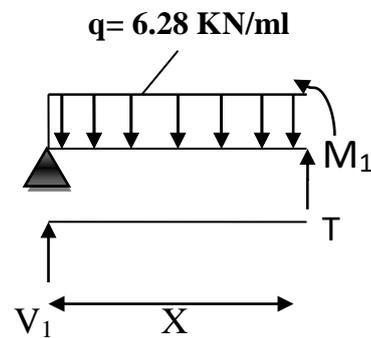
$$3,53V_2=51,48$$

$$V_1=14,58 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 7,58 + 14,58 - (3,53 \times 6,28) = 0 \dots\dots\dots(c.v)$$

**Section (1-2) :  $0 \leq x \leq 3,53 \text{ m}$**



$$M(x) = V_1 \times x - q_u \frac{x^2}{2} + M_1$$

$$M(x) = 14,58 \times x - 6,28 \frac{x^2}{2} - 12,36$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = -12,36 \text{ KN.m} \\ M(3,53) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul du moment fléchissant Max :**

$$M'(x) = 14,58 - 6,28 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$14,58 = 6,28x \rightarrow X = 2,32 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 4,564 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T(x) = q_u \times x - V_1$$

$$T(x) = 6,28 \times x - 14,58$$

$$\begin{cases} T(0) = -14,58 \text{ KN} \\ T(3,53) = 7,58 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ ELS :

$$q_s = b \times (G + Q)$$

$$q_s = 0,65 \times (5,5 + 1,5)$$

$$q_s = 4,55 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul du moment en appui :

$$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2(l_{i-1} + l_i) \times M_i + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0$$

$$l_0 \times M_0 + 2(l_0 + l_1) \times M_1 + l_1 \times M_2 + 6A_1 = 0$$

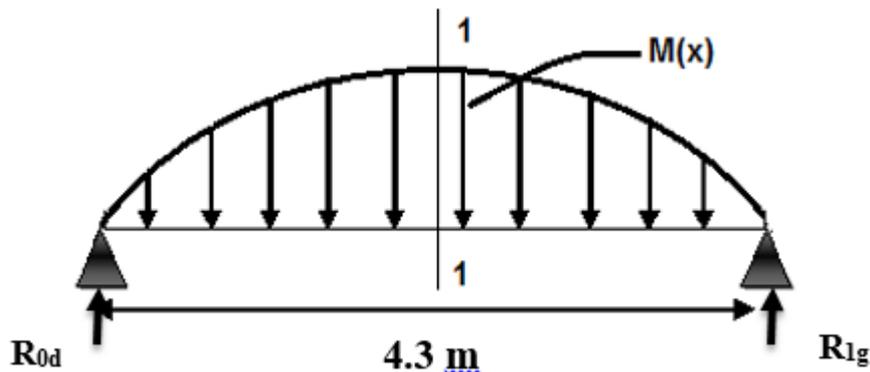
$$\text{Nœud 1 : } 4,3M_0 + 2(4,3 + 3,53)M_1 + 3,53M_2 + 6A_1 = 0$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$15,66M_1 + 6A_1 = 0$$

$$\text{Calcul de } A_1: \quad A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

Travée (0-1) :

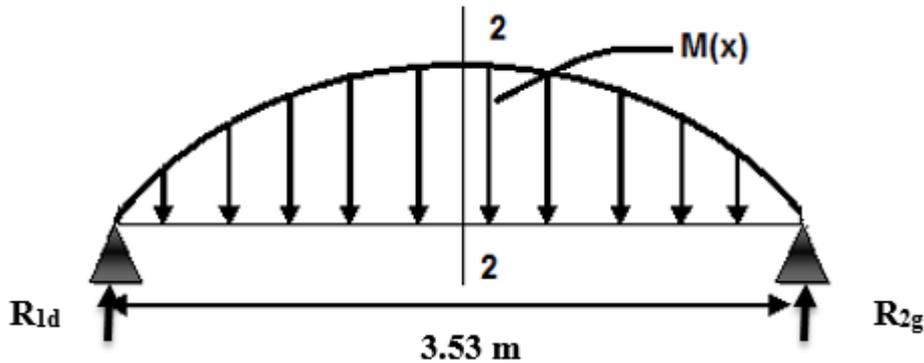


$$\Sigma M_{(0)} = 0 \Rightarrow R_{1g} \times 4,3 - \frac{4,3}{2} \times \left( \frac{2}{3} \times 4,3 \times \frac{q_s 4,3^2}{8} \right) = 0$$

$$4,3 R_{1g} = 64,68$$

$$R_{1g} = 15,07 \text{ KN}$$

$$R_{1g} = R_{0d} = 15,07 \text{ KN}$$

**Travée (1-2) :**

$$\Sigma M_{(2)} = 0 \Rightarrow R_{1d} \times 3,53 - \frac{3,53}{2} \times \left( \frac{2}{3} \times 3,53 \times \frac{q_s 3,53^2}{8} \right) = 0$$

$$3,53 R_{1d} = 29,43$$

$$R_{1d} = 8,34 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = R_{2g} = 8,34 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$A_1 = 8,33 + 15,07 \quad \text{Donc : } A_1 = 23,4$$

$$15,66 M_1 + 6 A_1 = 0$$

$$15,66 M_1 + 6(23,4) = 0$$

$$15,66 M_1 = -140,4 \quad M_1 = -8,96 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant :

**Travée (0-1) :**

$$\Sigma M_{(0)} = 0 \Rightarrow V_1 \times 4,3 - \frac{4,3}{2} \times q_s \times 4,3 + M_1 = 0$$

$$V_1 \times 4,3 - 42,06 - 8,96 = 0$$

$$4,3 V_1 = 51,02 \quad V_1 = 11,86 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{(1)} = 0 \Rightarrow V_0 \times 4,3 - \frac{4,3}{2} \times q_s \times 4,3 - M_1 = 0$$

$$4,3 V_0 - 42,06 + 8,96 = 0$$

$$4,3 V_0 = 33,10 \quad V_0 = 7,69 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 11,86 + 7,69 - (4,3 \times 4,55) = 0 \dots\dots\dots(c.v)$$

**Section (1-1) :  $0 \leq x \leq 4,3 \text{ m}$**

$$M(x) = V_0 \times x - q_s \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 7,69x - 4,55 \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4,3) = -8,98 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul du moment fléchissant Max :**

$$M'(x) = 7,69 - 4,55 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$7,69 = 4,55x \quad \rightarrow X = 1,69 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 6,5 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T(x) = q_s \times x - V_0$$

$$T(x) = 4,55 \times x - 7,69$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -7,69 \text{ KN} \\ T(4,3) = 11,87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Travée (1-2) :  $0 \leq x \leq 3,53 \text{ m}$**

$$\Sigma M_{(1)} = 0 \Rightarrow V_2 \times 3,53 - \frac{3,53}{2} \times q_s \times 3,53 - M_1 = 0$$

$$V_2 \times 3,53 - 28,34 + 8,96 = 0$$

$$3,53V_2 = 19,38 \quad \quad \quad V_2 = 5,49 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{(2)} = 0 \Rightarrow V_1 \times 3,53 - \frac{3,53}{2} \times q_s \times 3,53 + M_1 = 0$$

$$V_1 \times 3,53 - 28,34 - 8,96 = 0$$

$$3,53V_1 = 37,3 \quad \quad \quad V_1 = 10,56 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow 10,56 + 5,49 - (3,53 \times 4,55) = 0 \dots\dots\dots(c.v)$$

$$M(x) = V_1 \times x - q_s \frac{x^2}{2} + M_1$$

$$M(x) = 10,56 \times x - 4,55 \frac{x^2}{2} - 8,96$$

$$\begin{cases} M(0) = -8,96 \text{ KN.m} \\ M(3,53) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul du moment fléchissant Max**

$$M'(x) = 10,56 - 4,55 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$10,56 = 4,55x \rightarrow X = 2,32 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 3,3 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T(x) = q_s \times x - V_1$$

$$T(x) = 4,55 \times x - 10,56$$

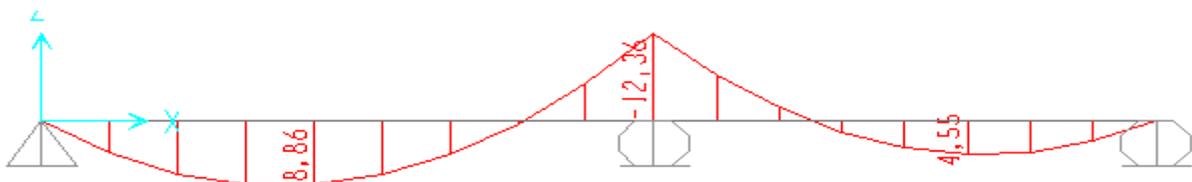
$$\begin{cases} T(0) = -10,56 \text{ KN} \\ T(3,53) = 5,50 \text{ KN} \end{cases}$$

**Vérification avec SAP 2000 :**

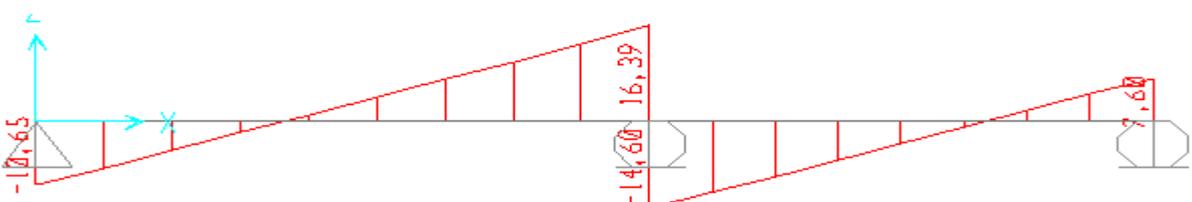
➤ **Type 2 (étage courant) :**

ELU :

✓ **Moment fléchissant :**

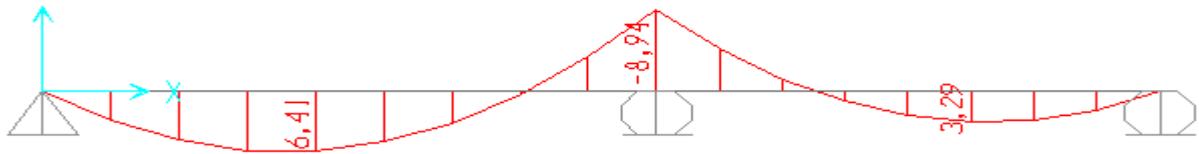


✓ **Effort tranchant :**

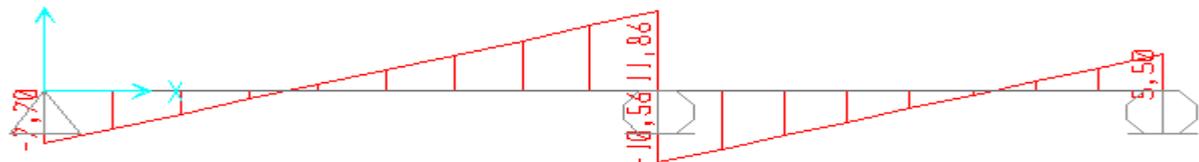


ELS :

✓ **Moment fléchissant :**



✓ **Effort tranchant :**



Les moments fléchissant et efforts tranchants obtenus par le calcul manuel (la méthode des trois moments) sont les mêmes valeurs que le SAP 2000.

Les autres types de poutrelle sont calculés par logiciel du SAP2000 :

➤ **RDC et Mezzanine :**

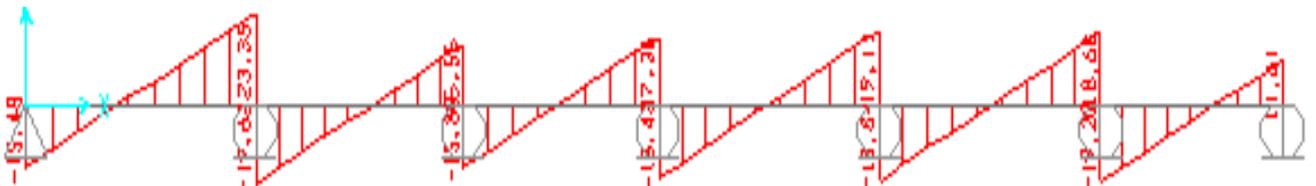
✓ **Type 1 :**

➤ **ELU :**

✓ **Moment fléchissant :**



✓ **Effort tranchant :**

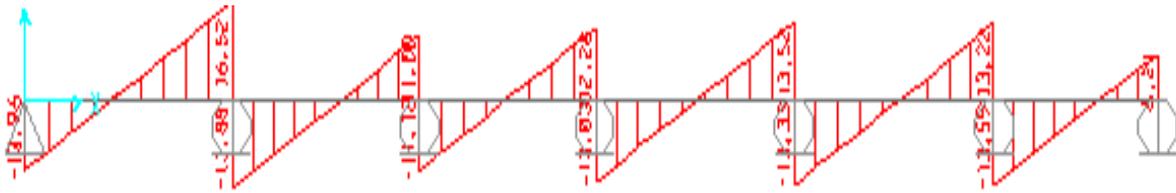


➤ **ELS :**

✓ **Moment fléchissant :**



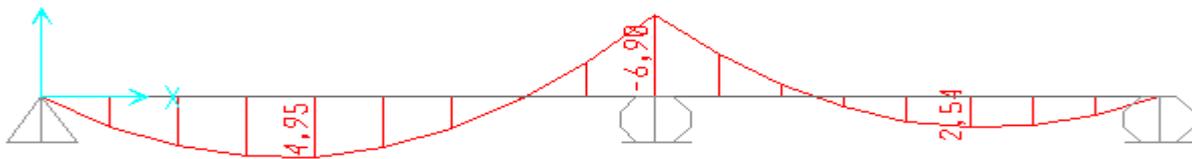
✓ Effort tranchant :



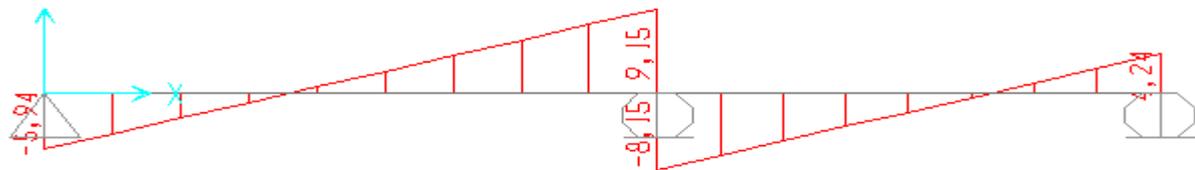
✓ Type 2 :

➤ ELU :

✓ Moment fléchissant :

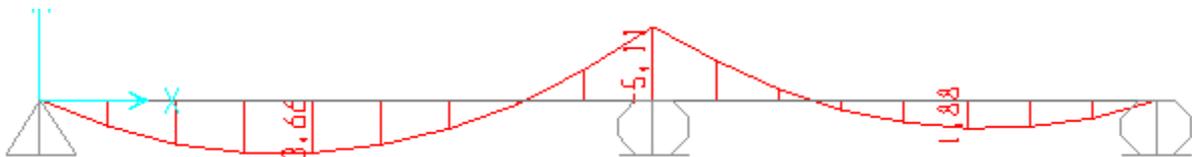


✓ Effort tranchant :

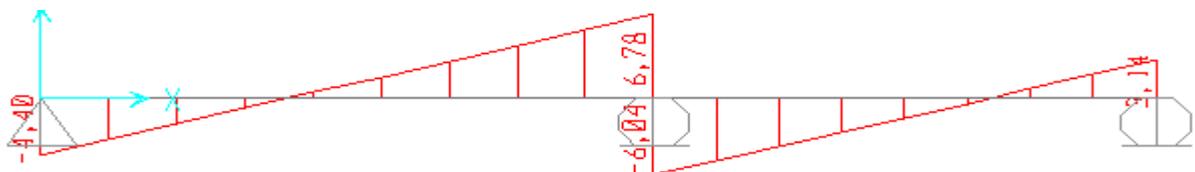


➤ ELS :

✓ Moment fléchissant :



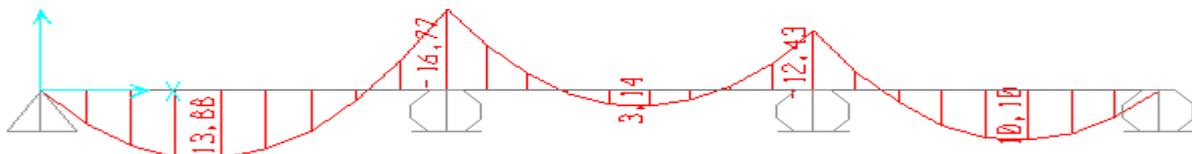
✓ Effort tranchant :



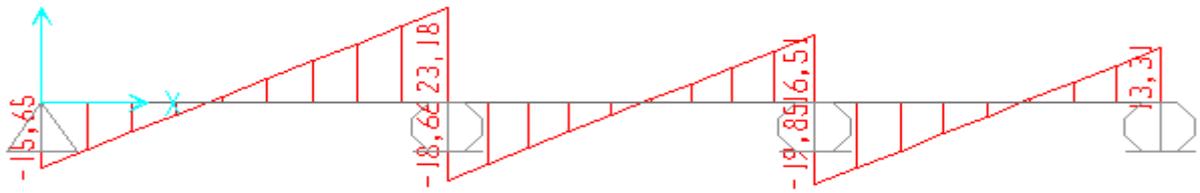
✓ Type 3 :

➤ ELU :

✓ Moment fléchissant :

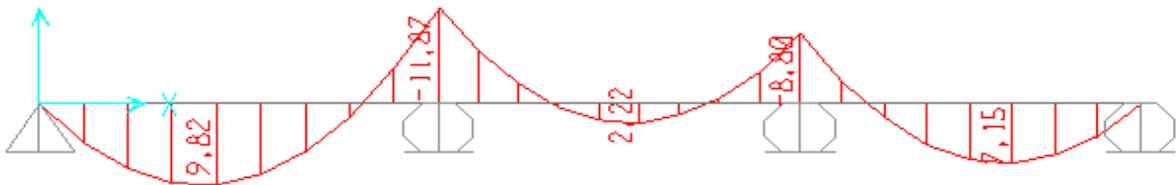


✓ Effort tranchant :

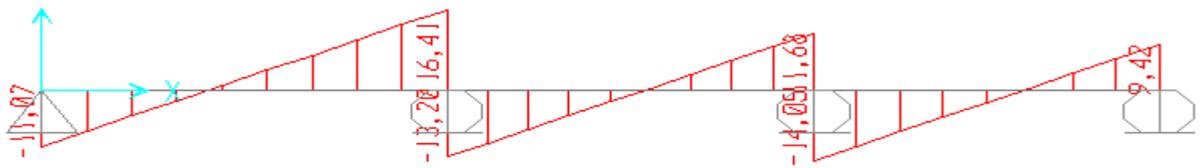


➤ ELS :

✓ Moment fléchissant :



✓ Effort tranchant :

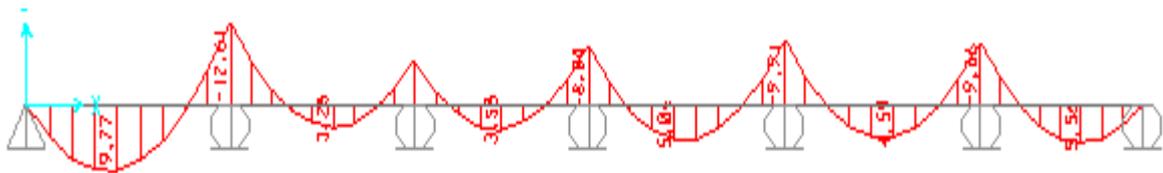


➤ Etages courants :

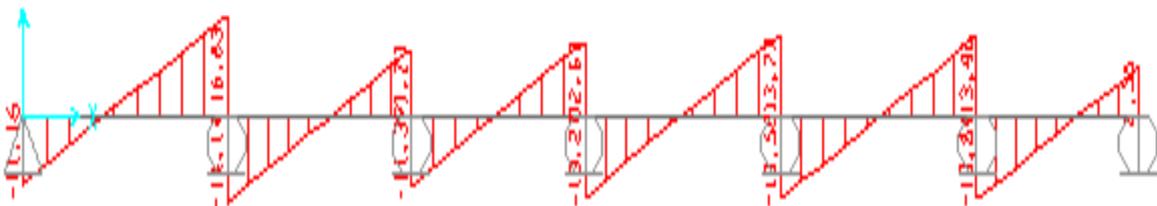
✓ Type 1 :

➤ ELU :

✓ Moment fléchissant :

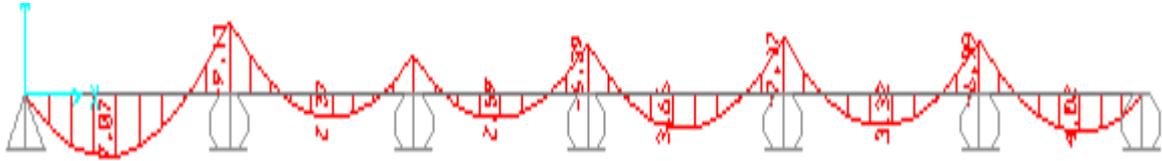


✓ Effort tranchant :

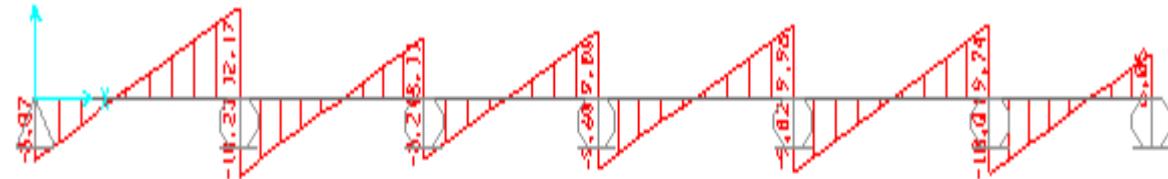


➤ **ELS :**

✓ **Moment fléchissant :**



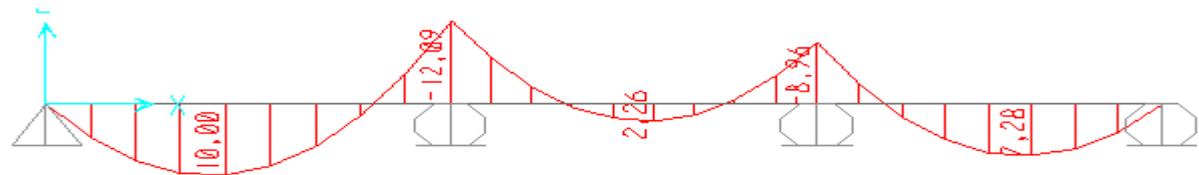
✓ **Effort tranchant :**



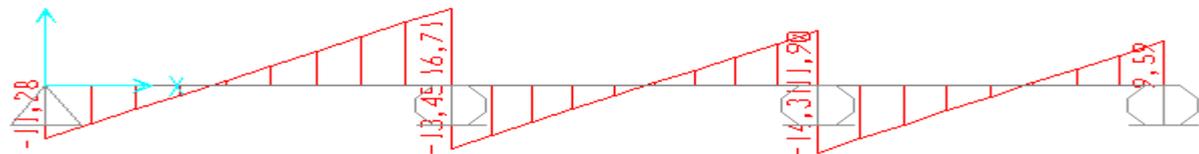
✓ **Type 3 :**

➤ **ELU :**

✓ **Moment fléchissant :**



✓ **Effort tranchant :**

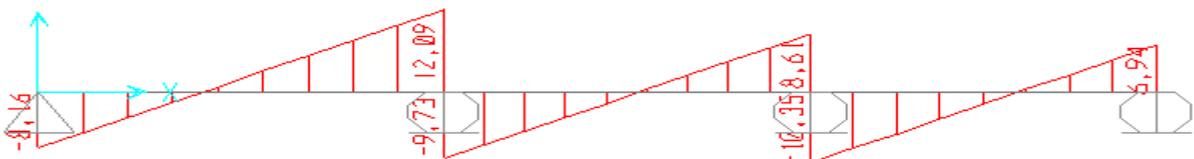


➤ **ELS :**

✓ **Moment fléchissant :**



✓ **Effort tranchant :**

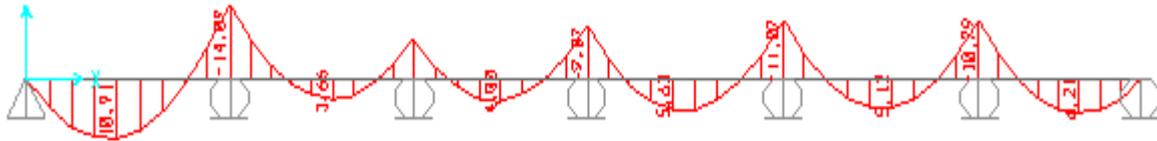


➤ Terrasse accessible :

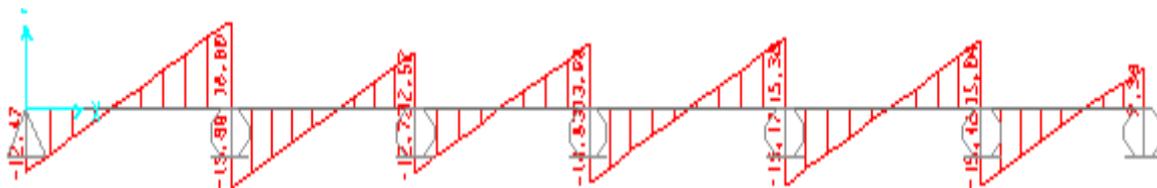
✓ Type 1 :

➤ ELU :

✓ Moment fléchissant :



✓ Effort tranchant :

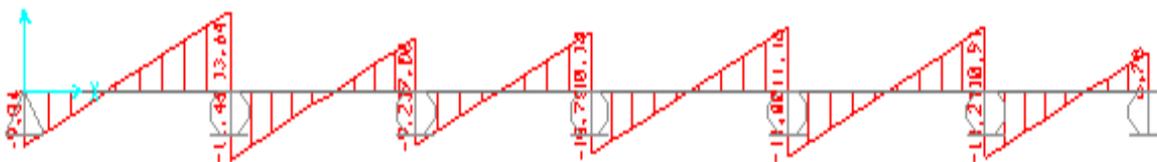


➤ ELS :

✓ Moment fléchissant :



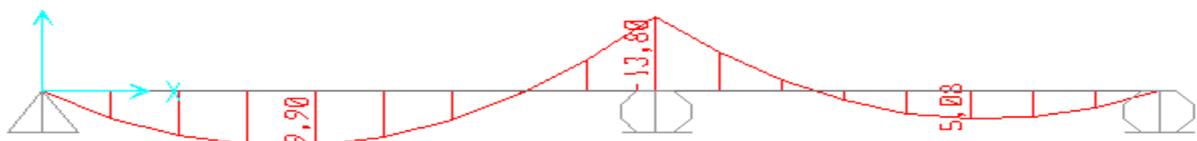
✓ Effort tranchant :



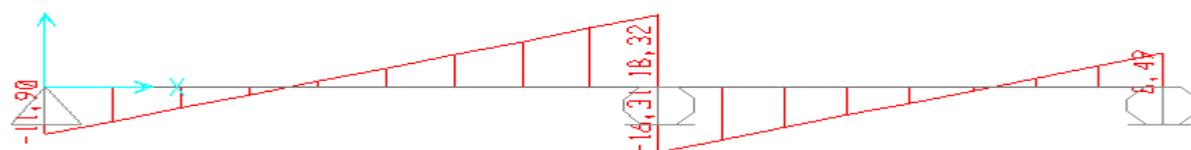
✓ Type 2 :

➤ ELU :

✓ Moment fléchissant :

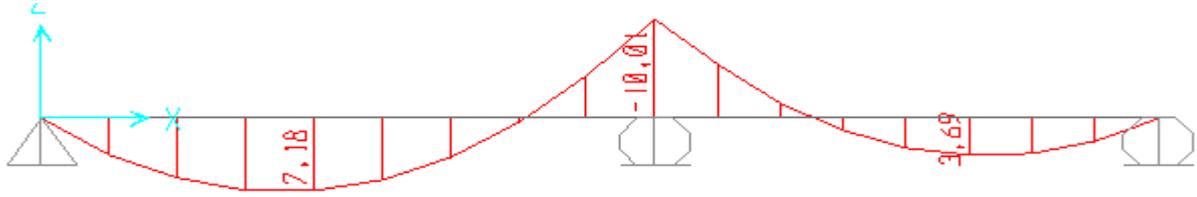


✓ Effort tranchant :

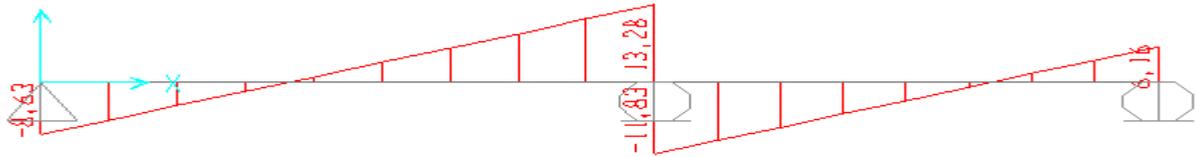


➤ **ELS :**

✓ **Moment fléchissant :**



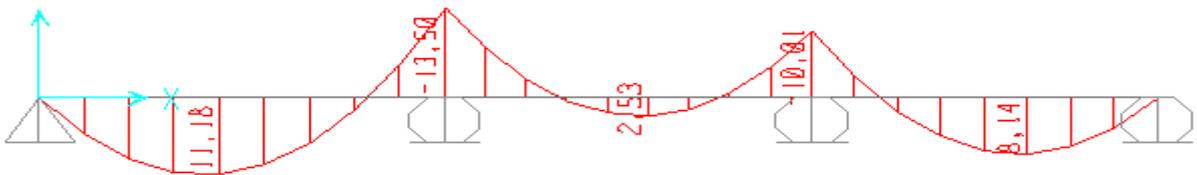
✓ **Effort tranchant :**



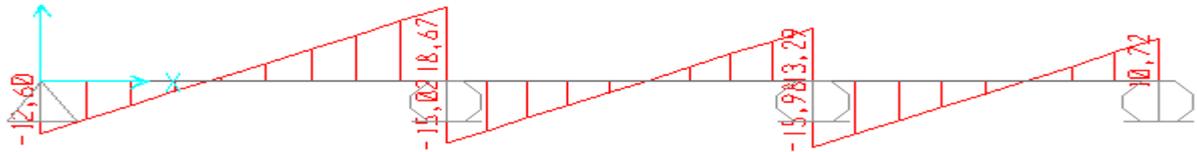
✓ **Type 3 :**

➤ **ELU :**

✓ **Moment fléchissant :**

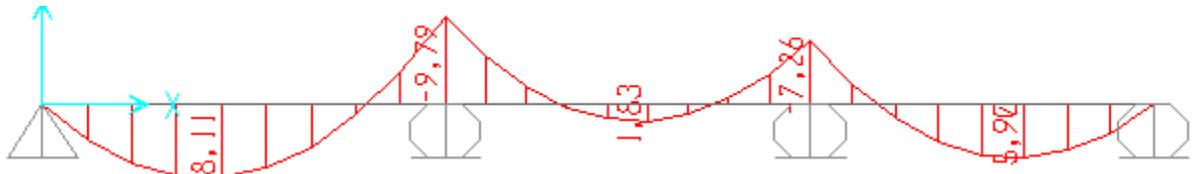


✓ **Effort tranchant :**

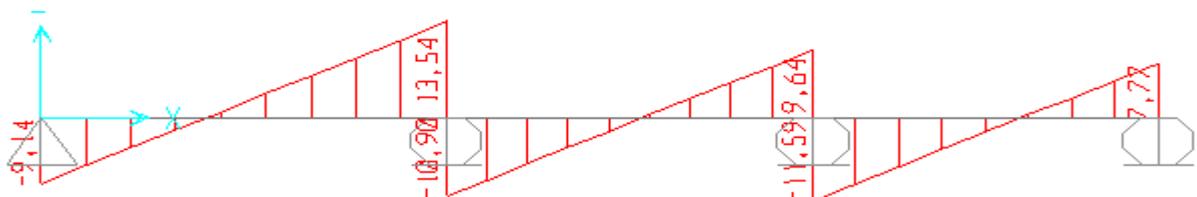


➤ **ELS :**

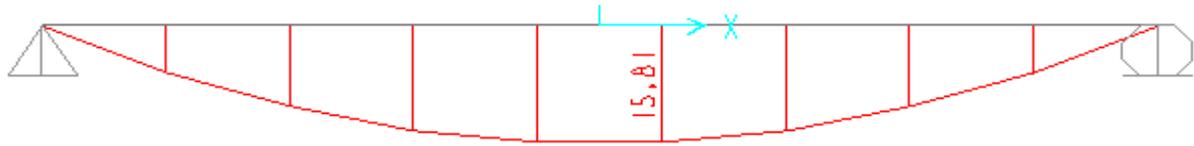
✓ **Moment fléchissant :**



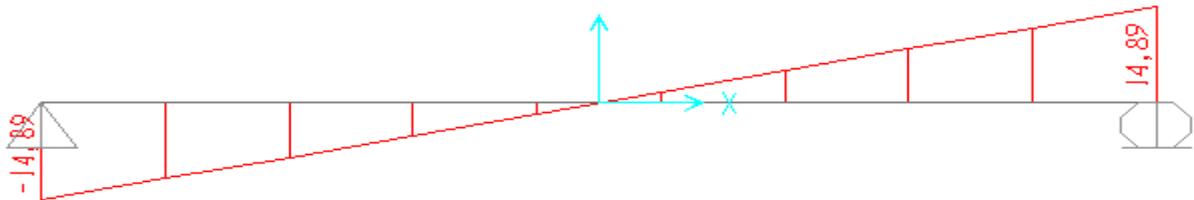
✓ **Effort tranchant :**



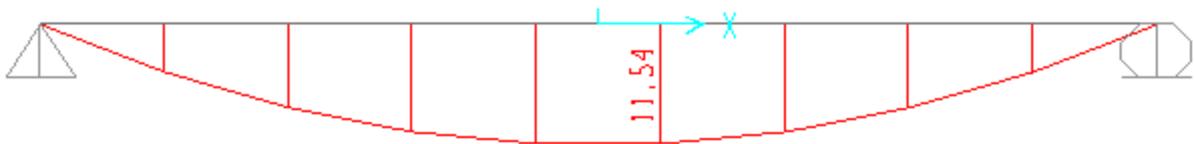
- Terrasse inaccessible :
- ELU :
  - ✓ Moment fléchissant :



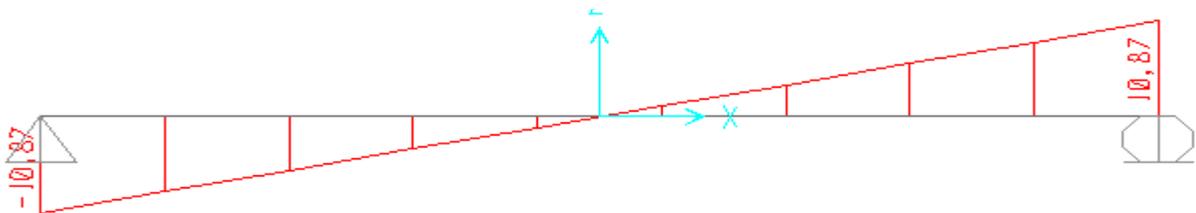
- ✓ Effort tranchant :



- ELS :
- ✓ Moment fléchissant :



- ✓ Effort tranchant :



Plancher	TYPE 1					
	ELU			ELS		
	MT max (kn.m)	MA max (kn.m)	T max (kn)	MT max (kn.m)	MA max (kn.m)	T max (kn)
<b>RDC + Mezzanine</b>	<b>13.55</b>	<b>17.50</b>	<b>19.62</b>	<b>9.59</b>	<b>12.39</b>	<b>13.88</b>
<b>Etage courant</b>	<b>9.77</b>	<b>12.61</b>	<b>16.83</b>	<b>7.07</b>	<b>9.13</b>	<b>12.17</b>
<b>Terrasse accessible</b>	<b>10.91</b>	<b>14.09</b>	<b>18.80</b>	<b>7.92</b>	<b>10.22</b>	<b>13.64</b>
	TYPE 2					
<b>RDC + Mezzanine</b>	<b>4.95</b>	<b>6.90</b>	<b>9.15</b>	<b>3.66</b>	<b>5.11</b>	<b>6.78</b>
<b>Etage courant</b>	<b>8.86</b>	<b>12.36</b>	<b>16.39</b>	<b>6.41</b>	<b>8.94</b>	<b>11.86</b>
<b>Terrasse accessible</b>	<b>9.90</b>	<b>13.80</b>	<b>18.32</b>	<b>7.18</b>	<b>10.01</b>	<b>13.28</b>
	TYPE 3					
<b>RDC + Mezzanine</b>	<b>13.88</b>	<b>16.77</b>	<b>23.18</b>	<b>9.82</b>	<b>11.87</b>	<b>16.41</b>
<b>Etage courant</b>	<b>10.00</b>	<b>12.09</b>	<b>16.71</b>	<b>7.24</b>	<b>8.74</b>	<b>12.09</b>
<b>Terrasse accessible</b>	<b>11.18</b>	<b>13.50</b>	<b>18.67</b>	<b>8.11</b>	<b>9.79</b>	<b>13.54</b>
	TYPE 4					
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>15.81</b>	<b>0</b>	<b>14.89</b>	<b>11.54</b>	<b>0</b>	<b>10.87</b>

Tableau III-2: récapitulatif de  $M_{max}$  et  $T_{max}$

### III.2.4 Ferrailages des poutrelles :

Le cas étudié est le cas le plus défavorable de l'étage courant (type 2)

#### III.2.4.1 Ferrailage longitudinal :

- $b = 0,65 \text{ m}$        $h_0 = 0,05 \text{ m}$        $d' = 0,021 \text{ m}$        $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- $b_0 = 0,12 \text{ m}$        $d = 0,189 \text{ m}$        $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$        $f_e = 400 \text{ Mpa}$

➤ **En Travée :**

**ELU :**

$$M_u = 8.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot 10^6 (0,189 - 0,05/2)$$

$$M_t = 0.0754 \text{ MN.m}$$

$$M_t \geq M_u$$

L'axe neutre est à l'intérieur de la table, donc le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 8,97 \cdot 10^{-3} / (0,65 \cdot 0,189^2 \cdot 14,17)$$

$$\mu_u = 0,027 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_R \geq \mu_u \text{ (section simple armature : Asc = 0)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.034$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.189(1 - 0.4 \cdot 0.034) = 0,186 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z \cdot \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 8.97 \cdot 10^{-3} / (0.186 \cdot 347.83) = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.5\%(b \cdot h_0 + b_0(h - h_0))$$

$$A_{\max} = 4\%(b \cdot h_0 + b_0(h - h_0))$$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot 0.0517 = 2.585 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot 0.0517 = 20.68 \text{ cm}^2$$

On dimension avec  $A_{\min}$

$A_{st}$  choisit égale à 3T12 (3.39 cm<sup>2</sup>)

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{65 \times 21}{1000} ; 0.23 \times 65 \times 18.9 \times \frac{2.1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1.365 ; 1.483) \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.483 \text{ cm}^2$  .....(c.v)

### ELS :

On vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_S}$$

$$\gamma = \frac{8.97}{6.5} = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

Donc

$\alpha = 0.34 \leq 0.44$ ..... (c.v)

$A_{sc} = 0$  (section simple armature)

$$X = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = \frac{15(3.39 \cdot 10^{-4})}{0.65} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0.65 \cdot 0.189 \cdot 3.39 \cdot 10^{-4}}{15(3.39 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0471 \text{ m}$$

$x = 0.0471 \leq h_0 = 0.05$

L'axe neutre est dans la nervure

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc}(x-d')^2 + n \cdot A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{0.65 \cdot 0.0471^3}{3} + 15 \cdot 3.39 \cdot 10^{-4} (0.189 - 0.0471)^2$$

$I = 1.2503 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{6.5 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0471}{1.2503 \cdot 10^{-4}} = 2.448 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I} = \frac{15 \cdot 6.5 \cdot 10^{-3} \cdot (0.0471 - 0.021)}{1.2503 \cdot 10^{-4}} = 20.353 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 6.5 \cdot 10^{-3} \cdot (0.189 - 0.0471)}{1.2503 \cdot 10^{-4}} = 110.655 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = 1.6 \text{ (haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.6 = 0.06 \cdot 25 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Verification des contraintes:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = 2.448 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{st} = 110.655 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{sc} = 20.353 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

➤ **En appui :**

**ELU :**

$$M_u = 12.39 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \cdot 0.05 \cdot 14.17 \cdot 10^6 \cdot (0.189 - 0.05/2)$$

$$M_t = 0.0754 \text{ MN.m}$$

$$M_t \geq M_u$$

L'axe neutre est à l'intérieur de la table, donc le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire ( $b \cdot h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 12.39 \cdot 10^{-3} / (0.65 \cdot 0.189^2 \cdot 14.17)$$

$$\mu_u = 0,0376 \text{ et } \mu_R = 0.392$$

$$\mu_R \geq \mu_u \text{ (section Simple armature : Asc = 0)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0479$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.189(1 - 0.4 * 0.0479) = 0.1853 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z * \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 12.39 * 10^{-3} / (0.1853 * 347.83) = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% (b * h_o + b_o (h - h_o))$$

$$A_{max} = 4\% (b * h_o + b_o (h - h_o))$$

$$A_{min} = 0,5\% * 0.0517 = 2.585 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% * 0.0517 = 20.68 \text{ cm}^2$$

On dimension avec  $A_{min}$

**$A_{st}$  choisit égale à 1T12+1T14=2.67 cm<sup>2</sup>**

**ELS :**

On vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_S}$$

$$\gamma = \frac{12.39}{8.98} = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

Donc

$$\alpha = 0.047 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

$A_{sc} = 0$  (section simple armature)

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 * b * d * A_{st} + d' * A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(2.67 * 10^{-4})}{0.65} \left( \sqrt{1 + \frac{2 * 0.65 * 0.189 * 2.67 * 10^{-4}}{15(2.67 * 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0425 \text{ m}$$

$$x = 0.0425 \leq h_o = 0.05$$

L'axe neutre est dans la nervure

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc}(x-d')^2 + n \cdot A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{0.65 \cdot 0.0425^3}{3} + 15 \cdot 2.67 \cdot 10^{-4} (0.189 - 0.0425)^2$$

$$I = 1.0258 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S x}{I} = \frac{8.98 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0425}{1.0258 \cdot 10^{-4}} = 3.72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_S \cdot (x-d')}{I} = \frac{15 \cdot 8.98 \cdot 10^{-3} \cdot (0.0425 - 0.021)}{1.0258 \cdot 10^{-4}} = 28.232 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_S \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 8.98 \cdot 10^{-3} \cdot (0.189 - 0.0425)}{1.0258 \cdot 10^{-4}} = 192.372 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = 1.6 \text{ (acier haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.6 = 0.06 \cdot 25 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Vérification des contraintes:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = 3.72 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{st} = 192.372 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$\bar{\sigma}_{sc} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{sc} = 28.232 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{16.38 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189}$$

$$\tau_u = 0.722 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0.722 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

- **Vérification au glissement :**

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \text{ (BAEL 91 page 83)}$$

Avec :

$$M_u = 12.39 \text{ KN.m ;}$$

$$V_u = 16.38 \text{ KN}$$

$$16.83 \cdot 10^{-3} - \frac{12.39 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.189} = -0.0564$$

$$-0.0564 \leq 0 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

- **Vérification de la flèche :**

Selon les règles du BAEL91 :  $f \leq f_{adm}$

$$f_{admissible} = \frac{L}{500} = \frac{L}{500} = \frac{445}{500} = 0,89 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \cdot \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot 0,21^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4} \cdot \left( \frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 5,375 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\varphi \cdot \left( 2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)} \text{ Avec } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,189} \Rightarrow$$

$$\varphi = 0.0149$$

$$\lambda_i = 2.759$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_{St} + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0,839$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{fi} = 1,783 \cdot 10^{-4} \cdot \text{m}^4$$

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{6,5 \cdot 10^{-3}}{32164.195 \cdot 1,783 \cdot 10^{-4}}$$

$$\frac{1}{\gamma} = 1.133 * 10^{-3}$$

$$f = 1.133 * 10^{-3} * \frac{4.45^2}{10}$$

$$f = 2.244 * 10^{-3} \text{ m}$$

$$0.002244 \leq 0.0089 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

### III.2.4.2 Ferrailage transversal :

$$\phi t \leq \text{Min} (\phi_1 ; h/35 ; b_0/10) = \text{min} (1,2 ; 21/35 ; 12/10)$$

$$\phi t \leq \text{Min} (1.2 ; 0.6 ; 1.2)$$

$$\phi t \leq 0,6 \text{ cm} \quad \text{On prend} \quad \phi t = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \times \frac{\pi \times \phi t^2}{4}$$

$$A_t = 2 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4}$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 99 :

✓ **Zone Nodale :**

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\phi_1 ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (21/4 ; 12 \times 1.2 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \text{min} (5.25 ; 14.4 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 5.25\text{cm} \quad \text{On prend} \quad St = 5 \text{ cm (min RPA)}$$

✓ **Zone courante :**

$$St' \leq h/2 = 21/2$$

$$St' \leq 10.5\text{cm} \quad \text{On prend} \quad St' = 10 \text{ cm}$$

- **L'encrage des barres :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_s}$$

Avec :  $T_s = 0.6(\psi)^2 f_{tj}$  ( $\psi = 1.5$  acier HA)

$$T_s = 0.6(1.5)^2 \cdot 2.1 = \mathbf{2,835 \text{ MPa}}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

**On prend  $L_s = 45 \text{ cm}$**

On adopte un crochet à  $\theta = 90^\circ$

$$\alpha = 1.87$$

$$\beta = 2.19$$

$$R = 5.5\phi \text{ (acier HA)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec  $L_1 = 10\phi = 10 \times 1.2 = 12 \text{ mm} \dots \dots \dots$  (Règle CBA)

$$L_2 = 450 - 1.87 \times (10 \times 12) - 2.19 \times (5.5 \times 12)$$

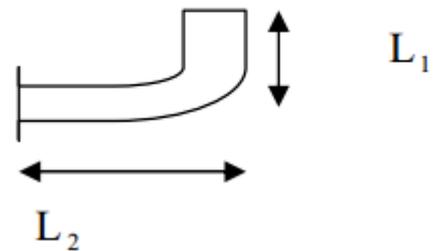
$$\mathbf{L_2 = 81.06 \text{ mm}}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L = 81.06 + 5.5 \times 12 + \frac{12}{2}$$

$$\mathbf{L = 153.06 \text{ mm}}$$

**On prend  $L = 16 \text{ cm}$**



## III.2.5 Tableau de ferrailages :

Plancher	Type de poutrelles	Ast calculé (cm <sup>2</sup> )		Ast choisi (cm <sup>2</sup> )		Armatures Transversales	Espacement (Cm)	
		Appui	Travée	Appui	Travée		Zone Nodale	Zone Courante
Sous-sol	Type 1	2.738	2.083	1T12+1T14	3T12	Ø6	5	10
	Type 2	1.061	0.759	1T12+1T14	3T12		5	10
	Type 3	2.620	2.158	1T12+1T14	3T12		5	10
RDC+ Mezzanine	Type 1	2.738	2.083	1T12+1T14	3T12	Ø6	5	10
	Type 2	1.061	0.759	1T12+1T14	3T12		5	10
	Type 3	2.620	2.158	1T12+1T14	3T12		5	10
Etages courants	Type 1	1.967	1.509	1T12+1T14	3T12	Ø6	5	10
	Type 2	1.928	1.383	1T12+1T14	3T12		5	10
	Type 3	1.874	1.545	1T12+1T14	3T12		5	10
Terrasse accessible	Type 1	2.193	1.688	1T12+1T14	3T12	Ø6	5	10
	Type 2	2.145	1.529	1T12+1T14	3T12		5	10
	Type 3	2.097	1.730	1T12+1T14	3T12		5	10
Terrasse inaccessible	Type 4	0.000	2.465	1T12+1T14	3T12	Ø6	5	10

Tableau III-3: ferrailages des poutrelles

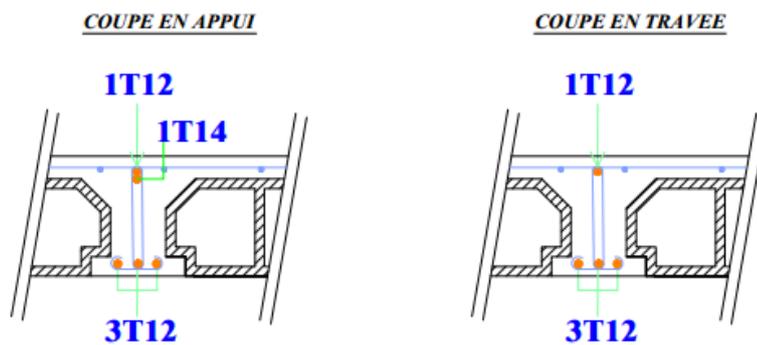
*Plancher 16+5*

Figure III-2: schéma de ferrailage de poutrelle

### III.3 Escalier :

L'escalier est un ouvrage de circulation verticale comprenant une suite de degrés (marche ou paliers) destiné à relier deux plans horizontaux placés à différentes hauteurs.

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

Le figure dessous représenté les composantes des escaliers :

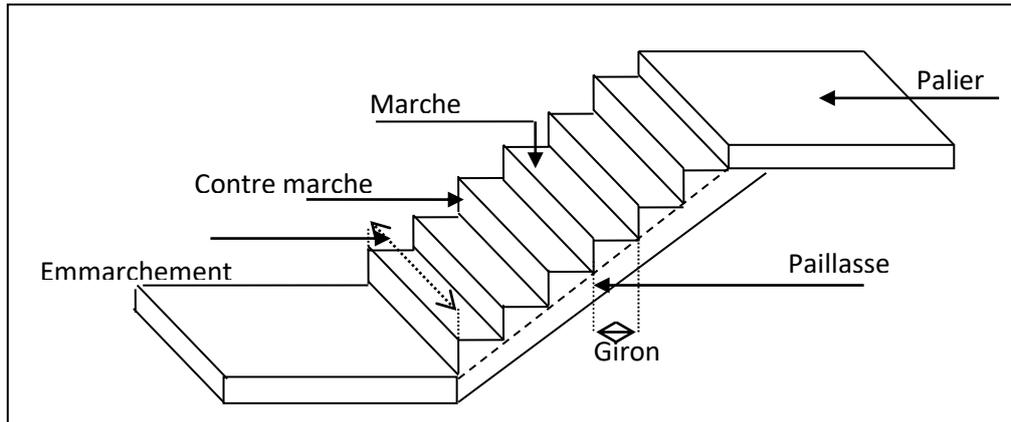


Figure III-3: composantes des escaliers

#### III.3.1 Pré dimensionnement des escaliers :

On utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

**h** : hauteur de la marche (contre marche).

**g** : largeur de la marche.

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L / (n-1).$$

**H** : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

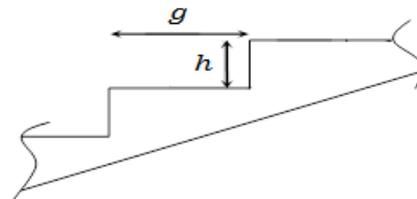
**n** : nombre de contre marches.

**L** : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

On trouve : **h=17 cm**

$$59 \leq 2(17) + g \leq 66 \text{ cm} \Leftrightarrow 26 \leq g \leq 30$$

on prend **g=30 cm**



- Nombre de marche et contre marche :

$$n = \frac{he}{h} = \frac{323}{17} = 19 \text{ contre de marche}$$

Donc le nombre de marche  $n' = n - 1 = 18$  marche

$$\alpha = \arctan(17/30)$$

$$\alpha = 29.538^\circ$$

### III.3.2 Décente de charge des escaliers :

#### III.3.2.1 Palier :

Désignation	Epaisseur(m)	Densité ( kn/m <sup>3</sup> )	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Poids propre de palier	0.15	25	3.75
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G=5.31 Q=2.5

Tableau III-4: descende de charge pour palier

#### III.3.2.2 Paillasse :

Désignation	Epaisseur(m)	Densité ( kn/m <sup>3</sup> )	Poids (kn/m <sup>2</sup> )
Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Carrelage vertical	0.02	22*0.17/0.30	0.25
Mortier de pose vertical	0.02	20*0.17/0.30	0.23
Poids propre de paillasse / cos $\alpha$	0.15	25	4.31
Garde de corps			0.1
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Poids propre de marche	17/2	25	2.125
			G=8.575 Q=2.5

Tableau III-5: descende de charge pour paillasse

### III.3.3 Type des escaliers :

Notre bâtiment à usage multiple (commerce et habitation) donc elle a plusieurs types des escaliers.

On a trois types des escaliers :

- Type 1 : (RDC)

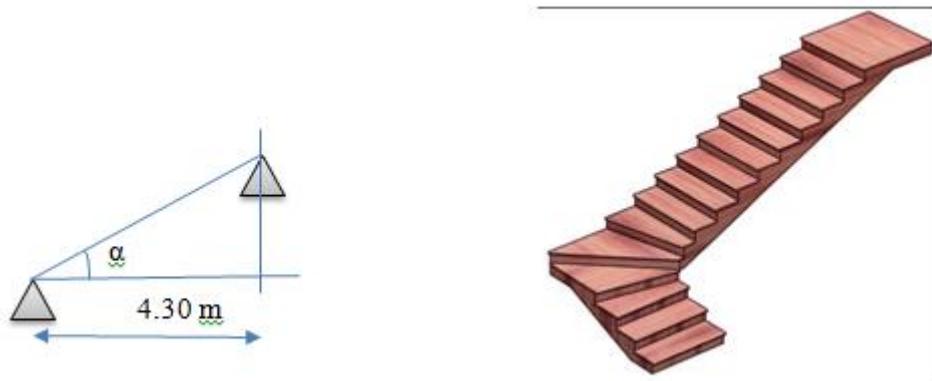


Figure III-4: Escalier type 1

Epaisseur de la paillasse et palier :

$L = 4.3 \text{ m}$

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{25}$$

$$14.33 \leq ep \leq 17.2$$

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

- Type 2 : (RDC)

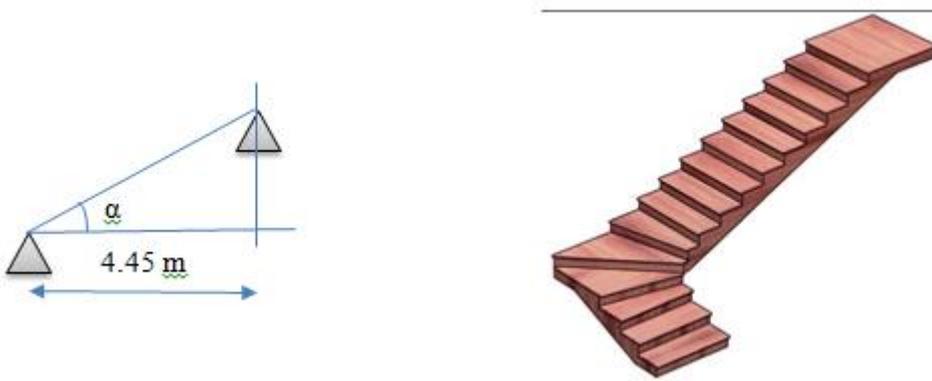


Figure III-5: Escalier type 2

Epaisseur de la paillasse et palier :

$L = 4.45 \text{ m}$

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{25}$$

$$14.83 \leq ep \leq 17.8$$

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

- Type 3 : (Etages courants)

Vole (1 ; 3) :

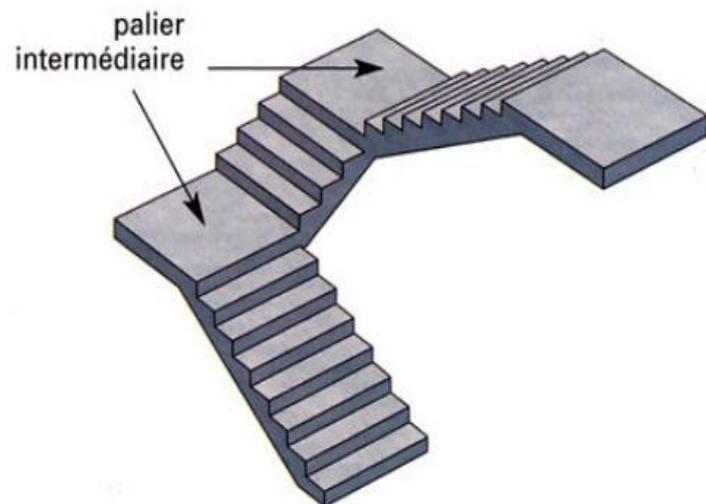
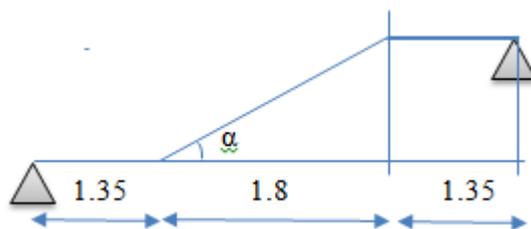


Figure III-6: Escalier type 3

Epaisseur de la paillasse et palier :

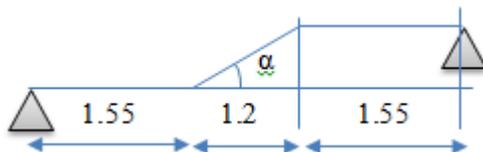
$L = 4.5 \text{ m}$

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{25}$$

$$15 \leq ep \leq 18$$

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

Vole2 :



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

### III.3.4 Détermination des moments et des réactions :

On va étudier le type 3 :

**Palier :**  $G = 5.31 \text{ kn/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5.31 + 1,5 \times 2,50 = 10.918 \text{ KN/m}$

$q_s = G + Q = 5.31 + 2,50 = 7.81 \text{ KN/m}$

**Paillasse :**  $G = 8.575 \text{ kn/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 8.575 + 1,5 \times 2,50 = 15.326 \text{ KN/m}$

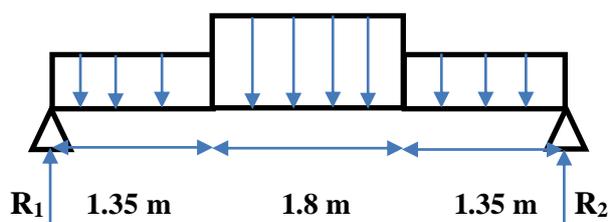
$q_s = G + Q = 8.575 + 2,50 = 11.075 \text{ KN/m}$

Combinaisons d'action	Palier (kn/m <sup>2</sup> )	Paillasse (kn/m <sup>2</sup> )
ELU	10.918	15.326
ELS	7.81	11.075

Tableau III-6: combinaisons d'action

❖ ELU :

$q_u = 10.918 \text{ kn/m}^2$     $q_u = 15.326 \text{ kn/m}^2$     $q_u = 10.918 \text{ kn/m}^2$



$$\sum M/1 = 0$$

$$R_2(1.35 + 1.8 + 1.35) - 10.918(1.35) \left(\frac{1.35}{2}\right) - 15.326 * 1.8 \left(\frac{1.8}{2} + 1.35\right) + (1.35 + 1.8 + \frac{1.35}{2}) * 10.918 * 1.35 = 0$$

$$4.5R_2 = 9.949 + 62.070 + 65.377$$

$$4.5R_2 = 128.396$$

$$R_2 = 28.53 \text{ KN}$$

$$\sum M/2 = 0$$

$$R_1(1.35+1.8+1.35)-10.918(1.35)\left(\frac{1.35}{2}\right) - 15.326*1.8\left(\frac{1.8}{2} + 1.35\right) + (1.35+1.8+\frac{1.35}{2})*10.918*1.35 = 0$$

$$4.5R_1 = 9.949+62.070+65.377$$

$$4.5R_1 = 128.396$$

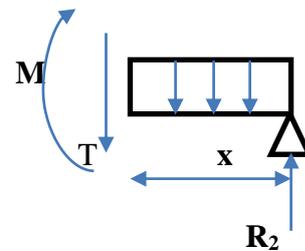
$$R_1 = 28.53 \text{ KN}$$

• **Vérification :**

$$\sum F/y = 0$$

$$R_1 + R_2 - 1.35*10.918 - 1.8*15.326 - 1.35*10.918 = 0 \dots\dots\dots(c.v)$$

**Section:  $0 \leq x \leq 1.35\text{m}$**



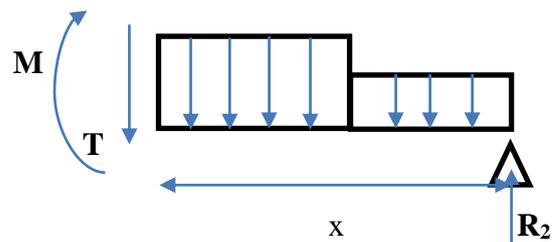
$$M(x) = R_2 \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} = 28.53 x - 10.918 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.35) = 28.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - qx$$

$$\begin{cases} T(0) = 28.53 \text{ KN} \\ T(1.35) = 13.79 \text{ KN} \end{cases}$$

**Section:  $1.35 \leq x \leq 3.15\text{m}$**



$$M(x) = R_2 \cdot x - q \cdot \frac{(x-1.35)^2}{2} * q_u (x-1.35) + ((x-1.35) + \frac{1.35}{2}) q_u * 1.35$$

$$M(x) = 28.53 \cdot x - q \cdot \frac{(x-1.35)^2}{2} * 15.326 * (x-1.35) + ((x-1.35) + \frac{1.35}{2}) 10.918 * 1.35$$

$$M(x) = 28.53 \cdot x - q \cdot \frac{(x-1.35)^2}{2} * 15.326 * (x-1.35) - ((x-0.675) * 10.918 * 1.35)$$

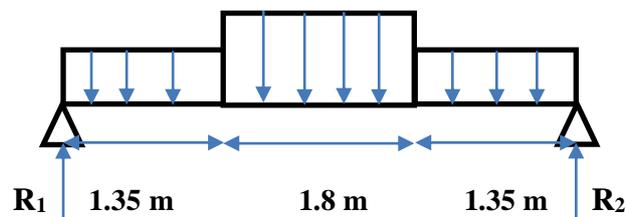
$$\left\{ \begin{array}{l} M(1.35) = 28.56 \text{ KN.m} \\ M(3.15) = 28.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$R_2 - qx = 0 \rightarrow x = 1.67 \text{ m}$$

Donc :  $M_{\max} = 34.70 \text{ KN.m}$

❖ ELS :

$$q_s = 7.81 \text{ kn/m}^2 \quad q_s = 11.075 \text{ kn/m}^2 \quad q_s = 7.81 \text{ kn/m}^2$$



$$\sum M/1 = 0$$

$$R_2(1.35+1.8+1.35) - 7.81(1.35) \left(\frac{1.35}{2}\right) - 11.075 \cdot 1.8 \left(\frac{1.8}{2} + 1.35\right) + (1.35+1.8+\frac{1.35}{2}) * 7.81 * 1.35 = 0$$

$$4.5R_2 = 7.116 + 64.853 + 40.322$$

$$4.5R_2 = 92.299$$

$$R_2 = 20.51 \text{ KN}$$

$$\sum M/2 = 0$$

$$R_1(1.35+1.8+1.35) - 7.81(1.35) \left(\frac{1.35}{2}\right) - 11.075 \cdot 1.8 \left(\frac{1.8}{2} + 1.35\right) + (1.35+1.8+\frac{1.35}{2}) * 7.81 * 1.35 = 0$$

$$4.5R_1 = 7.116 + 64.853 + 40.322$$

$$4.5R_1 = 92.299$$

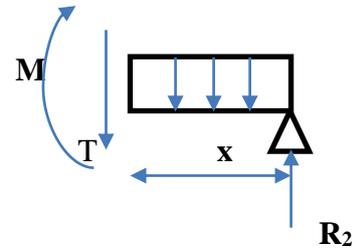
$$R_1 = 20.51 \text{ KN}$$

➤ **Vérification :**

$$\sum F/y = 0$$

$$R_1 + R_2 - 1.35 \cdot 7.81 - 1.8 \cdot 11.075 - 1.35 \cdot 7.81 = 0 \dots\dots\dots(c.v)$$

**Section: 0 ≤ x ≤ 1.35m**



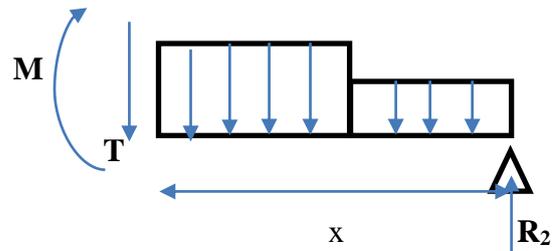
$$M(x) = R_2 \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} = 20.51 x - 7.81 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.35) = 20.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_2 - qx$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 20.51 \text{ KN} \\ T(1.35) = 9.96 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Section: 1.35 ≤ x ≤ 3.15m**



$$M(x) = R_2 \cdot x - \frac{(x-1.35)}{2} \cdot q_u \cdot (x-1.35) + ((x-1.35) + \frac{1.35}{2}) q_u \cdot 1.35$$

$$M(x) = 28.53 \cdot x - \frac{(x-1.35)}{2} \cdot 11.075 \cdot (x-1.35) - ((x-1.35) + \frac{1.35}{2}) \cdot 7.81 \cdot 1.35$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(1.35) = 20.57 \text{ KN.m} \\ M(3.15) = 20.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$R_2 - qx = 0 \rightarrow x = 1.67 \text{ m}$$

Donc : **M<sub>max</sub> = 24.99 KN.m**

La résolution du reste du système se fera par le logiciel SAP2000, Les diagrammes des moments et efforts tranchants en ELU et en ELS sont donnés par les figures ci-dessous:

**ELU :**

**Moment fléchissant :**



**Effort tranchant :**



**ELS :**

**Moment fléchissant :**



**Effort tranchant :**



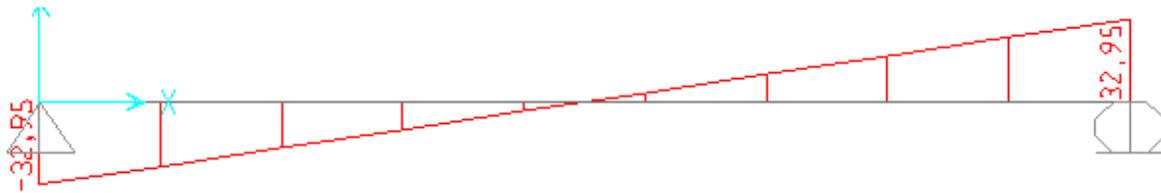
**ELU :**

- **Type 1 :**

**Moment fléchissant :**



**Effort tranchant :**



**ELS :**

**Moment fléchissant :**



**Effort tranchant :**



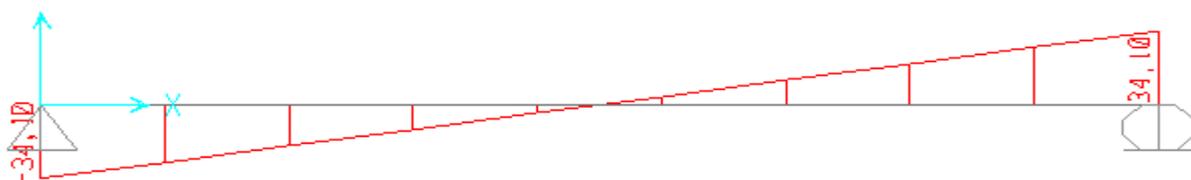
**ELU :**

- Type 2 :

**Moment fléchissant :**



**Effort tranchant :**



**ELS :**

**Moment fléchissant :**



**Effort tranchant**



**ELU :**

- Type 3 :
  - ✓ Vole 2 :

**Moment fléchissant :**



**Effort tranchant :**

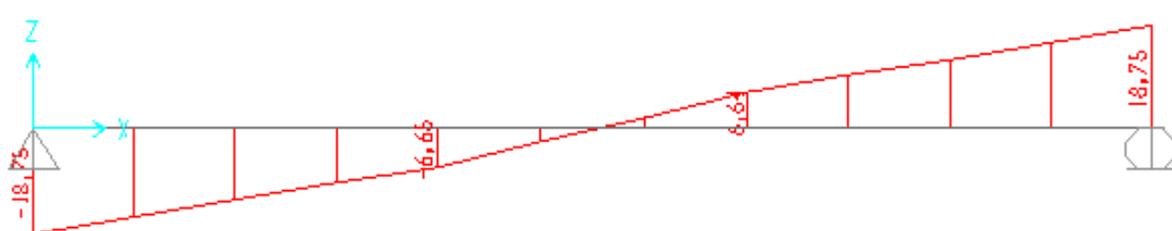


**ELS :**

**Moment fléchissant :**



**Effort tranchant**



**Figure III-7 : Diagrammes des Moments fléchissant (M) et efforts tranchant (T) en ELU et ELS**

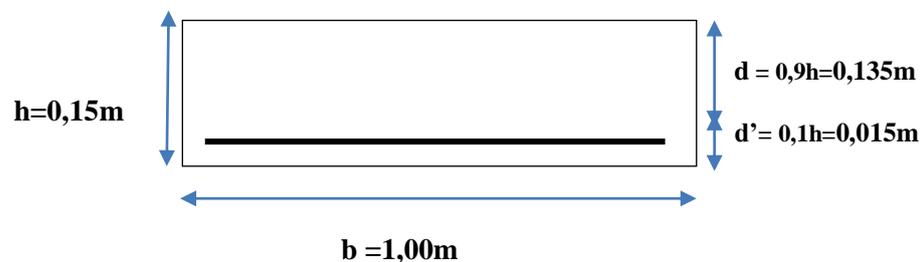
- Les efforts internes des escaliers :

Type	ELU		ELS	
	$M_{\max}$	$T_{\max}$	$M_{\max}$	$T_{\max}$
1	34.99	32.95	25.28	23.81
2	37.47	34.10	27.08	24.64
3	34.78	28.53	25.06	20.51
	29.82	26.12	21.45	18.75

Tableau III-7 : les efforts internes des 3 types des escaliers

### III.3.5 Calcul du ferrailage : (type 3 vole 1)

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée.



➤ En Travée :

✓ ELU :

$$M_u = 34.7 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 34.7 * 0.85$$

$$M_t = 29.495 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}} = 29.495 * 10^{-3} / (1 * 0,135^2 * 14,17)$$

$$\mu_u = 0,1142 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_R \geq \mu_u \text{ (section simple armature : Asc = 0)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.1519$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 * 0.1519) = 0,1267 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z * \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 29.495 * 10^{-3} / (0.1267 * 347.83) = 6.69 \text{ cm}^2$$

$A_{st}$  choisir = 7T12 (7.92 cm<sup>2</sup>)

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v.})$$

- Armature de répartition :

$$A_{st}/4 = 7.92/4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10 (3.14 cm<sup>2</sup>)

✓ ELS :

$A_{sc} = 0$  (section simple armature)

$$X = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = \frac{15(7.92 \cdot 10^{-4})}{1} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 0.135 \cdot 7.92 \cdot 10^{-4}}{15(7.92 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0459 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc}(x-d')^2 + n \cdot A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \cdot 0.0459^3}{3} + 15 \cdot 7.92 \cdot 10^{-4} (0.135 - 0.0459)^2$$

$$I = 1.265 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des contraintes:

$$M_s = 0.85 \cdot 24.99$$

$$M_s = 21.24 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{21.24 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0459}{1.265 \cdot 10^{-4}} = 7.70 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

- Verification des contraintes:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = 7.70 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{c.v.})$$

➤ **En Appui :**✓ **ELU :**

$$M_u = 34.7 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 34.7 * 0.5$$

$$M_t = 17.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}} = 17.35 * 10^{-3} / (1 * 0.135^2 * 14,17)$$

$$\mu_u = 0,0671 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_R \geq \mu_u \text{ (section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.086$$

$$z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 * 0.086) = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z * \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 17.35 * 10^{-3} / (0.13 * 347.83) = 3.83 \text{ cm}^2$$

**$A_{st}$  choisi égale à 6T10 (4.71 cm<sup>2</sup>)**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

$$A_{st} = 5.50 \text{ cm}^2 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

- **Armature de répartition :**

$$A_{st}/4 = 4.71/4 = 1.178 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T10 (3.14 cm<sup>2</sup>)

✓ **ELS :**

**$A_{sc} = 0$**  (simple armature)

$$X = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 * b * d * A_{st} + d' * A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(4.71 \cdot 10^{-4})}{1} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 0.135 \cdot 4.71 \cdot 10^{-4}}{15(4.71 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0371 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc}(x-d')^2 + n \cdot A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \cdot 0.0371^3}{3} + 15 \cdot 4.71 \cdot 10^{-4} (0.135 - 0.0371)^2$$

$$I = 8.473 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

• **Calcul des contraintes**

$$M_s = 0.5 \cdot 24.99$$

$$M_s = 12.495 \text{ kn. m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{12.495 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0459}{1.265 \cdot 10^{-4}} = 5.47 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

• **Verification des contraintes:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = 5.47 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{28.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

Types	A <sub>ST</sub> Calculé (cm <sup>2</sup> )		A <sub>ST</sub> Choisi (cm <sup>2</sup> )		A <sub>R</sub> Calculé (cm <sup>2</sup> )		A <sub>R</sub> Choisi (cm <sup>2</sup> )	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Type 1	7.03	3.85	7 T 12	6 T 10	1.98	1.98	4 T 10	4 T 10
			7.92	4.71			3.14	3.14
Type 2	7.26	3.92	7 T 12	6 T 10	1.98	1.98	4 T 10	4 T 10
			7.92	4.71			3.14	3.14
Type 3	6.69	3.83	7 T 12	6 T 10	1.98	1.98	4 T 10	4 T 10
	5.69		7.92	4.71			3.14	3.14
			7 T 12	6 T 10	1.98	1.98	4 T 10	4 T 10
			7.92	4.71			3.14	3.14

Tableau III-8: Ferrillages des escaliers

III.3.6 Schéma du ferrailage d'escaliers :

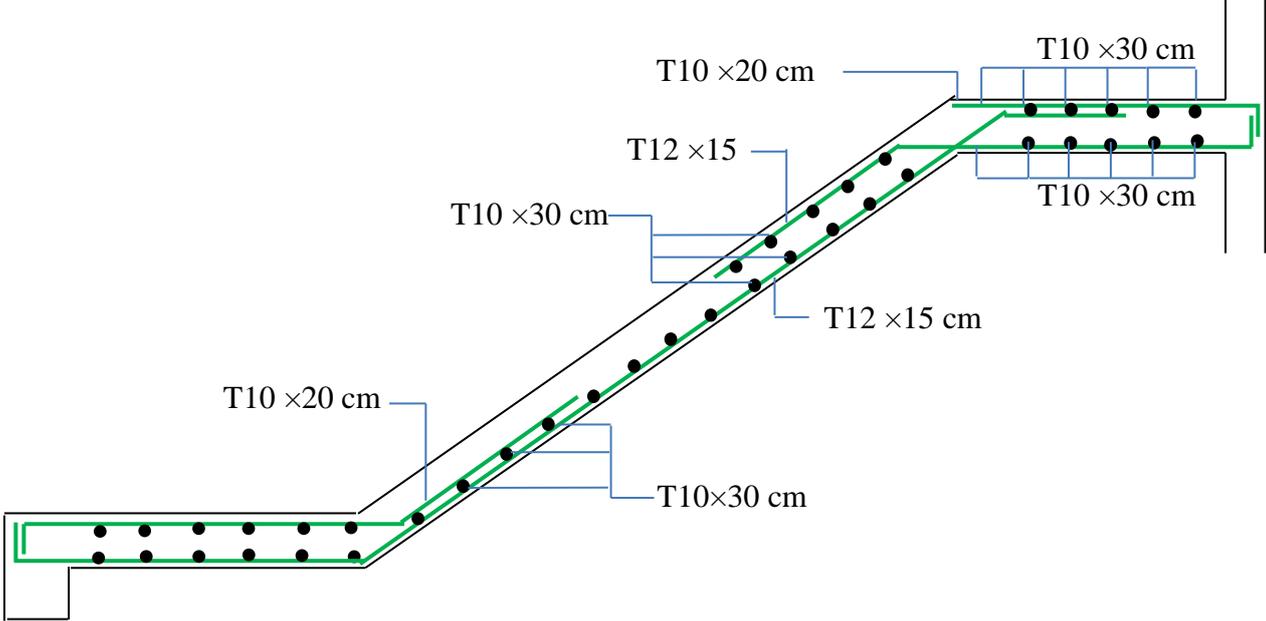
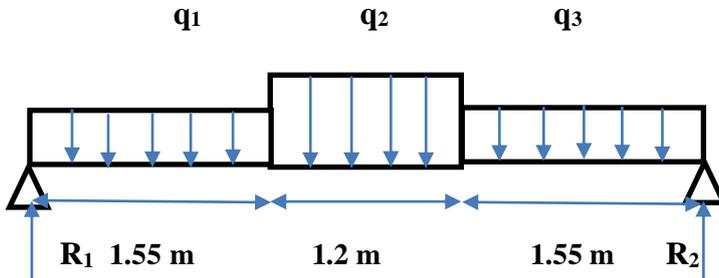


Figure III-8 : Schéma du ferrailage d'escaliers type 3

**III.4 Poutre palier :**

**III.4.1 Evaluation des charges :**



- **Poids propre de la poutre :**

$$P_p = b * h * \gamma$$

$$P_p = 0.3 * 0.3 * 25$$

$$P_p = 2.25 \text{ kn/m}$$

- **Charge permanent de palier et palliase :**

$$\frac{G_{\text{palliasse}} * l_1}{2} + G_{\text{palier}} * l_2 = \frac{8.575 * 1.8}{2} + 5.31 * 1.35 = 14.88 \text{ kn/m}$$

$$G_{\text{palier}} * l_2 = 8.575 * 1.35 = 11.576 \text{ kn/m}$$

- **Poids propre de mur double parois la poutre :**

$$\checkmark \text{ Palliasse : } 2.81 * \frac{1}{\cos(29.53)} * 1.8 = 5.81 \text{ kn/m}$$

$$\checkmark \text{ Palier supérieur : } 2.81 * 0.84 = 2.36 \text{ kn/m}$$

$$\checkmark \text{ Palier inférieur : } 2.81 * 1.69 = 4.74 \text{ kn/m}$$

- **Les charges :**

$$q_1 = 14.88 + 2.25 + 4.74 + 5.81 = 27.68 \text{ kn/m}$$

$$q_2 = 2.25 + 11.576 + 5.81 = 19.64 \text{ kn/m}$$

$$q_3 = 14.88 + 2.25 + 2.36 + 5.81 = 25.3 \text{ kn/m}$$

**III.4.2 Détermination des efforts internes :**

	M (kn.m)	T (kn.m)
ELU	80.88	81.12
ELS	59.28	59.49

**Tableau III-9: Les efforts internes de poutre palière**

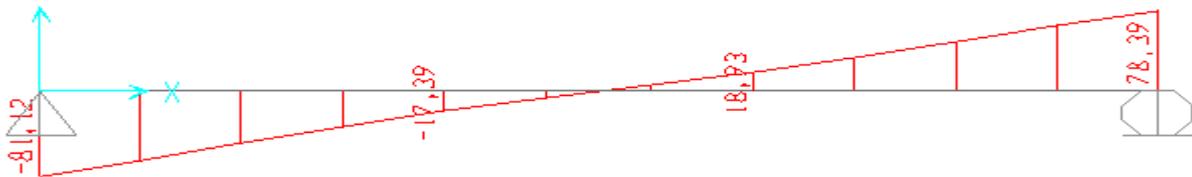
Les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants obtenues par le SAP 2000 sont illustrées dans les figures ci-dessous :

➤ **ELU :**

• **Moments fléchissant :**



• **Efforts tranchants :**

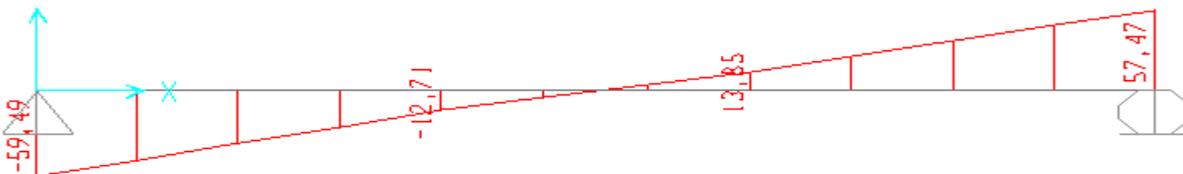


➤ **ELS :**

• **Moments fléchissant :**

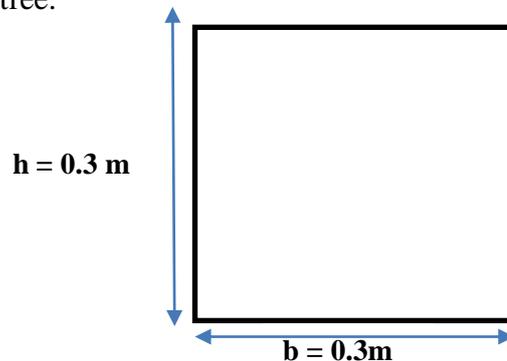


• **Efforts tranchants :**



### III.4.3 Ferrailages de la poutre palier :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastree.



➤ **En Travée :**

• **ELU :**

$$M_u = 80.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 80.88 * 0.85$$

$$M_t = 68.74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}} = 68.74 * 10^{-3} / (0.3 * 0.27^2 * 14,17)$$

$$\mu_u = 0.2218 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0.392$$

$$\mu_R \geq \mu_u (\text{section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.317$$

$$z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.27 * (1 - 0.4 * 0.317) = 0,23 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z * \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 68.74 * 10^{-3} / (0.23 * 347.83) = 8.59 \text{ cm}^2$$

**$A_{st}$  choisit égale à 6T 14 (9.24 cm<sup>2</sup>)**

**Pour les armatures comprimées :**

$$A_{sc} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \text{ choisir } = 3T12 (3,39 \text{ cm}^2)$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2 \geq 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

- **ELS :**

$A_{sc} = 0$  (section simple armature)

$$X = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = \frac{15(9.24 \cdot 10^{-4})}{0.3} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0.3 \cdot 0.27 \cdot 9.24 \cdot 10^{-4}}{15(9.24 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.1183 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc}(x-d')^2 + n \cdot A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{0.3 \cdot 0.1183^3}{3} + 15 \cdot 9.24 \cdot 10^{-4} (0.27 - 0.1183)^2$$

$$I = 4.845 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes:**

$$M_s = 0.85 \cdot 59.28.$$

$$M_s = 50.39 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{50.39 \cdot 10^{-3} \cdot 0.1183}{4.845 \cdot 10^{-4}} = 12.30 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I} = \frac{15 \cdot 50.39 \cdot 10^{-3} \cdot (0.1183 - 0.03)}{4.845 \cdot 10^{-4}} = 137.75 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = 1.6 \text{ (haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.6 = 0.06 \cdot 25 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Verification des constraints:**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = 12.30 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{sc} = 137,75 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

**En Appui :**

- **ELU :**

$$M_u = 80.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 80.88 * 0.5$$

$$M_t = 40.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}} = 40.44 * 10^{-3} / (0.3 * 0,27^2 * 14,17)$$

$$\mu_u = 0.130 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0.392$$

$$\mu_R \geq \mu_u \text{ (section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.174$$

$$z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.27 * (1 - 0.4 * 0.174) = 0,25 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z * \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 40.44 * 10^{-3} / (0.25 * 347.83) = 4.84 \text{ cm}^2$$

**$A_{st}$  choisit égale à 3T12+2T14 (6,47 cm<sup>2</sup>)**

**Pour les armatures comprimées :**

$$A_{sc} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,47}{4} = 1,61 \text{ cm}^2 \quad \text{choisir} = 3T12 (3,39 \text{ cm}^2)$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} = 6.47 \text{ cm}^2 \geq 0.97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

**ELS :**

$$A_{sc} = 0 \text{ (section simple armature)}$$

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(6.47 \cdot 10^{-4})}{0.3} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0.3 \cdot 0.27 \cdot 6.47 \cdot 10^{-4}}{15(6.47 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.1037 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc}(x-d')^2 + n \cdot A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{0.3 \cdot 0.1037^3}{3} + 15 \cdot 6.47 \cdot 10^{-4} (0.27 - 0.1037)^2$$

$$I = 3,799 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes:**

$$M_s = 0.5 \cdot 59.28$$

$$M_s = 29.64 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{29.64 \cdot 10^{-3} \cdot 0.1037}{3,799 \cdot 10^{-4}} = 8,09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \cdot M_s \cdot (x - d')}{I} = \frac{15 \cdot 29,64 \cdot 10^{-3} \cdot (0.1037 - 0,03)}{3,799 \cdot 10^{-4}} = 86.25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = 1.6 \text{ (haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.6 = 0.06 \cdot 25 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **Verification des contraintes:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = 8,09 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{sc} = 86.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{81.12 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27}$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 1.01 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{c.v}).$$

### III.4.4 Ferrailage transversal :

$$\phi t \leq \text{Min} (\phi_1 ; h/35 ; b/10) = \text{min} (1,2 ; 30/35 ; 30/10)$$

$$\phi t \leq \text{Min} (1,2 ; 0,857 ; 3)$$

$$\phi t \leq 0,857 \text{ cm} \quad \text{On prend} \quad \phi t = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \times \frac{\pi \times \phi t^2}{4}$$

$$A_t = 2 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4}$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 99 on a :

- ✓ **Zone Nodale :**

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\phi_1 ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (30/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \text{min} (7,5 ; 14,4 ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 7,5 \text{ cm} \quad \text{On prend} \quad St = 5 \text{ cm (min RPA)}$$

- ✓ **Zone courante :**

$$St' \leq h/2 = 30/2$$

$$St' \leq 15 \text{ cm} \quad \text{On prend} \quad St' = 15 \text{ cm}$$

- **L'encrage des barres :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot T_s}$$

$$\text{Avec : } T_s = 0,6(\psi)^2 f_{ij} \quad (\psi = 1,5 \text{ acier HA})$$

$$T_s = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,382 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } L_s = 50 \text{ cm}$$

On adopte un crochet à  $\theta = 90^\circ$

$$\alpha = 1.87$$

$$\beta = 2.19$$

$$r = 5.5\phi \text{ (acier HA)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

Avec  $L_1 = 10\phi = 10 * 1,4 = 14 \text{ mm}$  ..... (Règle CBA)

$$L_2 = 450 - 1.87 * (10 * 14) - 2,19 * (5.5 * 14)$$

$$L_2 = 19.57 \text{ mm}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L = 19.57 + 5.5 * 14 + \frac{14}{2}$$

$$L = 103.57 \text{ mm}$$

On prend  $L = 11 \text{ cm}$

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{430} = 0.069 > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ .....(c.v)}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{430} = 0.069 > \frac{M_s}{18 * M_U} = \frac{59.28 * 0.85}{18 * 68.74} = 0.0407 \text{ .....(c.v)}$$

Les conditions sont vérifiées donc on doit pas calculer la flèche

### III.4.5 Ferrailage de poutre palière :

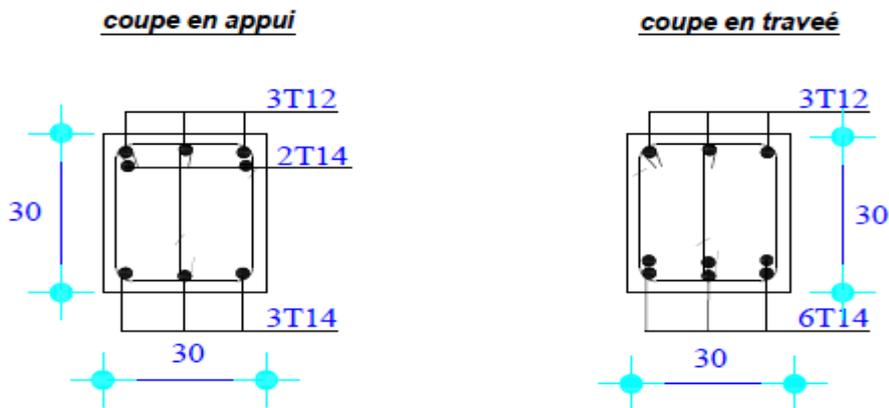


Figure III-9 : ferrailage de poutre palière

**III.5 Etude de l'acrotère :**

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère ligne conjonctive entre lui-même L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher, car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

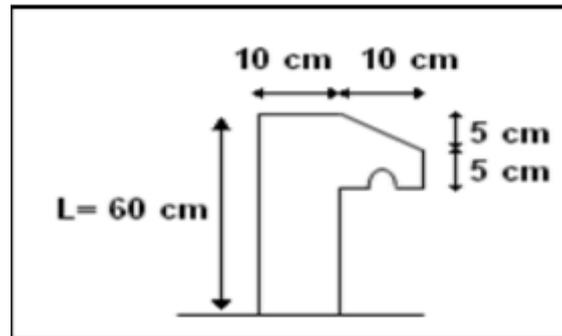


Figure III-10: Dimension de l'acrotère

- **Évaluation des charges :**

- ✓ **Calcul de la surface :**

$$S = 60 * 10 + 10 * 5 + \frac{5 * 10}{2} = 675 \text{ cm}^2$$

$$S = 675 * 10^{-4} = 0.0675 \text{ m}^2$$

- ✓ **Calcul de poids propre :**

$$G = 0.0675 * 2500 = 168.75 \text{ kg/m}^2$$

- ✓ **La charge horizontale :**

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

$A = 0.1$  ; coefficient d'accélération de la zone.

$C_p = 0.8 \text{ KN/m}^2$  ; facteur de force horizontale.

$W_p = 168.75 \text{ kg/m}^2$  ; poids de l'acrotère.

$$G = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.54 \text{ KN/ml}$$

$F_p < Q \rightarrow$  On doit calcul l'acrotère à l'ELU et L'ELS.

- ✓ **Sollicitations de l'acrotère :**

- **Calcul à l'ELU :**

Poids propre (effort normal) :

$$G=1.6875 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1.6875$$

$$N_u = 2.2781 \text{ KN/ml}$$

Surcharge :

$$Q=0,54 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.5 \times Q$$

$$Q_u = 0.81 \text{ KN/ml}$$

✓ **Moment fléchissant :**

$$M_u = Q_u \times h = 0.81 \times 0,6$$

$$M_u = 0,486 \text{ KN.m (moment d'encastrement)}$$

- **Calcul à l'ELS :**

$$M_s = M_G + M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_s = (Q \times L)$$

$$M_s = 0,54 \times 0,6 = 0,324 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e = \frac{0.486}{2.2781}$$

$$e = 0.2133 \text{ m} = 21.33 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$$e > \frac{h}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée, par ce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.



$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.09(1 - 0.4(0.0081))$$

$$z = 0.0898$$

$$A_1 = \frac{1}{347.826} \left( \frac{57.71 * 10^{-5}}{0.0898} - 227.81 * 10^{-5} \right)$$

$$A_1 = 1.192 * 10^{-5} m^2$$

$$A_1 = 0.11926 \text{ cm}^2$$

On remarque que  $A_1$  est très faible, alors on calcul  $A_{st}$  selon la formule de non fragilité

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23bd \frac{F_{t28}}{f_e}$$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$$

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 * 25$$

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

$$A_{st} \geq 0.23 * 1 * 0.09 \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.086 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **4T8**  $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'ELS :**
- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}(\text{adm})$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}(\text{adm})$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc}(\text{adm}) = 0.6 * f_{c28}$$

$$M_s = 0,324 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

$$e = M_s / N_s \Rightarrow e = 0.324 / 1.6875$$

$$e = 0.192 \text{ m} = 19.2 \text{ cm}$$

$$p = -3 \left( \frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \left( \frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{6\eta Ast}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -0,05629 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left( \frac{h}{2} - e \right)^3 - \frac{6\eta Ast}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left( \frac{h}{2} - e \right)^3 - \frac{6\eta Ast}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 0.0047 \text{ m}^3$$

Pour déterminer  $e_1$ , on choisit forfaitairement  $e_1=0,5 \text{ m}$ , on remplace  $e_1$  dans l'équation suivante et on s'arrête quand  $e_1$  est constante (Méthode de l'intersection successive).

Détermination  $e_1$  peut se faire par :

$$e^1 = \sqrt[3]{-Pe^1 - q} \text{ ou bien par } e_1 = \frac{e_1 - q}{p}$$

On prend  $e_1 = 0.5 \text{ m}$

$e_1$	$e_1$
<b>0.5</b>	<b>0.28</b>
<b>0.28</b>	<b>0.22</b>
<b>0.22</b>	<b>0.198</b>
<b>0.198</b>	<b>0.186</b>
<b>0.186</b>	<b>0.178</b>
<b>0.178</b>	<b>0.174</b>
<b>0.174</b>	<b>0.171</b>
<b>0.171</b>	<b>0.170</b>
<b>0.170</b>	<b>0.168</b>
<b>0.168</b>	<b>0.167</b>
<b>0.167</b>	<b>0.166</b>
<b>0.166</b>	<b>0.166</b>

On prend la valeur de :

$$e_1 = 0.166 \text{ m} = 16.6 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$x = \frac{h}{2} + 0.166 - 0.192$$

$$x = 2.4 \text{ cm}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$S = \frac{b * x}{2} - n * Ast(d - x)$$

$$S = \frac{1 * 0.024}{2} - 15 * 2.01 * 10^{-4}(0.09 - 0.024)$$

$$S = 0,000089 \text{ m}^3$$

• **Calcul des contraintes :****A) Béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns * x}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.6875 * 10^{-3} * 2.4 * 10^{-2}}{0,000089}$$

$$\sigma_{bc} = 0.455 \text{ MPa}$$

**B) Acier**

$$\sigma_{st} = \frac{n * Ns(d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 * 1.6875 * 10^{-3} * (0.09 - 2.4 * 10^{-2})}{0,000089}$$

$$\sigma_{st} = 18.771 \text{ MPa}$$

• **Calcul des contraintes admissibles :**

$$\sigma_{bc}(adm) = 0.6 * f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc}(adm) = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta * f_{t28}}\right)$$

$$\eta = 1.6$$

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

$$\sigma_{st} = \min(266.667; 201.63)$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

• **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 0.445 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc}(adm) = 16.8 \text{ MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

$$\sigma_{st} = 18.771 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st}(adm) = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

**Les armatures de répartition :**

$$Ar = \frac{Ast}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}$$

On prend  $Ar=4\phi 6=1.13 \text{ cm}$

**III.5.2 Ferrailage de l'acrotère :**

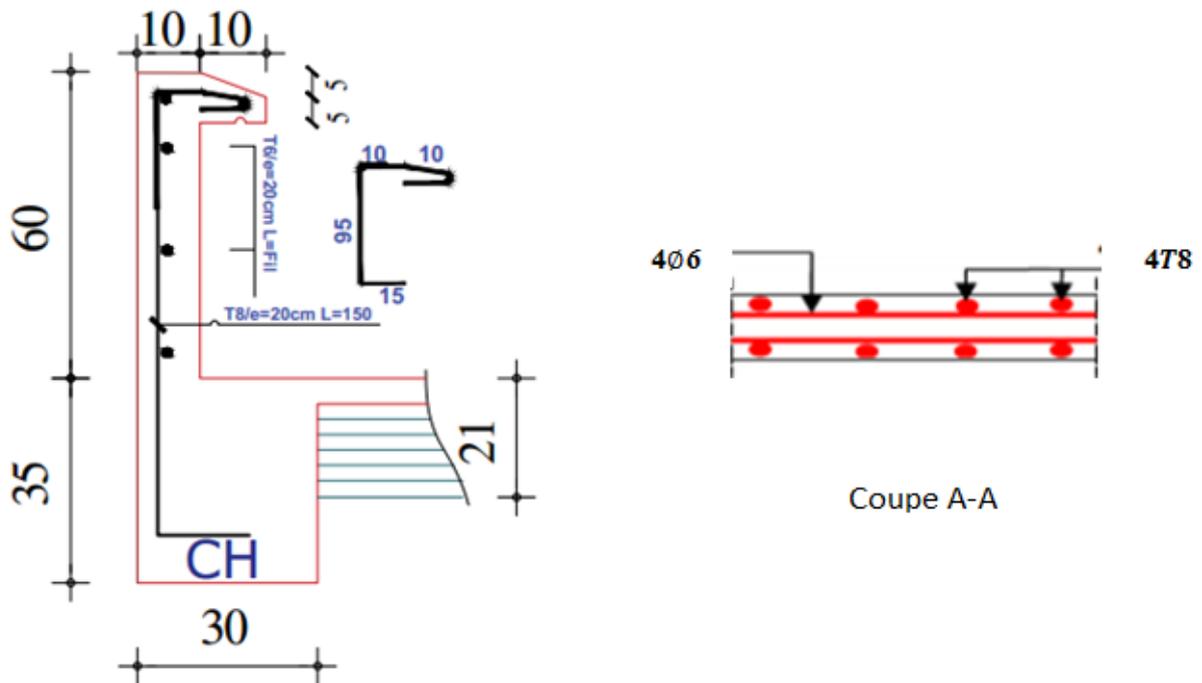


Figure III-12: ferrailage de l'acrotère

**III.6 Balcon :****III.6.1 Introduction :**

Les balcons sont généralement des dalles en béton armé de faible largeur travaillant en console donc les armatures doivent être positionné en partie supérieur de la dalle (béton tendue), limiter vers l'extérieur par un ouvrage vertical pour former un garde-corps.

**III.6.2 Pré- dimensionnement :**

Pour faire des calculs, on choisit un balcon de 1.6 m de longueur, la méthode sera valable pour les autres.

On va prendre une épaisseur égale à 15 cm puis on va faire des vérifications par la suite.

**III.6.3 Charges appliquer sur le balcon :**

- Poids propre :  $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge de mur (simple parois) :  $P = G * h = 1.62 * 1.10 = 1.782 \text{ KN/m}$

✓ Schéma statique du balcon :

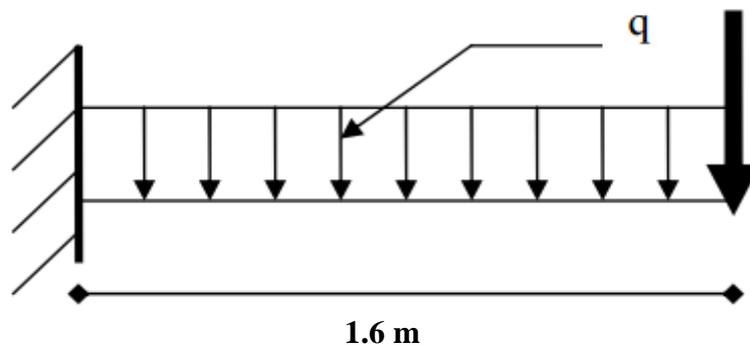


Figure III-13: schéma statique du balcon

Les sollicitations sont déterminées à ELU et ELS :

- **ELU :**

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

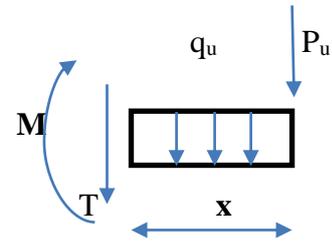
$$q_u = 1.35 * 5.15 + 1.5 * 3.5$$

$$q_u = 12.202 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 * 1.782 = 2.40 \text{ KN/m}$$

- Calcul du moment fléchissant :

$$\underline{0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}}$$



$$M(x) = -p_u * x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -2.40 * 1.6 - 12.202 \frac{1.6^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = -19.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = -q_u * x - P_u$$

$$T(x) = -12.202 * 1.6 - 2.40$$

$$\begin{cases} T(0) = -2.40 \text{ KN} \\ T(1.6) = -21.92 \text{ KN} \end{cases}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q$$

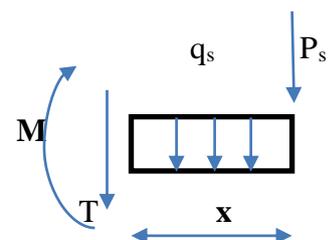
$$q_s = 5.15 + 3.5$$

$$q_s = 8.65 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 1.782 \text{ KN/m}$$

- Calcul du moment fléchissant :

$$\underline{0 \leq x \leq 1.6 \text{ m}}$$



$$M(x) = -p_s * x - q_s * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -1.782 * 1.6 - 8.65 * \frac{1.6^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.6) = -13.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

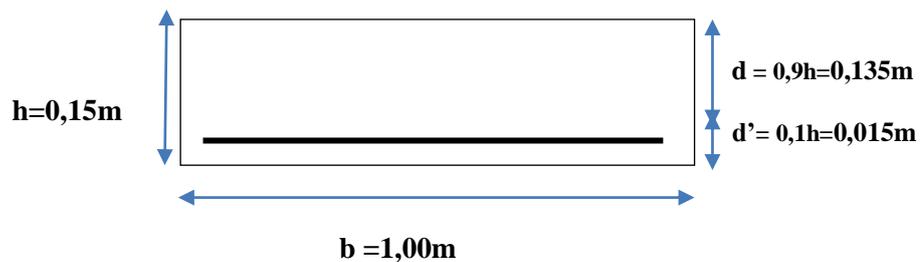
$$T(x) = -q_s * x - P_s$$

$$T(x) = -8.65 * 1.6 - 1.782$$

$$\begin{cases} T(0) = -1.782 \text{ KN} \\ T(1.6) = -15.62 \text{ KN} \end{cases}$$

### III.6.4 Ferrailages de balcon :

Le calcul se fait par une bande de 1 ml soumise à la flexion simple :



➤ **En Travée :**

**ELU :**

$$M_u = 19.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = 19.45 * 10^{-3} / (1 * 0,135^2 * 14,17)$$

$$\mu_u = 0,0753 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_R \geq \mu_u \quad (\text{section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0979$$

$$z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 * 0.1519) = 0,1297 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z * \sigma_{st}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = 19.45 * 10^{-3} / (0.1297 * 347.83) = 4.31 \text{ cm}^2$$

- **Section minimum (RPA99V2003) :**

$$A_{st} = 0.005 * b * h = 0.005 * 1 * 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_{st} = 5T14 = 7.70 \text{ cm}^2$

Avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2 \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

- **Armature de répartition :**

$$A_{st}/4 = 7.70/4 = 1.92 \text{ cm}^2$$

On choisit = 4T10 (3.14 cm<sup>2</sup>)

### ELS :

$A_{sc} = 0$  (section simple armature)

$$X = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 * b * d * A_{st} + d' * A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = \frac{15(7.70 * 10^{-4})}{1} \left( \sqrt{1 + \frac{2 * 1 * 0.135 * 7.70 * 10^{-4}}{15(7.70 * 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0454 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n * A_{sc}(x - d')^2 + n * A_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 * 0.0454^3}{3} + 15 * 7.70 * 10^{-4} (0.135 - 0.0454)^2$$

$$I = 1.239 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Calcul des contraintes:**

$$M_s = 13.92 \text{ kn. m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{13.92 * 10^{-3} * 0.0454}{1.239 * 10^{-4}} = 5.10 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I} = \frac{15 * 13.92 * 10^{-3} * (0.135 - 0.0454)}{1.239 * 10^{-4}} = 150.99 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\eta = 1.6 \text{ (haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.6 = 0.06 \cdot 25 + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

• **Verification des contraintes:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \geq \sigma_{bc} = 5.10 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \geq \sigma_{st} = 150.99 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{21.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

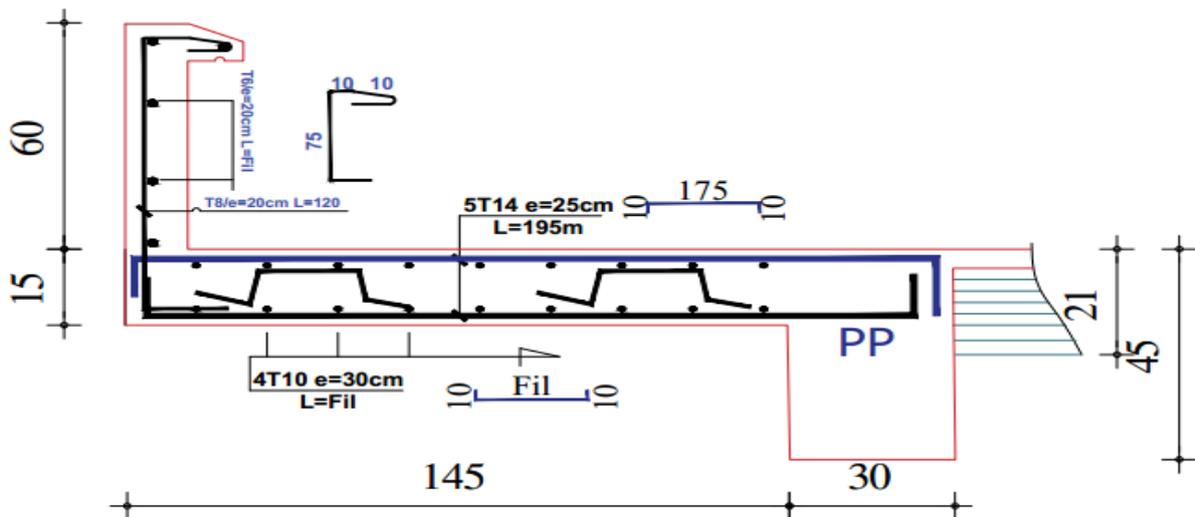


Figure III-14: ferraillages de balcon

### III.7 L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

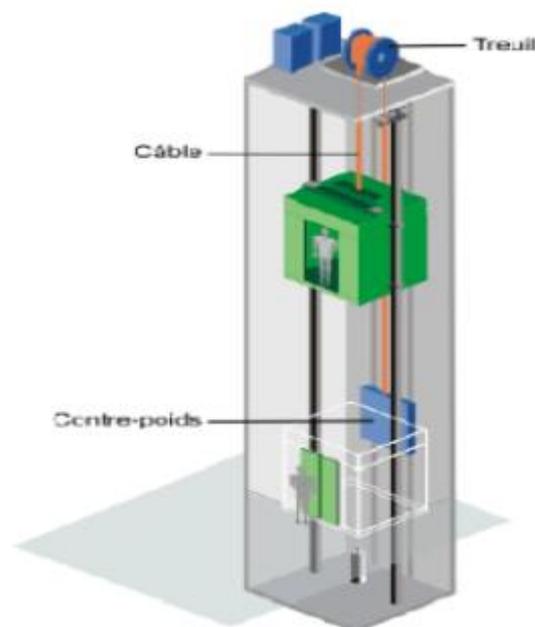


Figure III-15: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique [3]

#### III.7.1 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie
  - La cabine ou la benne
  - Le contre poids
- **Les informations sur l'ascenseur :**

Vitesse de levage :

$$V = 0,63 \text{ m/s}$$

Charge due à la salle de machine :

$$P_m = 15 \text{ kn}$$

Charge due au poids propre de l'ascenseur :

$$D_m = 43 \text{ kn}$$

Charge due à la rupture des câbles.

$$F_c = 50 \text{ kn}$$

Course maximale = 50 m.

Dimensions de la gaine : Largeur  $\times$  Longueur =  $(1,50 \times 1,85) \text{ m}^2$

Le poids estimatif du 8 personnes est de 630 Kg.

➤ **On définit deux types de dalles qui sont :**

- Dalle de salle machine.
- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

Avec :

$$P = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6.3 = 64.3 \text{ KN.}$$

### III.7.2 Dalle de salle machine :

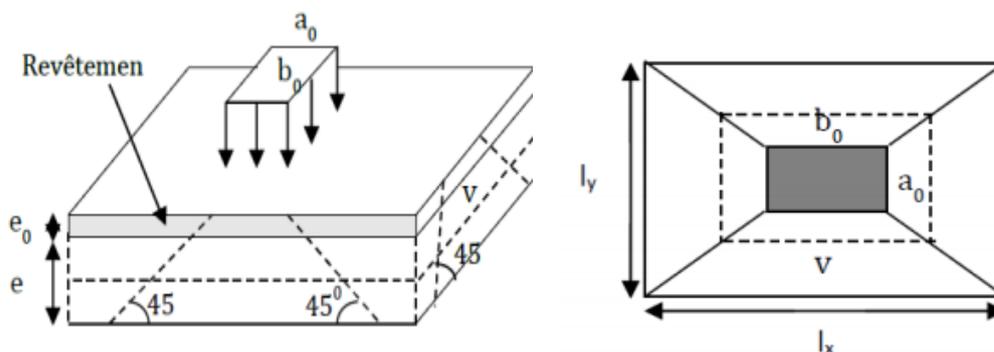


Figure III-16 : Schéma représentant la surface d'impact.

Avec :

$e$ : épaisseur de la dalle .

$e_0$  : épaisseur de revêtement.

$a_0$  et  $U$  sont parallèle à  $l_x$ .

$b_0$  et  $v$  sont parallèle à  $l_y$ .

La charge concentrée «  $q$  » est appliquée à la surface de la dalle sur aire  $a_0 \cdot b_0$ . Elle s'agit

uniformément sur aire  $u * v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 * b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesses .

$u * v$  : Surface d'impact

$$U = a_0 + e + 2\xi \times e_0$$

$$V = b_0 + e + 2\xi \times e_0$$

**Avec :**

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement

$$\xi = 0.75$$

$$\begin{cases} U = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 = 102.2 \text{ cm} \\ V = 80 + 12 + 2 \times 0.75 \times 6 = 102.2 \text{ cm} \end{cases}$$

- **ELU :**
  - **Calcul des moments :**

**On utilise la méthode de BAEL :**

$$\begin{cases} M_1^x = (M_1 + \vartheta M_2) * q_u * u * v \\ M_1^y = (M_2 + \vartheta M_1) * q_u * u * v \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.85} = 0.81$$

On utilise l'abaque :  $\rho = 0.8$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{102.2}{150} = 0.68 \quad \text{Donc } M_1 = 0.09$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{102.2}{185} = 0.55 \quad \text{Donc } M_2 = 0.07$$

Avec :

$$\begin{cases} \text{L'ELU : } \vartheta = 0 \\ \text{L'ELS : } \vartheta = 0.2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 P = 1.35 \times 64.3 = 86.81 \text{ kn}$$

$$M_1^x = (0.09 + 0 * 0.07) * 86.81 * 1.02 * 1.02$$

$$\mathbf{M_1^x = 8.128 \text{ kn.m}}$$

$$M_1^y = (0.07 + 0 * 0.09) * 86.81 * 1.02 * 1.02$$

$$M_1^y = 6.32 \text{ kn.m}$$

$M_2^x$  et  $M_2^y$  dû au poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y * M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.85} = 0.81 > 0.4$$

la dalle travail dans les deux sens

**ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$G = 0.25 * 25 = 6.25 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$q_u = 1.35 * 6.25 + 1.5 * 1$$

$$q_u = 9.94 \text{ kn/m}^2$$

**Méthode BAEL :**

$$M_2^x = 0.0550 * 9.94 * 1.5^2$$

$$M_2^x = 1.23 \text{ kn.m}$$

$$M_2^y = 0.6135 * 1.23$$

$$M_2^y = 0.75 \text{ kn.m}$$

- **La superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_1^x + M_2^x$$

$$M_x = 8.128 + 1.23 = 9.358 \text{ kn.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y$$

$$M_y = 6.32 + 0.75 = 7.07 \text{ kn.m}$$

- **Calcul de la section d'armatures :**

Le ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire

$$M_t^x = 0.75 * M_x$$

$$M_t^x = 0.75 * 9.358 = 7.018 \text{ kn.m}$$

$$M_a^x = 0.3 * M_x$$

$$M_a^x = 0.3 * 9.358 = 2.807 \text{ kn.m}$$

➤ **En Travée :**

**ELU :**

$$M_t^x = 7.018 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^x}{b * d^2 * f_{bc}} = 7.018 * 10^{-3} / (1 * 0.225^2 * 14,17)$$

$$\mu_u = 0.0097 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0.392$$

$$\mu_R \geq \mu_u$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0121$$

$$z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 * 0.0121) = 0.224 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z * \sigma_{st}$$

$$A_{st} = 7.018 * 10^{-3} / (0.224 * 347.83) = 0.92 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} = 0.0008 * b * h \quad \text{pour Fe} = 400 \text{ MPa} \quad \text{CBA (p 117)}$$

$$A_{y\min} = 0.0008 * 1 * 0.25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\min} = \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} * A_{y\min}$$

$$A_{x\min} = 2.181 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.92 \text{ cm}^2 < 2 \text{ cm}^2 \quad \text{donc en prend } \mathbf{4T12}$$

$$A_{st} = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2} \quad \text{dans les deux sens (x-y)}$$

➤ **En appui**

**ELU :**

$$M_a^x = \mathbf{2.807 \text{ kn.m}}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^x}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 2.807 \cdot 10^{-3} / (1 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17)$$

$$\mu_u = 0.0039 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0.392$$

$$\mu_R \geq \mu_u$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0048$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 0.225(1 - 0.4 \cdot 0.0048) = 0.224 \text{ m}$$

$$A_{st} = M_u / z \cdot \sigma_{st}$$

$$A_{st} = 2.807 \cdot 10^{-3} / (0.224 \cdot 347.83) = 0.36 \text{ cm}^2$$

▪ **Section minimale :**

$$A_{min} = 0.0008 \cdot b \cdot h \quad \text{pour} \quad Fe = 400 \text{ MPa} \quad \text{CBA (p 117)}$$

$$A_{Ymin} = 0.0008 \cdot 1 \cdot 0.25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{Xmin} = \frac{3 \cdot \frac{I_x}{I_y}}{2} \cdot A_{Ymin}$$

$$A_{Xmin} = 2.181 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.92 \text{ cm}^2 < 2 \text{ cm}^2 \quad \text{donc en prend} \quad \mathbf{4T12}$$

$$A_{st} = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2} \quad \text{dans les deux sens (x-y)}$$

• **Vérification de l'espacement :**

• **Sens (x-x) :**

$$St_x \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$St_x \leq \min(75; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad St_x = 30 \text{ cm}$$

• **Sens (y-y) :**

$$St_y \leq \min(4h; 45\text{cm})$$

$$St_y \leq \min(100; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad St_y = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL 91 (article A.5.2, 42)**, on admet aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot e \cdot \frac{F_{C28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 * (U + V) = 2(102.2 + 102.2) = 408.8 \text{ cm}$$

$$P_u = 86.81 < 367.92 \dots\dots\dots(c.v).$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu),  $U=V$

$$T_u = T_v = \frac{P_u}{3 * U} = \frac{86.81}{3 * 1.02} = 28.31 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{28.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225}$$

$$\tau_u = 0.126 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 * \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 0.126 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots(c.v)$$

- **ELS :**

Le moment n'engendre pas le système de levage

$$P_{ser} = 64.3 \text{ kn}$$

**On utilise la méthode de BAEL :**

$$M_1^x = (M_1 + \vartheta M_2) * q_s * u * v$$

$$M_1^x = (0.09 + 0.2 * 0.07) * 64.3 * 1.02 * 1.02 = 6.957 \text{ kn.m}$$

$$M_1^y = (M_2 + \vartheta M_1) * q_s * u * v$$

$$M_1^y = (0.07 + 0.2 * 0.09) * 64.3 * 1.02 * 1.02 = 5.886 \text{ kn.m}$$

✓ **Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$P_{ser} = G + Q = 6.25 + 1 = 7.25 \text{ kn/m}$$

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_2^y = \mu_y * M_2^x \end{cases}$$

$$M_2^x = 0.0617 * 7.25 * 1.5^2 = 1.006 \text{ kn.m}$$

$$M_2^y = 0.7246 * 1.006 = 0.729 \text{ kn.m}$$

✓ **La superposition des moments donnés :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$M_x = M_1^x + M_2^x$$

$$M_x = 6.957 + 1.006 = 7.963 \text{ kn.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y$$

$$M_y = 5.886 + 0.729 = 6.615 \text{ kn.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

• **En Travée :**

$$M_t^x = 0.75 * M_x = 0.75 * 7.963 = 5.97 \text{ kn.m}$$

$$M_t^y = 0.75 * M_y = 0.75 * 6.615 = 4.96 \text{ kn.m}$$

• **En appui :**

$$M_a^x = 0.75 * M_x = 0.3 * 7.963 = 2.388 \text{ kn.m}$$

$$M_a^y = 0.75 * M_y = 0.3 * 6.615 = 1.984 \text{ kn.m}$$

$$x = \frac{15(4.52 \cdot 10^{-4})}{1} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 0.225 \cdot 4.52 \cdot 10^{-4}}{15(4.52 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.0488 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc}(x-d)^2 + n \cdot A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{1 \cdot 0.0488^3}{3} + 15 \cdot 4.52 \cdot 10^{-4} (0.225 - 0.0488)^2$$

$$I = 2.492 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

• **En Travée :  $M_t^x = 5.97 \text{ kn.m}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^x \cdot x}{I} = \frac{5.97 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0488}{2.492 \cdot 10^{-4}} = 1.168 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_t^x \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 5.97 \cdot 10^{-3} \cdot (0.225 - 0.0488)}{2.492 \cdot 10^{-4}} = 63.31 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

• **En Appui :  $M_a^x = 2.388 \text{ kn.m}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a^x \cdot x}{I} = \frac{2.388 \cdot 10^{-3} \cdot 0.0488}{2.492 \cdot 10^{-4}} = 0.467 \text{ Mpa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_a^x \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 2.388 \cdot 10^{-3} \cdot (0.225 - 0.0488)}{2.492 \cdot 10^{-4}} = 25.32 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{e}{l_x} = \frac{0.25}{1.5} = 1.16 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 \cdot M_x}\right) = \max(0.0375; 0.0374) = 0.03 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\frac{A_{s_t}}{b \cdot d} = \frac{4.52 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0.225} = 0.0022 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

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

$$\frac{e}{l_y} = \frac{0.25}{1.85} = 0.135 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20 \cdot M_y}\right) = \max(0.0375; 0.0194) = 0.0375 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\frac{A_{s_t}}{b \cdot d} = \frac{4.52 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0.225} = 0.0022 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

### III.7.3 Dalle au-dessous de l'ascenseur

Les dimensions sont les mêmes (150×185 et h =25cm)

- Poids propre de la dalle et du revêtement :  $G_1 = 6.25 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur :  $G_2 = F_c / S = 50 / 2.775 = 18.018 \text{ kn/m}^2$

$$G_{\text{total}} = G_1 + G_2 = 24.268 \text{ kn/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \cdot G_{\text{total}} = 1.35 \cdot 24.268 = 32.7618 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.85} = 0.81$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments à l'ELU :**

$$M_x = 0.0550 \cdot 32.762 \cdot 1.5^2 = 4.054$$

- **En travée :**

$$M_t^x = 0.75 \cdot 4.054 = 3.05 \text{ kn.m}$$

- **En appui :**

$$M_a^x = 0.3 \cdot 4.054 = 1.216 \text{ kn.m}$$

	M	$\mu$	$\alpha$	Z	A calcul	Amin	A choisit
Travée	3.05	0.0042	0.0052	0.224	0.39	2	4 T 12 4.52
Appui	1.216	0.0016	0.0020	0.224	0.15	2	4 T 12 4.52

Tableau III-10: ferrailage final de la dalle machine

• Vérification de l'espacement :

- Sens (x-x) :

$$St_x \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$St_x \leq \min(75; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

on prend  $St_x = 30 \text{ cm}$

- Sens (y-y) :

$$St_y \leq \min(4h; 45\text{cm})$$

$$St_y \leq \min(100; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

on prend  $St_y = 30 \text{ cm}$

▪ Calcul des moments à l'ELS :

$$M_x = 0.0617 * 24.268 * 1.5^2 = 3.369 \text{ kn.m}$$

$$M_y = 0.7246 * 3.369 = 2.441 \text{ kn.m}$$

- En travée :

$$M_t^x = 0.75 * 3.369 = 2.52 \text{ kn.m}$$

- En appui :

$$M_a^x = 0.3 * 3.369 = 1.011 \text{ kn.m}$$

	$M_x$	A choisi	X	$I * 10^{-4}$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{st}$	Observation
Travée	2.526	4 T 12 4.52	0.0488	2.492	0.494	7.459	C.V
Appui	1.011	4 T 12 4.52	0.0488	2.492	0.197	10.720	C.V

Tableau III-11: vérification des contraintes

• Vérification de la flèche :

- Sens (x-x) :

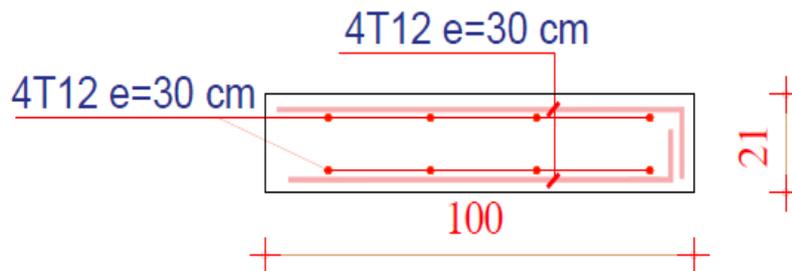
$$\frac{e}{l_x} = \frac{0.25}{1.5} = 1.16 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20 * M_x}\right) = \max(0.0375; 0.0374) = 0.0375 \dots \dots \dots (c.v)$$

$$\frac{As_t}{b * d} = \frac{4.52 * 10^{-4}}{1 * 0.225} = 0.0022 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots (c.v)$$

- Sens (y-y) :

$$\frac{e}{l_y} = \frac{0.25}{1.85} = 0.135 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20 \cdot M_y}\right) = \max(0.0375; 0.0207) = 0.0375 \dots\dots\dots(c.v)$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{4.52 \cdot 10^{-4}}{1 \cdot 0.225} = 0.0022 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots(c.v)$$



**Figure III-17: Ferrailage de la dalle d'ascenseur**

### III.8 Conclusion :

Dans cette partie, nous avons réussi à déterminer les différentes sollicitations pour l'intégralité des éléments secondaires indépendamment de l'action sismique et arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions du RPA.

Le suivant chapitre va traiter la conception parasismique de l'ouvrage en tenant compte de tous les facteurs qui peuvent influencer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'action sismique.

## **IV Etude dynamique :**

### **IV.1 Introduction :**

La dynamique des structures est un champ d'expertise dont la maîtrise est désormais indispensable pour tout projet de construction.

Les séismes sont des catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre de cause : mouvement des plaques tectoniques. Le développement de structure toujours plus légères et élancées impose en effet l'ingénieur d'en connaître les principes, tout comme ceux du génie parasismique.

De ce fait, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes afin d'assurer la protection des vies humaines.

### **IV.2 But de l'étude dynamique :**

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, et aussi pour réduire les conséquences des séismes.

Il y a plusieurs logiciels pour faire l'étude dynamique, pour l'étude de ce bâtiment on va utiliser le SAP2000.

### **IV.3 Définition du SAP 2000 :**

SAP2000 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...). Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamique avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite considérablement la modélisation et l'exploration des résultats.

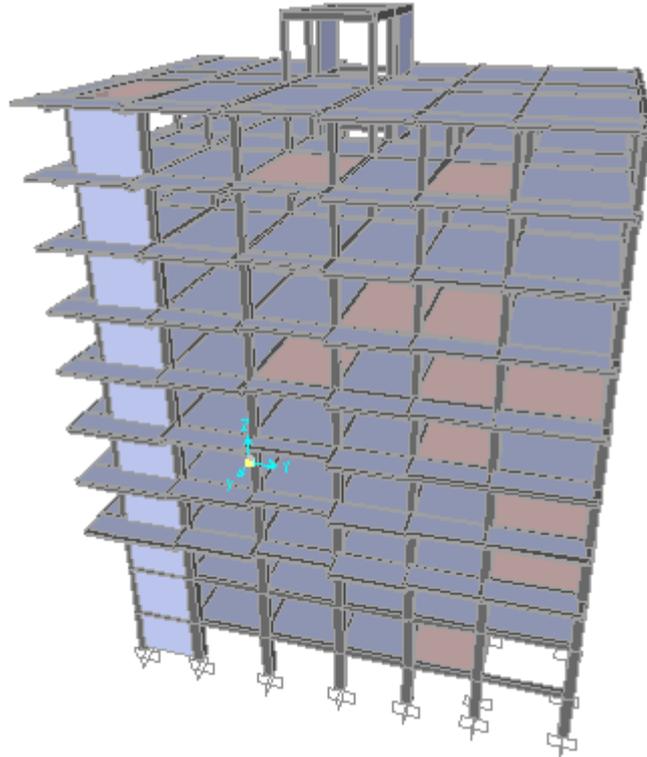
### **Modélisation de la structure :**

La modélisation de la structure c'est une opération par laquelle on établit le modèle d'un système complexe, afin de l'étudier.

La modélisation sur SAP2000 consiste à suivre les étapes suivantes :

1. Entrer la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
2. Spécifier les propriétés des éléments et les assigner aux éléments.
3. définir les cas de charges (statique et dynamique) et assigner ces charges aux nœuds et aux éléments.

4. Spécifier les conditions aux limites (appui diaphragmes, ...etc.).
5. Démarrer l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
6. Visualiser les résultats (à l'écran, sur fichier, ...etc.).



**Figure IV-1: Structure modélisée sur logiciel SAP 2000**

#### **IV.4 Méthodes utilisées pour les calculs :**

D'après le RPA version 2003, on peut utiliser trois méthodes pour le calcul des forces sismiques :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour ce bâtiment, on va utiliser la méthode statique équivalente, et ceci en utilisant le logiciel SAP2000.

#### **IV.5 Méthode statique équivalente :**

Selon RPA 99 version 2003 page 39,

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et 30m en zones III ;
- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** tous groupes.

**Zone II :** groupe d'usage 3.

groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

**Zone III :** groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 10 m.

#### **IV.5.1 Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Donné par le tableau 4.1 (RPA.99/03) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre bâtiment est implanté dans la région de Tlemcen (zone I) et appartient au groupe 2, pour notre cas on a : **A= 0.10.**

#### **IV.5.2 Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Le coefficient de comportement est choisi en fonction du système de contreventement. Puisque la structure est assurée par un système de contreventement mixte (portique/voile)

On prend **R=5.**

### IV.5.3 Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots \dots \dots \text{article 4-4-RPA99/03}$$

$p_q$ : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité

Les critères vérifiés sont :

- Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1.5$ .

✓ **Sens longitudinal** : (trois travées) :

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{6.5}{3.67} = 1.77 > 1.5 \quad \dots \dots \dots \text{(c. n. v)}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3.67}{6.5} = 0.56 < 1.5 \quad \dots \dots \dots \text{(c. v)}$$

Critère non observé  $p_q = 0.05$

✓ **Sens transversal** : (six travées) :

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.53}{4.3} = 0.82 < 1.5 \quad \dots \dots \dots \text{(c. v)}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{4.3}{4.3} = 1 < 1.5 \quad \dots \dots \dots \text{(c. v)}$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{4.3}{3.8} = 1.13 < 1.5 \quad \dots \dots \dots \text{(c. v)}$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{3.8}{4.03} = 0.94 < 1.5 \quad \dots \dots \dots \text{(c. v)}$$

$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{4.03}{4.45} = 0.9 < 1.5 \quad \dots \dots \dots \text{(c. v)}$$

Critère observé  $p_q = 0$

- **Redondance en plan** :

Chaque étage devra avoir en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5.

✓ **Sens longitudinal :** (quatre files) :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{6.5}{3.67} = 1.77 > 1.5 \quad \dots \dots \dots \quad (\text{c. n. v})$$

✓ **Sens transversal :** (sept files) :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4.45}{3.53} = 1.26 < 1.5 \quad \dots \dots \dots \quad (\text{c. v})$$

• **Régularité en plan :**

- ✓ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- ✓ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✓ La structure à une force compacte, et le rapport :

$$\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{24.8}{17.07} = 1.45 < 4 \quad \dots \dots \dots \quad (\text{c. v})$$

✓ **Sens longitudinal :**

$$\frac{L_x}{L_x} = \frac{1.6}{18.67} = 0.085 < 0.25 \quad \dots \dots \dots \quad (\text{c. v})$$

✓ **Sens transversal :**

$$\frac{L_y}{L_y} = \frac{1.6}{26.4} = 0.061 < 0.25 \quad \dots \dots \dots \quad (\text{c. v})$$

• **Régularité en élévation :**

- ✓ Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation ;
- ✓ La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment ;
- ✓ La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20% ;
- ✓ La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension.

**Donc la structure est classée régulièrement en élévation  $p_q = 0$**

• **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés donc :

$$p_q = 0$$

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0.10$

critère q	$p_q$ sens longitudinal	$p_q$ sens transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
Redondance en plan	0.05	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau IV-1: Valeurs de la pénalité  $p_q$

Sens longitudinal :  $Q_x = 1 + 0,20 = 1,20$

Sens transversal :  $Q_y = 1 + 0,10 = 1.10$

#### IV.5.4 Facteur d'amplification dynamique :

Le facteur d'amplification dynamique est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T < 3 \text{ s} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} * \left(\frac{3}{T}\right) & T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement :

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages  $\xi = 7\%$  ; (tableau 4.2.RPA99)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88$$

D'après le rapport fournis par le laboratoire (LTPO) :

Le sol est meuble donc  $T_1 = 0.15 \text{ s}$  ;  $T_2 = 0.50 \text{ s}$ .

### IV.5.5 La période fondamentale T :

La période « T » peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :  $T = c_t * h_n^{3/4}$

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

$C_t$  : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.RPA99.  $C_t = 0.05$

$$T = 0.05 * 35.10^{3/4} = 0.72 \text{ s}$$

- Suivant x-x :  $T_x = \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 * 35.10}{\sqrt{17.07}} T_x = 0.76 \text{ s}$
- Suivant y-y :  $T_y = \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 * 35.10}{\sqrt{24.8}} T_y = 0.63 \text{ s}$

$$T_x = \min (0.72; 0.76) = 0.72 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0.72; 0.63) = 0.63 \text{ s}$$

### IV.5.6 Les différentes dispositions des voiles :

Les différentes dispositions des voiles sont illustrées dans les figures ci-dessous :

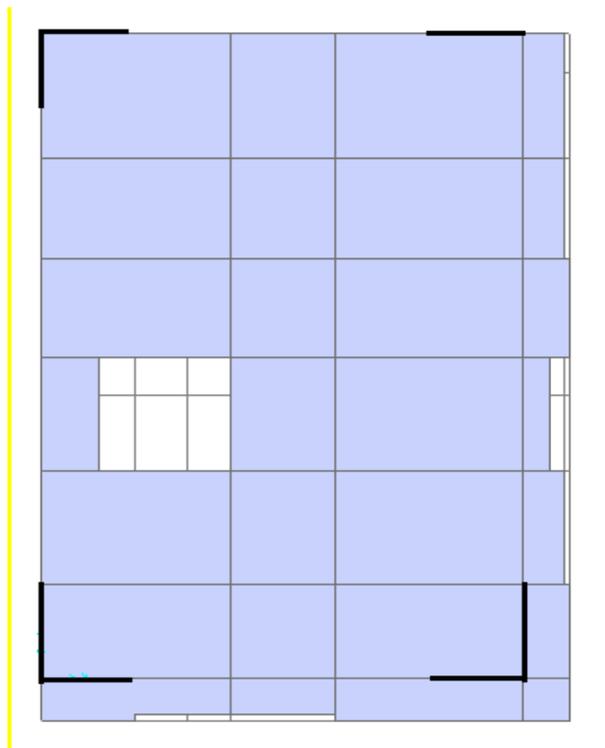
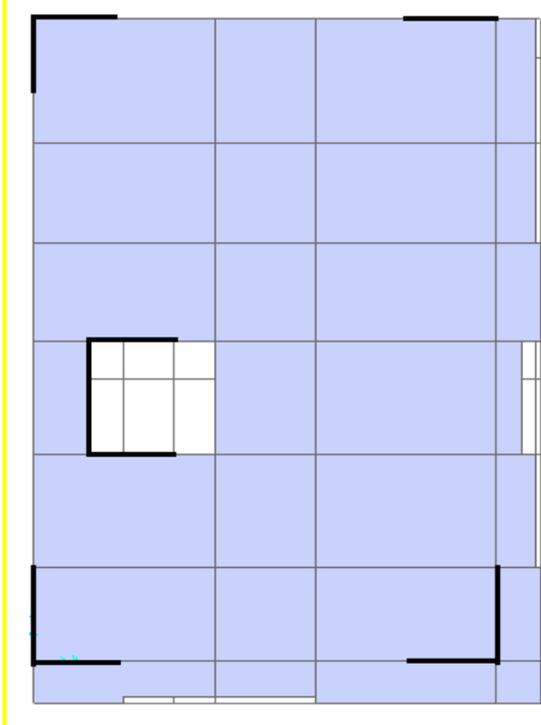
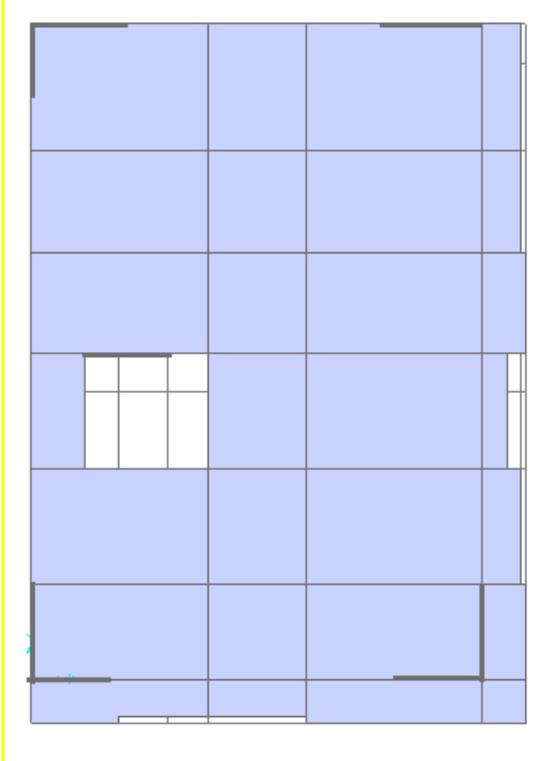


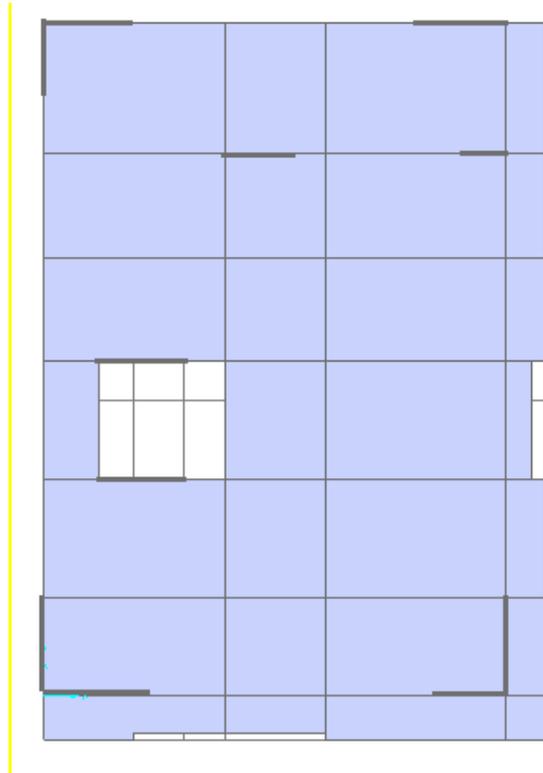
Figure IV-2 : Disposition 1 de voile



**Figure IV-3 : Disposition 2 de voile**



**Figure IV-4: Disposition 3 de voile**



**Figure IV-5: Disposition 4 de voile**

La période de chaque disposition est représentée sur le tableau suivant :

<b>Disposition</b>	<b><math>T_{num}</math> (s)</b>	<b>Mode 1</b>	<b>Mode 2</b>	<b>Mode 3</b>
<b>Sans voile</b>	<b>1.97</b>	<b>Rotation</b>	<b>Rotation</b>	<b>Rotation</b>
<b>1</b>	<b>1.37</b>	<b>Translation</b>	<b>Rotation</b>	<b>Rotation</b>
<b>2</b>	<b>1.19</b>	<b>Rotation</b>	<b>Rotation</b>	<b>Rotation</b>
<b>3</b>	<b>1.13</b>	<b>Translation</b>	<b>Translation</b>	<b>Rotation</b>
<b>4</b>	<b>1.07</b>	<b>Translation</b>	<b>Translation</b>	<b>Rotation</b>

**Tableau IV-2: Période de chaque disposition**

**IV.5.7 Participation massique :**

D’après le RPA, il faut que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse total de la structure suivant les deux directions :

**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

Output	Case	Type	Order	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,07596	0,01198	0,62508	1,898E-05	0,01198	0,62508	1,9E-05	
MODAL	Mode	2	0,83175	0,65542	0,01664	0,00013	0,6674	0,64172	0,00014	
MODAL	Mode	3	0,69189	0,01419	0,02541	4,461E-05	0,68158	0,66713	0,00019	
MODAL	Mode	4	0,26853	0,00887	0,15721	0,00014	0,69045	0,82434	0,00032	
MODAL	Mode	5	0,22114	0,15069	0,01077	0,00059	0,84114	0,8351	0,00091	
MODAL	Mode	6	0,19674	0,00483	0,00857	8,971E-06	0,84597	0,84367	0,00092	
MODAL	Mode	7	0,16492	0,00293	0,01472	0,00037	0,8489	0,85839	0,00129	
MODAL	Mode	8	0,12716	0,0002	0,00068	0,0017	0,84909	0,85908	0,00299	
MODAL	Mode	9	0,12296	0,00134	0,00505	0,01331	0,85044	0,86413	0,0163	
MODAL	Mode	10	0,12185	0,00154	0,01389	0,01011	0,85198	0,87802	0,02641	
MODAL	Mode	11	0,12167	7,908E-06	0,00124	0,09264	0,85199	0,87926	0,11904	
MODAL	Mode	12	0,12117	0,00022	0,00138	9,971E-06	0,85221	0,88064	0,11905	
MODAL	Mode	13	0,12023	0,00027	0,00042	0,02663	0,85248	0,88107	0,14568	
MODAL	Mode	14	0,11955	6,708E-05	0,00018	0,00325	0,85255	0,88124	0,14893	
MODAL	Mode	15	0,11885	4,794E-05	0,00023	0,00031	0,8526	0,88147	0,14925	
MODAL	Mode	16	0,11857	1,009E-05	8,19E-05	7,109E-05	0,85261	0,88155	0,14932	
MODAL	Mode	17	0,11837	8,052E-05	0,00047	1,322E-08	0,85269	0,88202	0,14932	
MODAL	Mode	18	0,11422	0,00122	0,02446	0,00307	0,85391	0,90648	0,15239	
MODAL	Mode	19	0,11258	0,00032	0,00551	5,516E-05	0,85423	0,91198	0,15244	
MODAL	Mode	20	0,10873	0,00015	3,64E-05	0,006	0,85439	0,91202	0,15844	
MODAL	Mode	21	0,10423	0,00035	0,00014	0,02876	0,85474	0,91216	0,1872	
MODAL	Mode	22	0,10162	0,00074	3,45E-05	0,00154	0,85548	0,91219	0,18875	
MODAL	Mode	23	0,14088	0,07213	0,00418	0,00016	0,92761	0,91637	0,18891	
MODAL	Mode	24	0,09078	5,057E-13	0,0481	0,00031	0,92761	0,96448	0,18922	
MODAL	Mode	25	0,136	9,21E-13	9,35E-14	0,46476	0,92761	0,96448	0,65398	

**Tableau IV-3: Périodes et masses modales de la structure**

Si	Période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

**Tableau IV-4 : Période choisie pour le calcul du (d)**

$T_{(analytique)} = 1.07 \text{ s} \geq 1,3 T_{(x empirique)} = 0,93 \text{ s}$

$T_{(analytique)} = 1.07 \text{ s} \geq 1,3 T_{(y empirique)} = 0,82 \text{ s}$

Donc on calcule la période avec :  $T = 1,3T_{empirique}$

$T_2 = 0.5 < T_x = 0.93 < 3s$

Suivant x-x :  $D_x = 2.5 * 0.88 * (\frac{0.5}{0.93})^{2/3} = 1.45$

Suivant y-y :  $D_y = 2.5 * 0.88 * (\frac{0.5}{0.82})^{2/3} = 1.58$

**IV.5.8 Centre de masse :**

Les coordonnées de centre de masse sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum(W_i * X_i)}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_m = \frac{\sum(W_i * Y_i)}{\sum W_i}$$

Les résultats de centre de masses données par le logiciel **SAP2000** sont regroupés dans les tableaux suivants :

Centre de masse	X	Y
Sous-sol	8.052	11.646
RDC	8.215	12.174
Mezzanine	8.825	11.202
1	8.945	11.166
2	8.931	11.198
3	8.943	11.191
4	8.954	11.184
5	8.965	11.178
6	8.974	11.172
7	9.054	11.103
Terrasse inaccessible	5.880	9.980

Tableau IV-5 : Centre de masse de chaque niveau

**IV.5.9 Poids total de la structure w :**

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_G + \beta W_Q$$

$W_G$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_Q$  : Charges d'exploitation.

Planches	Poids en kn
Sous-sol	4226,152
RDC	4401,015
Mezzanine	4948,029
1	4826,132
2	4789,833
3	4737,340
4	4684,847
5	4638,530
6	4595,477
7	4329,100
Terrasse inaccessible	372,262
	$W_T=46548,717$

Tableau IV-6: Valeurs du poids de chaque niveau du bâtiment

#### IV.5.10 L'effort tranchant à la base :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} * W = \frac{0.1 * 1.45 * 1.2}{5} * 46548,717 = 1619,89 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} * W = \frac{0.1 * 1.58 * 1.1}{5} * 46548,717 = 1618,033 \text{ kn}$$

#### IV.5.11 La répartition des efforts élastique en chaque étage :

La résultante des forces sismiques à la base « v » doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon RPA on a la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_T)}{\sum w_i * h_i} * w_i * h_i$$

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau i

$F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte du mode supérieur de vibration.

$h_i$  : le niveau où se trouve la force  $F_i$

$W_i$  et  $W_j$ : poids revenant aux planchers, i et j.

**Suivant x-x :**  $F_{tx}=0.07 * T_x * V_x = 0.07 * 0.93 * 1619,89 = 105,45 \text{ kn}$

$$0.25 V_x = 404,97 \geq F_t = 0.07 * T_x * V_x$$

**Suivant y-y :**  $F_{ty}=0.07 * T_y * V_y = 0.07 * 0.82 * 1618,033 = 92,87 \text{ kn}$

$$0.25 V_y = 404,50 \geq F_t = 0.07 * T_y * V_y$$

Plancher	Hi	Wi	Wi* hi	Fx	Fy
Sous-sol	2.77	4226 ,152	11706,441	21,8144116	21,9687984
RDC	6	4401,015	26406,09	49,2065278	49,5547763
Mezzanine	9.23	4948,029	45670,3077	85,1045067	85,7068154
1	12.46	4826,132	60133,6047	112,056192	112,849245
2	15.69	4789,833	75152,4798	140,043171	141,034296
3	18.92	4737,340	89630,4728	167,022242	168,204306
4	22.15	4684,847	103769,361	193,369406	194,737936
5	25.38	4638,530	117725,891	219,376755	220,929347
6	28.61	4595,477	131476,597	245,00056	246,734498
7	31.87	4329,100	137968,417	257,097766	258,91732
Terrasse	35.10	372,262	13066,396	24,3486252	24,5209473

Tableau IV-7 : Valeurs des forces sismiques des différents niveaux

Selon le RPA99 version 2003, il existe une deuxième formule pour vérifier effort tranchant :

$$V = F_t + \sum_1^N F_i$$

Suivant x-x :  $V_x = F_{tx} + \sum_1^N F_i = 105,45 + 1514,44016 = 1619,89 \text{ Kn}$

Suivant y-y :  $V_y = F_{ty} + \sum_1^N F_i = 92,87 + 1525,15829 = 1618,02 \text{ Kn}$

Donc on a trouvé les mêmes résultats.

- **Combinaisons des charges :**

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q

Les combinaisons accidentelles sont :

$0,8G \pm E_x$  et  $G + Q \pm E_x$

$0,8G \pm E_y$  et  $G + Q \pm E_y$

**IV.5.12 Vérification du coefficient de comportement R= 5 :**

D'après l'article 4 a du RPA version 2003 les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

✓ Charges horizontales :

Voiles : max 75%

Portique : min 25%

Après l'exécution de SAP2000 et en utilisant les combinaisons Ex et Ey pour la vérification des charges horizontales on a trouvé ces résultats

❖ **Pour R=5 :**

✓ **Sens -x- :**

$$V_{x \text{ global}} = 1514,435 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ voiles}} = 1391,5 \text{ KN}$$

$$\frac{1391,5}{1514,435} = 91,88 > 75\% \quad \dots\dots\dots \text{ (c.n.v)}$$

$$\text{Portiques xx : } 100 - 91,88 = 8,12\%$$

✓ **Sens -y- :**

$$V_{y \text{ global}} = 1525,152 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ voiles}} = 1350,155 \text{ KN}$$

$$\frac{1350,155}{1525,152} = 88,5 > 75\% \quad \dots\dots\dots \text{ (c.n.v)}$$

$$\text{Portique yy : } 100 - 88,5 = 11,5\%$$

Donc le choisi de R n'est pas satisfait on prend R=4 c.-à-d. un système de portique contreventé par des voiles.

Les nouveaux résultats des efforts tranchants et des forces sismiques sont représentés comme suit :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} * W = \frac{0.1 * 1.45 * 1.2}{4} * 46548,717 = 2024,86 \text{ kn}$$

$$V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} * W = \frac{0.1 * 1.58 * 1.1}{4} * 46548,717 = 2022,54 \text{ kn}$$

La résultante des forces sismiques à la base « V » doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon RPA on a la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_T)}{\sum w_i * h_i} * w_i * h_i$$

**Suivant x-x :**  $F_t = 0.07 * T_x * V_x = 0.07 * 0.93 * 2024,86 = 131,81 \text{kn}$

$$0.25V_x = 506,215 \geq F_t = 0.07 * T_x * V_x$$

**Suivant y-y :**  $F_t = 0.07 * T_y * V_y = 0.07 * 0.82 * 2022,54 = 116,09 \text{kn}$

$$0.25V_y = 505,635 \geq F_t = 0.07 * T_y * V_y$$

Plancher	Hi	Wi	Wi* hi	Fx	Fy
Sous-sol	2.77	4226 ,152	11706,441	27,2680145	27,460998
RDC	6,00	4401,015	26406,09	61,5081598	61,9434704
Mezzanine	9.23	4948,029	45670,3077	106,380633	107,133519
1	12.46	4826,132	60133,6047	140,07024	141,061557
2	15.69	4789,833	75152,4798	175,053964	176,292871
3	18.92	4737,340	89630,4728	208,777802	210,255382
4	22.15	4684,847	103769,361	241,711758	243,422421
5	25.38	4638,530	117725,891	274,220944	276,161684
6	28.61	4595,477	131476,597	306,250699	308,418122
7	31.87	4329,100	137968,417	321,372208	323,64665
Terrasse	35.10	372,262	13066,3962	30,4357815	30,6511841

**Tableau IV-8: Valeurs des forces sismiques des différents niveaux pour R= 4**

On doit vérifier la condition du RPA : pour **R=4**

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} \leq 100\%$$

Après l'exécution de SAP2000 et en utilisant les combinaisons Ex et Ey pour la vérification des charges horizontales on a trouvé ces résultats :

✓ **Sens -x- :**

$$V_{x \text{ global}} = 1893,01 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ voiles}} = 1735,345 \text{ KN}$$

avec :

$V_{global}$  : L'effort tranchant de la structure global.

$V_{voiles}$  : L'effort tranchant des voiles.

$$\frac{1735,345}{1893,01} = 91,67 < 100\% \quad \dots\dots\dots (c.v)$$

**Portiques xx :  $100 - 91,67 = 8,33\%$**

✓ **Sens -y-** :

$$V_{Y \text{ global}} = 1906,41 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ voiles}} = 1695,169 \text{ KN}$$

$$\frac{1695,169}{1906,41} = 88,9 < 100\% \quad \dots\dots\dots (c.v)$$

**Portique yy :  $100 - 88,9 = 11,1\%$**

Les conditions sont vérifiées suivant les deux directions x et y donc on garde le coefficient de comportement **R=4**

#### **IV.5.13 Justification de l'effort normal réduit :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99/version2003** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

**N<sub>d</sub>** : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

**B** : La section transversale des poteaux

**f<sub>c28</sub>** = 25 MPa.

La combinaison (G+Q±E) donne les efforts normaux maximums.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poteau	$N_d$ (kn)	$\nu$	$\leq 0.3$
Sous-sol	0.55*0.55	2271.215	0.3	c.v
RDC	0.55*0.55	2059.833	0.27	c.v
Mezzanine	0.50*0.50	1845.968	0.29	c.v
1	0.50*0.50	1607.305	0.25	c.v
2	0.45*0.45	1369.188	0.27	c.v
3	0.45*0.45	1135.228	0.22	c.v
4	0.40*0.40	902.58	0.22	c.v
5	0.40*0.40	675.702	0.16	c.v
6	0.35*0.35	448.898	0.14	c.v
7	0.35*0.35	254.634	0.08	c.v
Terrasse	0.3*0.3	77.268	0.03	c.v

Tableau IV-9 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit

#### IV.5.14 Justification vis à vis des renversements : [RPA99/V2003 Art - 4.4.1] :

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc, il faut vérifier que :

$$\frac{M}{P} < \frac{B}{4}$$

$$P = 1.1 * W_t = 1.1 * 46548.717 = 51203.5887 \text{ kn}$$

Suivant x-x :

$$M_x = 42254.3262 \text{ kn.m}$$

$$\frac{M_x}{P} = \frac{42254.3262}{51203.5887} = 0.825 \text{ m} < \frac{B_x}{4} = \frac{17.07}{4} = 4.26 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

Suivant y-y :

$$M_y = 42553.372 \text{ kn.m}$$

$$\frac{M_y}{P} = \frac{42553.372}{51203.5887} = 0.831 \text{ m} < \frac{B_y}{4} = \frac{24.8}{4} = 6.2 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

**IV.5.15 Vérification des déformations :**

Selon le **RPA 99 version 2003**, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e$$

Avec:

$\Delta_K$ : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k - 1" avec:

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}.$$

R: Coefficient de comportement  $R = 4$

$h_e$ : hauteur de l'étage

$\delta_K$ : déplacement horizontale à chaque niveau K.

$\delta_{ek}$ : déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ .

D'après les résultats donnés par le *SAP2000*, les déplacements relatifs des noeuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant:

etage	$\delta_x$	$\delta_y$	$R \cdot \delta_x$	$R \cdot \delta_y$	U1	U2
<b>Terrasse</b>	<b>0.013989</b>	<b>0.023545</b>	<b>0.055956</b>	<b>0.09418</b>	<b>0.003324</b>	<b>0.00526</b>
<b>7</b>	<b>0.013158</b>	<b>0.02486</b>	<b>0.052632</b>	<b>0.09944</b>	<b>0.005744</b>	<b>0.012028</b>
<b>6</b>	<b>0.011722</b>	<b>0.021853</b>	<b>0.046888</b>	<b>0.087412</b>	<b>0.00602</b>	<b>0.01234</b>
<b>5</b>	<b>0.010217</b>	<b>0.018768</b>	<b>0.040868</b>	<b>0.075072</b>	<b>0.006316</b>	<b>0.012548</b>
<b>4</b>	<b>0.008638</b>	<b>0.015631</b>	<b>0.034552</b>	<b>0.062524</b>	<b>0.006532</b>	<b>0.012604</b>
<b>3</b>	<b>0.007005</b>	<b>0.01248</b>	<b>0.02802</b>	<b>0.04992</b>	<b>0.006536</b>	<b>0.01222</b>
<b>2</b>	<b>0.005371</b>	<b>0.009425</b>	<b>0.021484</b>	<b>0.0377</b>	<b>0.006336</b>	<b>0.011476</b>
<b>1</b>	<b>0.003787</b>	<b>0.006556</b>	<b>0.015148</b>	<b>0.026224</b>	<b>0.005772</b>	<b>0.010128</b>
<b>mezanine</b>	<b>0.002344</b>	<b>0.004024</b>	<b>0.009376</b>	<b>0.016096</b>	<b>0.004828</b>	<b>0.008464</b>
<b>RDC</b>	<b>0.001137</b>	<b>0.001908</b>	<b>0.004548</b>	<b>0.007632</b>	<b>0.00336</b>	<b>0.005548</b>
<b>Sous-sol</b>	<b>0.000297</b>	<b>0.000521</b>	<b>0.001188</b>	<b>0.002084</b>	<b>0.001188</b>	<b>0.002084</b>

**Tableau IV-10 : Vérification des déplacements**

**IV.5.16 Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  :**

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce phénomène est appelé « effet P- $\Delta$  ».

D'après l'article du RPA (5.9), les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous Les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

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

$V_k$  : 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 »

etage	U1	U2	P	Vx	Vy	h(m)	< 0.01 *h
Terrasse	0.003324	0.00526	372.262	30.43	30.65	3.23	cv
7	0.005744	0.012028	4329.1	351.8	354.29	3.26	cv
6	0.00602	0.01234	4595.477	658.05	662.7	3.23	cv
5	0.006316	0.012548	4638.53	932.27	938.86	3.23	cv
4	0.006532	0.012604	4684.847	1173.98	1182.28	3.23	cv
3	0.006536	0.01222	4737.34	1382.75	1393.53	3.23	cv
2	0.006336	0.011476	4789.833	1557.8	1568.82	3.23	cv
1	0.005772	0.010128	4826.132	1697.87	1709.88	3.23	cv
mezzanine	0.004828	0.008464	4948.029	1804.25	1817.01	3.23	cv
RDC	0.00336	0.005548	4401.015	1865.75	1878.95	3.23	cv
Sous-sol	0.001188	0.002084	4226.152	1893.01	1906.41	2.77	cv

- Vis-à-vis de l'effet p- $\Delta$  :

$\theta_{kx}$	$\theta_{ky}$	< 0.1
0.0125894	0.0199219	cv
0.021682	0.0454023	cv
0.0130156	0.0266799	cv
0.0097292	0.0193291	cv
0.0080701	0.0155719	cv
0.0069327	0.0129616	cv
0.0060314	0.0109244	cv
0.0050795	0.0089128	cv
0.0040992	0.0071864	cv
0.0024538	0.0040517	cv
0.0009575	0.0016796	cv

Tableau IV-11 : Vérification du p- $\delta$

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que la condition  $\theta < 0.1$  est satisfaite donc les effets de p- $\Delta$  peuvent être négligés.

#### IV.6 Conclusion :

Dans notre étude dynamique, on a opté pour la disposition des voiles qui donne les meilleurs résultats vis-à-vis des exigences du règlement algérien parasismique.

On a effectué les différentes vérifications du modèle par rapport l'interaction voiles-portique, les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même. Ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

## V Ferrailage super structure :

### V.1 Introduction :

Les éléments structuraux sont des éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage en connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre ouvrage.

Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (CBA93) en respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) dont :

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculées en flexion composée.

### V.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et transversal.

#### V.2.1 Combinaisons de calcul :

##### ✓ Combinaisons fondamentales :

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

**ELU** :  $1,35 G + 1,5 Q$

**ELS** :  $G + Q$

##### ✓ Combinaisons accidentelles :

$G + Q \pm Ex$                        $0,8 G \pm Ex$

$G + Q \pm Ey$                        $0,8 G \pm Ey$

#### V.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec  $\tau_u$  est la contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d}$$

V : l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \rho_d * f_{c28} \quad \text{D'après RPA 99V2003, P51}$$

$$\text{Avec :} \quad \rho_d = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \quad \text{si } \lambda_g \leq 5$$

$\lambda_g$  est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{L_f}{b} \quad \text{D'après RPA 99V2003, art 7.4.2.2}$$

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

$L_f$ : longueur de flambement du poteau .

$L_0$ : hauteur d'étage.

$$L_f = 0,7 * l_0$$

La vérification des sollicitations tangentés pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau suivant :

Niveaux	a ( m)	b(m)	V( kn)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_u$	$\tau_{bu}$	Observation
Sous-sol	0,55	0,55	46,95	3,258	0,040	0,1724	1	C.V
RDC	0,55	0,55	50,12	3,841	0,040	0,1840	1	C.V
Mezzanine	0,5	0,5	52,72	4,228	0,040	0,2343	1	C.V
1	0,5	0,5	58,56	4,228	0,040	0,2602	1	C.V
2	0,45	0,45	46,70	4,691	0,040	0,2562	1	C.V
3	0,45	0,45	58,97	4,691	0,040	0,3235	1	C.V
4	0,4	0,4	46,16	5,285	0,075	0,3205	1,875	C.V
5	0,4	0,4	54,77	5,285	0,075	0,3803	1,875	C.V
6	0,35	0,35	37,81	6,041	0,075	0,3429	1,875	C.V
7	0,35	0,35	51,36	6,041	0,075	0,4658	1,875	C.V
Terrasse	0,3	0,3	17,56	7,042	0,075	0,2167	1,875	C.V

**Tableau V-1: vérification des sollicitations tangentés pour chaque niveau**

D'après le tableau ci-dessus, toutes les sollicitations tangentés sont vérifiées dans tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

### V.2.3 Sollicitation à considérer :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les efforts normaux maximaux ainsi que les moments correspondant (cas le plus défavorable).

c.à.d : N (max) avec M (correspondant)

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel **SAP2000**.

### V.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

D'après le RPA99/version 2003, on doit vérifier les conditions suivantes :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets ;
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I) ;
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I) ;
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poteau	$N_{\max}$ (kn)	$M_{\text{correspondant}}$ (kn. m)
Sous-sol	1560,011	91,4586
RDC	2625,704	132,2065
Mezzanine	1072,731	90,8763
1	1539,136	95,487
2	822,512	76,912
3	673,364	97,5968
4	531,483	76,8878
5	394,57	90,5667
6	259,587	62,8411
7	200,074	93,7137
Terrasse	69,424	31,7358

Tableau V-2: Sollicitations maximales des poteaux

- Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du sous -sol, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

avec:

$$a = b = 0,55 \text{ m} ; d = 0,495 \text{ m} ; d' = 0,055 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

- Calcul de l'excentricité :  $e = \frac{M_u}{N_u}$

$$e = \frac{91,4586}{1560,011} = 0,058 \text{ m}$$

- Calcul de  $e_a$ :

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,278 \text{ m}$$

- moment fictive  $M_a$ :

$$M_a = N * e_a$$

$$M_a = 1560,011 * 0,278 = 0,4346 \text{ MN.m}$$

- ✓ Vérification du domaine de fonctionnement (domaine 2):

$$N_U(d - d') - M_a = 1560,011 * (0,495 - 0,055) - 0,4346 = 0,2518 \quad (1)$$

$$(0,337 - 0,81 * \frac{d'}{d}) * b * d^2 * f_{bc} = 0,4716 \quad (2)$$

(1) < (2) donc, la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue.

❖ Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{0,4346}{0,55 * (0,495)^2 * 14,17} = 0,2275 < 0,392 \text{ donc S.S.A (} A_{sc} = 0 \text{)}$$

On a :

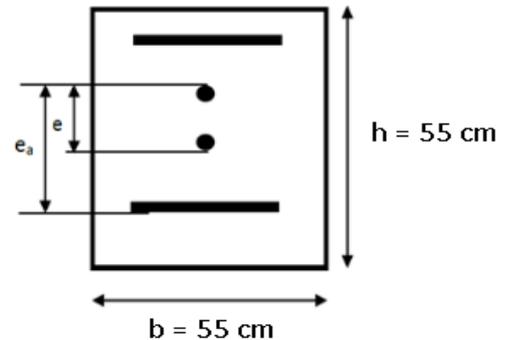
$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} * \left( \frac{M_a}{z} - N \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,2275}) = 0,3271$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,495(1 - 0,4 * 0,3271) = 0,4302 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} * \left( \frac{0,4346}{0,4302} - 1560,011 * 10^{-3} \right) = -15,79 \text{ cm}^2$$



## ✓ Vérification des armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 version 2003 :

- $A_{\min} = 0,7\% \times b \times h = 21,175\text{cm}^2$  (zone I)
- Zone courante :  $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 121\text{cm}^2$
- Zone nodale :  $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 181,5\text{cm}^2$

Les résultats de **vérification du domaine de fonctionnement** sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteaux	B (cm <sup>2</sup> )	M (kn.m)	N <sub>a</sub> (kn)	e (m)	e <sub>a</sub> (m)	Ma (kn.m)	(1)	(2)	1 < 2
Sous-sol	55*55	91.4586	1560.011	0.05862689	0.27862689	0.43466102	0.25174382	0.47167178	c.v
RDC	55*55	132.2065	2625.704	0.05035088	0.27035088	0.70986138	0.44544838	0.47167178	c.v
Mezzanine	50*50	90.8763	1072.731	0.0847149	0.2847149	0.3054225	0.1236699	0.35437399	c.v
1	50*50	95.487	1539.136	0.06203935	0.26203935	0.4033142	0.2123402	0.35437399	c.v
2	45*45	76.912	822.512	0.09350867	0.27350867	0.22496416	0.07114016	0.25833864	c.v
3	45*45	97.5968	673.364	0.14493914	0.32493914	0.21880232	0.02360872	0.25833864	c.v
4	40*40	76.8878	531.483	0.14466653	0.30466653	0.16192508	0.00814948	0.18143948	c.v
5	40*40	90.5657	394.57	0.22953012	0.38953012	0.1536969	0.0274345	0.18143948	c.v
6	35*35	62.8411	259.587	0.24208107	0.38208107	0.09918328	0.02649892	0.12155028	c.v
7	35*35	93.7137	200.074	0.46845841	0.60845841	0.12172028	0.06570712	0.12155028	c.v
Terrasse	30*30	31.7358	69.424	0.4571301	0.5771301	0.04006668	0.02340492	0.07654478	c.v

Tableau V-3: Vérification domaine2

Les résultats du ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Poteaux	B(cm <sup>2</sup> )	$\mu_u$	$\mu_u < 0.392$	$\alpha$	Z(m)	Ast calculé	A <sub>min</sub>	Ast choisi
Sous-sol	55*55	0.2276186	C.V	0.3273994	0.43017492	-0.00158008	0.0021175	12 T 16 24.13
RDC	55*55	0.37173257	C.V	0.61688411	0.37285695	-0.00207538	0.0021175	12 T 16 24.13
Mezzanine	50*50	0.21288063	C.V	0.30276823	0.39550172	-0.00086392	0.00175	12 T 14 18.47
1	50*50	0.28111151	C.V	0.42294104	0.37387061	-0.00132362	0.00175	12 T 14 18.47
2	45*45	0.21509035	C.V	0.30642029	0.35535991	-0.00054468	0.0014175	10 T14 15.39
3	45*45	0.20919896	C.V	0.29671449	0.35693225	-0.00017353	0.0014175	10 T14 15.39
4	40*40	0.22043435	C.V	0.31531147	0.31459515	-4.8225E-05	0.00112	4 T14+ 6 T 12 12.95
5	40*40	0.20923304	C.V	0.29677036	0.31726507	0.00025839	0.00112	4 T14+ 6 T 12 12.95
6	35*35	0.20154845	C.V	0.2842562	0.27918372	0.00027507	0.0008575	8 T12 9.03
7	35*35	0.24734546	C.V	0.3614363	0.26945903	0.00072358	0.0008575	8 T12 9.03
Terrasse	30*30	0.12928994	C.V	0.17367805	0.25124277	0.0002589	0.00063	6 T12 6.79

Tableau V-4: Ferrailage longitudinal des poteaux

### V.2.5 Calcul les armatures transversales :

D'après le RPA 99Version 2003 , les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

- ✓  $V_u$  : l'effort tranchant.
- ✓  $h_l$  : hauteur totale de la section brute.
- ✓  $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.  $F_e = 235 \text{ MPa}$
- ✓  $\rho$  : est un coefficient correcteur :

- $\rho = 2,50$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$
- $\rho = 3,75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \leq 5$

- ✓  $\lambda_g$ : L'élançement géométrique du poteau. ( $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$  ou  $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$ )
- ✓  $L_f$ : La longueur de flambement du poteau. ( $L_f = 0,7 \times L_0$  (Pour étage multiple))
- ✓  $L_0$ : La hauteur libre du poteau. ( $L_0 = h$  (étage) -  $h$  (plancher(16+5))
- ✓ (a ; b) : Les dimensions du poteau.

## ❖ Diamètres des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$D'après\ BAEL91 : \varnothing_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_1 \right)$$

$\varnothing_1$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

✓  $t$  : l'espacement des cadres dans la zone nodale.

$t \leq \text{Min}(10\varnothing_1, 15\text{cm})$  pour la zone 1

✓  $t'$  : l'espacement des cadres dans la zone courante.

$t' \leq 15 \varnothing_1$  pour la zone 1

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Poteaux	h (m)	V <sub>u</sub> (kn)	$\lambda g$	$\rho$	t(cm)	t'(cm)	A <sub>t</sub> (m <sup>2</sup> )	Choix
Sous-sol	0.55	46.95	3.0036	3.75	10	20	0.000136219	4Ø8
RDC	0.55	58.12	3.8436	3.75	10	20	0.000168627	4Ø8
Mezzanine	0.50	52.72	4.228	3.75	10	20	0.000168255	4Ø8
1	0.50	58.56	4.228	3.75	10	20	0.000186894	4Ø8
2	0.45	46.70	4.6977	3.75	10	20	0.000165603	4Ø8
3	0.45	58.97	4.6977	3.75	10	20	0.000199113	4Ø8
4	0.40	46.16	5.285	2.5	10	15	0.000122766	4Ø8
5	0.40	54.77	5.285	2.5	10	15	0.000145612	4Ø8
6	0.35	37.81	6.04	2.5	10	15	0.000114924	4Ø8
7	0.35	51.36	6.1	2.5	10	15	0.000156109	4Ø8
Terrasse	0.30	17.56	7.0466	2.5	10	15	6.22695E-05	4Ø8

**Tableau V-5: Ferrailage transversale des poteaux**

### V.2.6 Calcul des longueurs de recouvrement :

D'après le RPA99 V2003, La longueur minimale de recouvrement est :

$L_r \geq (40 \times \emptyset)$  pour Zone I

$\emptyset$ (max) (mm)	$L_r$ (mm)	$L_r$ (mm) choisi
$\emptyset 16$	64	65
$\emptyset 14$	56	60
$\emptyset 12$	48	50

Tableau V-6 : Longueur de recouvrement des poteaux

### V.2.7 Calcul des longueurs de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

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

Avec :  $h_e$  : Hauteur d'étage ;

$h$  : hauteur de la poutre.

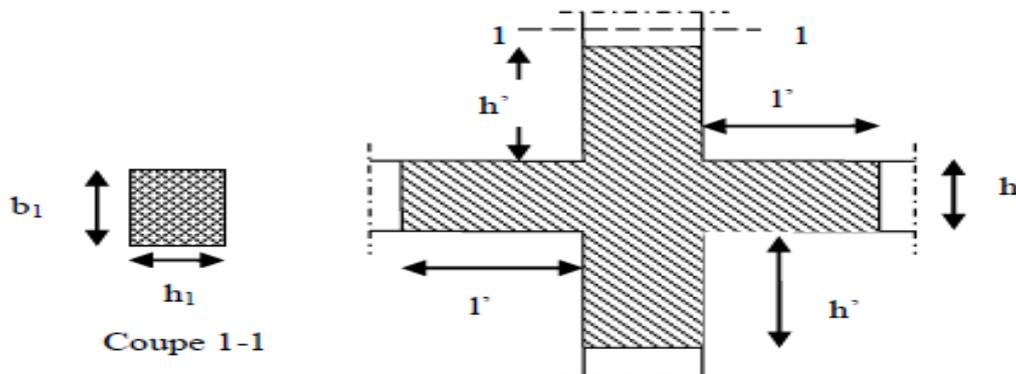


Figure V-1: zone nodale.

(a=b) (cm)	$h_e$ (cm)	$h'$ (cm)
55	323	60
50	323	60
45	323	60
40	323	60
35	323	60
30	323	60

Tableau V-7: La longueur de la zone nodale des poteaux.



### V.3 Les poutres :

#### V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux. Les poutres sont généralement posées de manière isostatique sur leurs appuis d'extrémités. Il s'agit d'éléments principalement soumis à la flexion et à l'effort tranchant.

On distingue dans notre structure deux types des poutres :

- **Poutres principales** : Sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux ((30\*45) cm<sup>2</sup> dans notre cas).
- **Poutres secondaires** : Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer (30\*35)cm<sup>2</sup>.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple

#### V.3.2 Combinaisons de calcul :

Les combinaisons fondamentales utilisées selon BAEL91 sont :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Combinaisons accidentelles : Selon RPA99 Version 2003

$G + Q \mp Ex$

$G + Q \mp Ey$

$0.8G \mp Ex$

$0.8G \mp Ey$

#### V.3.3 Recommandation du RPA99 version 2003 :

Les recommandations du RPA 99 version 2003 sont les suivants :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  en zone I.

### V.3.4 Calcul du ferrailage :

Les résultats des moments et des efforts tranchantes des poutres principales et secondaires pour toutes les combinaisons sont données par logiciel « SAP 2000 » et sont résumés dans le tableau suivant :

	TYPE		ELU		ELS		G + Q + Ex		0.8 * G + Ex	
			Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt
SS + RDC	Poutre principale	$M_{max}$	215.157	112.8985	152.7547	80.1642	162.3015	80.6439	85.0474	39.7425
		$V_{max}$	202.118		143.942		146.807		73.489	
	Poutre secondaire	$M_{max}$	16.9169	8.8417	12.5328	6.5457	25.254	8.9483	10.0043	5.2442
		$V_{max}$	27.302		22.223		27.148		16.171	
Mez + Etage Courant	Poutre Principale	$M_{max}$	172.1557	86.775	124.8862	62.9137	147.5622	62.2008	104.2099	40.3468
		$V_{max}$	154.758		112.238		118.514		79.137	
	Poutre secondaire	$M_{max}$	13.0442	25.1215	9.6628	18.0836	12.2136	7.3755	9.8472	5.8344
		$V_{max}$	31.233		22.368		20.494		16.401	
Terrasse	Poutre principale	$M_{max}$	43.458	31.493	33.667	23.025	53.975	28.332	43.988	21.888
		$V_{max}$	64.17		46.899		56.991		43.041	
	Poutre secondaire	$M_{max}$	6.324	4.840	4.658	3.575	15.477	9.474	14.357	9.747
		$V_{max}$	8.369		6.186		11.213		10.011	

Tableau V-9: sollicitations des poutres

		ELU		ELS	
		Ma (kn.m)	Mt (kn.m)	Ma (kn.m)	Mt (kn.m)
Sous-sol+RDC	Poutre Principale	215.157	112.8985	152.7547	80.1642
	Poutre secondaire	25.254	8.9483	12.5328	6.5457
Mezzanine+ Etage courant	Poutre principale	172.1557	86.775	124.8862	62.9137
	Poutre secondaire	13.0442	25.1215	-9.6628	18.0836
Terrasse	Poutre principale	53.975	31.493	33.667	23.025
	Poutre secondaire	15.477	9.747	4.658	3.575

Tableau V-10: sollicitations maximales des poutres

### V.3.5 Poutres principales :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire situé au plancher haut du sous-sol :

#### V.3.5.1 Ferrailage longitudinal :

➤ **En Travée :**

- **ELU :**

$$M_{\max} = 112,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,11289}{(0,3) \cdot (0,405)^2 \cdot (14,17)} = 0,1619$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,2221 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,369 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,11289}{347,82 \cdot (0,369)}$$

$$A_{st} = 8,79 \text{ cm}^2$$

on prend : 6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{30 \times 45}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,35 ; 1,467) \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 \geq 1,467 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v})$

- **ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{112,8985}{80,1642} = 1,408$$

$$\alpha \leq \frac{1,408-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,2221 \leq 0,454 \dots\dots\dots(\text{c.v})$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Donc** le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS

➤ **En Appui :**

$$M_{\max} = 215,157 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = (0,85 * f_{c28}) / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,215157}{(0,3) \cdot (0,405)^2 \cdot (14,17)} = 0,3085$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,4764 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,327m \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{0,215157}{347,82(0,327)} = 18,87$$

**on prend : 9T14+3T16= 19,88cm<sup>2</sup>**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{30 \times 45}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,35 ; 1,467) \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{st} = 19,88 \text{ cm}^2 \geq 1,467 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$

• **ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{215,157}{152,7547} = 1,408$

$$\alpha \leq \frac{1,408 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha = 0,4764 \leq 0,454 \dots \dots \dots \text{(c.n.v)}$

**On vérifier la contrainte du béton.**

$$X = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st} + d' \cdot A_{sc}}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = \frac{15(19,88 \cdot 10^{-4})}{0,3} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0,3 \cdot 0,405 \cdot 19,88 \cdot 10^{-4}}{15(19,88 \cdot 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,2012 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \cdot A_{sc} (x - d')^2 + n \cdot A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \cdot 0,2012^3}{3} + 15 \cdot 19,88 \cdot 10^{-4} (0,405 - 0,2012)^2$$

$I = 2,0530 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

• **Calcul des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{152,7547 \cdot 10^{-3} \cdot 0,2012}{2,0530 \cdot 10^{-3}} = 14,97 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(c.v)}$

• **Vérification des conditions du RPA :**

$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \times 30 \times 45$

$A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2$

On a  $A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2 < A_{\text{st calc}} = 8,79 + 18,87 = 27,66 \text{ cm}^2$

- **Armatures maximales :**

**En zone courante :**  $A_{\max} = 4\% b * h = 0,04 * 30 * 45 = 54 \text{ cm}^2$

**En Zone nodale :**  $A_{\max} = 6\% b * h = 0,06 * 30 * 45 = 81 \text{ cm}^2$

Donc on garde le ferrailage calculé précédemment.

### V.3.5.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{202,118 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,9 \times 0,45}$$

$$\tau_u = 1,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

### V.3.5.3 Vérification de la flèche :

Selon les règles du BAEL91 :  $f \leq f_{\text{adm}}$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{650} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,0692 > 0,062 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

Avec L est la longueur maximale de la poutre ( $L_{\max} = 6,50 \text{ m}$ )

- ✓ **En travée :**

$$\frac{A_{\text{st}}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9,24}{30 \times 0,405} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0076 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

Puis que les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

### V.3.5.4 Détermination des Armatures Transversales :

$$\emptyset t \leq \text{Min} (\emptyset_1 ; h/35 ; b/10) = \text{min} (1,28 ; 3 ; 1,2)$$

$$\emptyset t \leq 1,2 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \emptyset t = 10 \text{ mm}$$

### V.3.5.5 L'espacement des barres :

D'après le RPA 99 on a :

#### Zone Nodale :

$$St \leq \text{min} (h/4 ; 12\emptyset_1 ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (45/4 ; 12 * 1,2 ; 30\text{cm})$$

$St \leq 11,25\text{cm}$     **On prend:  $St = 10\text{ cm}$**

**Zone courante:**

$St' \leq h/2 = 45/2$

$St' \leq 22,5\text{cm}$     **On prend:  $St' = 20\text{ cm}$**

**V.3.6 Poutre secondaire :**

**V.3.6.1 Ferrailage longitudinal :**

➤ **En Travée :**

- **ELU :**

$M_{\max} = 8.9483\text{ KN} \cdot \text{m}$

$f_{bc} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = 14,17\text{MPa}$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,0089483}{(0,3) \cdot (0,315)^2 \cdot (14,17)} = 0,0212$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0267 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,311\text{m} \end{cases}$$

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,82\text{ MPa}$

Donc :

$$A_{st} = \frac{0,0089483}{347,82(0,311)}$$

**$A_{st} = 0.82\text{ cm}^2$**

**On prend :  $2T14+2T12 = 5.34\text{ cm}^2$**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{30 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,141) \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{st} = 5,34 \text{ cm}^2 \geq 1,141 \text{ cm}^2$  .....(c.v)

- **ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,9489}{6,5457} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,0267 \leq 0,43$$
 .....(c.v)

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Donc** le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS

➤ **En Appui :**

$$M_{\max} = 25,254 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$f_{bc} = (0,85 * f_{c28}) / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,025254}{(0,3) \cdot (0,315)^2 \cdot (14,17)} = 0,0598$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,0771 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,305 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = f_e / y_s = 400 / 1,15 = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{0.025254}{347.82 \times 0.305} = 2.37$$

on prend :  $2T14+2T12= 5.34 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{30 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,141) \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{st} = 5.34 \text{ cm}^2 \geq 1,141 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (\text{c.v})$

**ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25.254}{12.5328} = 2.015$$

$$\alpha \leq \frac{2.015-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,0771 \leq 0,757 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$A_{\min} = 0.5\% b \cdot h = 0.5\% \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

On a  $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ calc}} = 0.82 + 2.37 = 3.19 \text{ cm}^2$

- **Armatures maximales :**

**En zone courante :**  $A_{\max} = 4\% b * h = 0,04 * 30 * 35 = 42 \text{ cm}^2$

**En Zone nodale :**  $A_{\max} = 6\% b * h = 0,06 * 30 * 35 = 63 \text{ cm}^2$

**Donc** on garde le ferrailage calculé précédemment

**V.3.6.2 Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{27.302 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,9 \times 0,35}$$

$$\tau_u = 0,288 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

**V.3.6.3 Vérification de la flèche :**

Selon les règles du BAEL91 :  $f \leq f_{adm}$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{445} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,0786 > 0,062 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

Avec L est la longueur maximale de la poutre ( $L_{max} = 4,45 \text{ m}$ )

✓ **En travée :**

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,34}{30 \times 0,315} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0056 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{(c.v)}$$

Puisque les conditions sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

**V.3.6.4 Détermination des Armatures Transversales :**

$$\phi t \leq \text{Min} (\phi_l ; h/35 ; b/10) = \text{min} (1,2 ; 1 ; 3,5)$$

$$\phi t \leq 1 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi t = 8 \text{ mm}$$

**V.3.6.5 L'espacement des barres :**

D'après le RPA 99 on a :

**Zone Nodale :**

$$St \leq \text{min} (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm})$$

$$St \leq \text{min} (35/4; 12*1,2; 30\text{cm})$$

$$St \leq 8,75 \text{ cm} \quad \text{On prend } St = 8 \text{ cm}$$

**Zone courante:**

$$St' \leq h/2 = 35/2$$

$$St' \leq 17,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } St' = 15 \text{ cm}$$

## V.3.7 Ferrailages des poutres :

		$M_{max}(kn)$	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_{st}(cm^2)$ calculé	$A_{st}(cm^2)$ choisi
Sous-sol+RDC	Poutre Principale	$M_a = 215.157$	0.3085	0.4764	0.3278	18.87	9T14+3T16 19.88
		$M_t = 112.8985$	0.1619	0.2221	0.3690	8.79	6T14 9.24
	Poutre secondaire	$M_a = 25.254$	0.0598	0.0772	0.3052	2.37	2T14+2T12 5.34
		$M_t = 8.9483$	0.0212	0.0267	0.3116	0.82	2T14+2T12 5.34
Mezzanine + Etage courant	Poutre Principale	$M_a = 172.1557$	0.2468	0.3606	0.3465	14.28	6T14+3T16 15.27
		$M_t = 86.775$	0.1244	0.1666	0.3779	6.6	3T14+3T12 8.01
	Poutre secondaire	$M_a = 13.0442$	0.0309	0.0392	0.3100	1.209	2T14+2T12 5.34
		$M_t = 25.1215$	0.0509	0.0676	0.3053	2.36	2T14+2T12 5.34
Terrasse	Poutre Principale	$M_a = 53.975$	0.0774	0.1008	0.3886	3.99	2T14+2T12 5.34
		$M_t = 31.493$	0.0451	0.0577	0.3956	2.28	2T14+2T12 5.34
	Poutre secondaire	$M_a = 15.477$	0.0366	0.0467	0.3091	1.43	2T14+2T12 5.34
		$M_t = 9.747$	0.0231	0.0292	0.3113	0.90	2T14+2T12 5.34

Tableau V-11: Ferrailages des poutres

		$A_{max}(cm^2)$ Zone courant	$A_{max}(cm^2)$ Zone de recouvrement	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$T_{max}(kn)$	$\tau_u$ (MPa)	$\overline{\tau_u}$ $=3.33$ (MPa)	$\phi_t(mm)$	St (cm)	St' (cm)
Sous-sol+RDC	Poutre Principale	54	81	6.75	202.118	1.66	cv	10	10	20
	Poutre secondaire	42	63	5.25	31.233	0.330	cv	8	8	15
Mezzanine+ Etage courant	Poutre Principale	54	81	6.75	154.758	1.27	cv	10	10	20
	Poutre secondaire	42	63	5.25	27.302	0.288	cv	8	8	15
Terrasse	Poutre Principale	54	81	6.75	64.17	0.528	cv	10	10	20
	Poutre secondaire	42	63	5.25	11.213	0.118	cv	8	8	15

Tableau V-12: vérification de l'effort tranchant et l'espacement des armatures transversales

### V.3.8 Recouvrement :

D'après le RPA99 V2003, la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40 \times \emptyset) \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

		$\emptyset$	$L_r$ calculé (cm)	$L_r$ choisi (cm)
Sous-sol+RDC	Poutre Principale	14	56	60
		16	64	65
	Poutre secondaire	12	48	50
		14	56	60
Mezzanine+ Etage courant	Poutre Principale	12	48	50
		14	56	60
		16	64	65
	Poutre secondaire	12	48	50
		14	56	60

Tableau V-13: Longueur de recouvrement des poutres

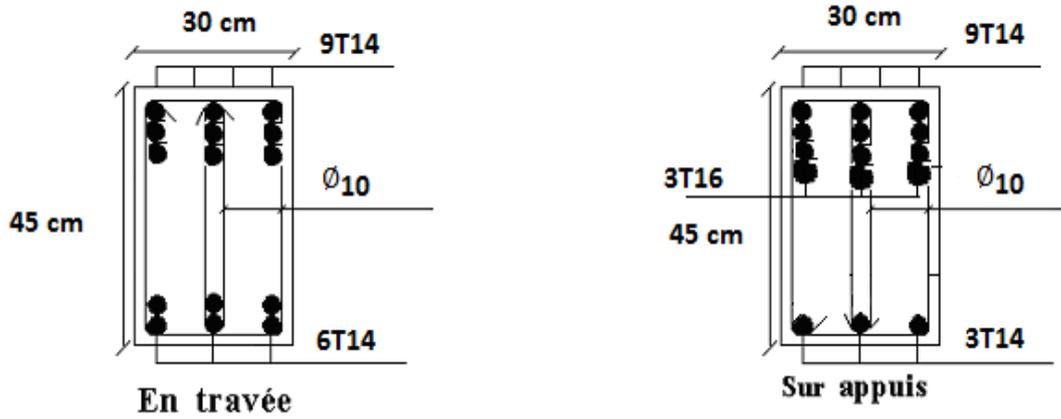


Figure V-3: Poutre principale sous-sol

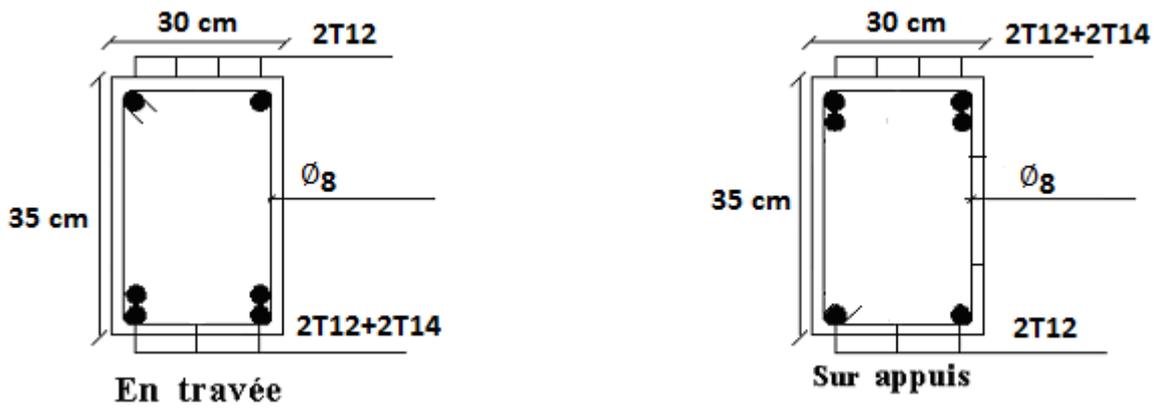


Figure V-4 : Poutre secondaire

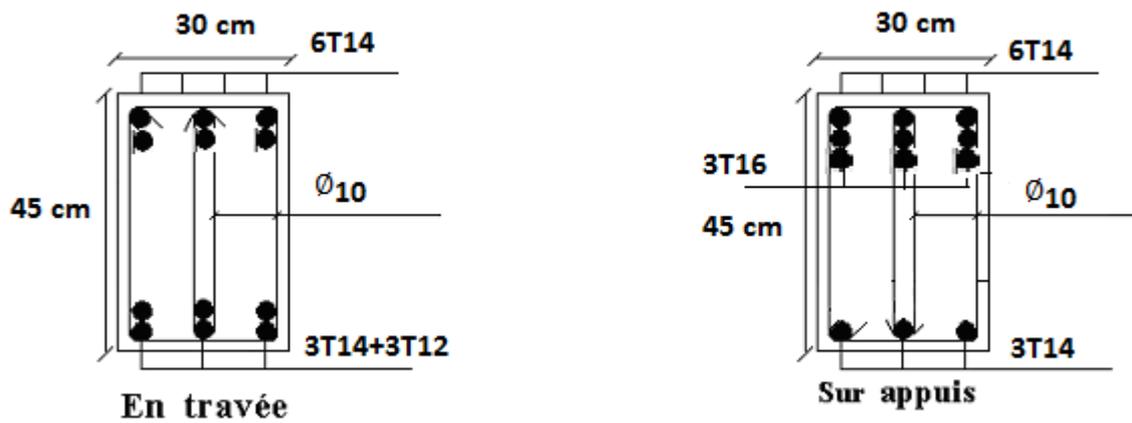


Figure V-5: Poutre principale étage courant

#### V.4 Les voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme ;
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, Ces derniers données par ce logiciel de calcul (SAP2000 v14), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : **RPA99/version 2003 et du (C.B.A.93)**

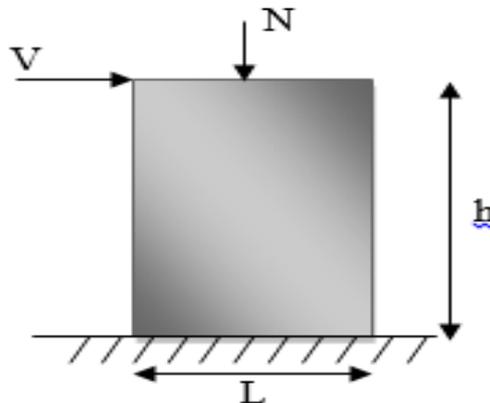


Figure V-6: Modèle général d'un voile

##### V.4.1 Combinaisons de calcul :

✓ **Combinaisons fondamentales :**

ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$

ELS :  $G + Q$

✓ **Combinaisons accidentelles :**

$G + Q \pm Ex$                        $0,8 G \pm Ex$

$G + Q \pm Ey$                        $0,8 G \pm Ey$

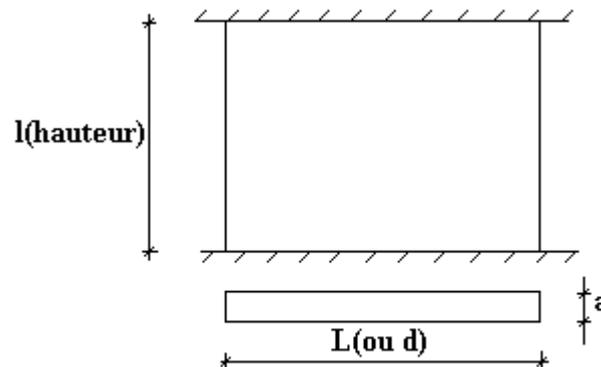
### V.4.2 Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du Plancher). L'emplacement de ces derniers ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

### V.4.3 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
  - ✓ Globalement dans la section du voile 0.15%.
  - ✓ En zone courante 0.10%.



- L'espacement des barres horizontales et verticales :  $S < \min(15a ; 30 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
  - ✓  $40 \varnothing$  : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
  - ✓  $20 \varnothing$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons d'actions.

### V.4.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les dimensions des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Voile	e (m)	L (m)	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>3</sup> )
Sous-sol + RDC + Etage courant (x-x)	0,2	3	0,6	0,45
		1,9	0,38	0,114
		1,5	0,3	0,056
		3,25	0,65	0,572
Sous-sol + RDC +Etage courant (y-y)	0,2	3,53	0,706	0,633
		3,3	0,66	0,598

Tableau V-14 : Dimensionnement des voiles

- **La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I} \text{ avec: } I = \frac{bh^3}{12}$$

D'où:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

- ✓ **On distingue trois cas :**

- ❖ **1<sup>er</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile **est entièrement comprimée** " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{min} = 0,15 \cdot a \cdot L$

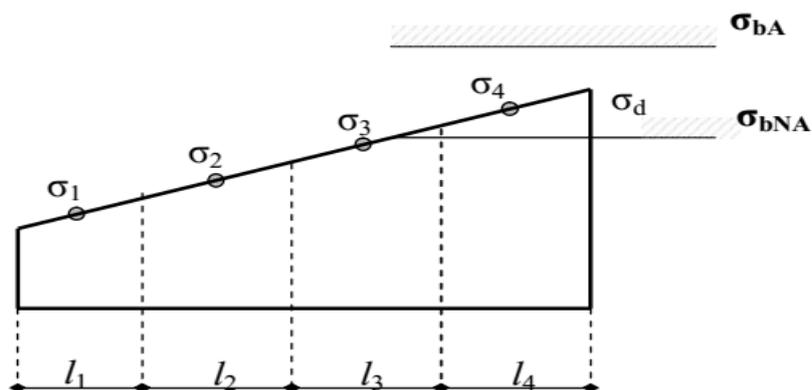


Figure V-7: cas d'un voile de section entièrement comprimé

- ❖ **2<sup>ème</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile **est entièrement tendue** " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si  $A_v < A_{min} = 0,15 \% a \cdot L$ , on ferraille avec la section minimale.

Si  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

- ❖ **3<sup>ème</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile **est partiellement comprimée**, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

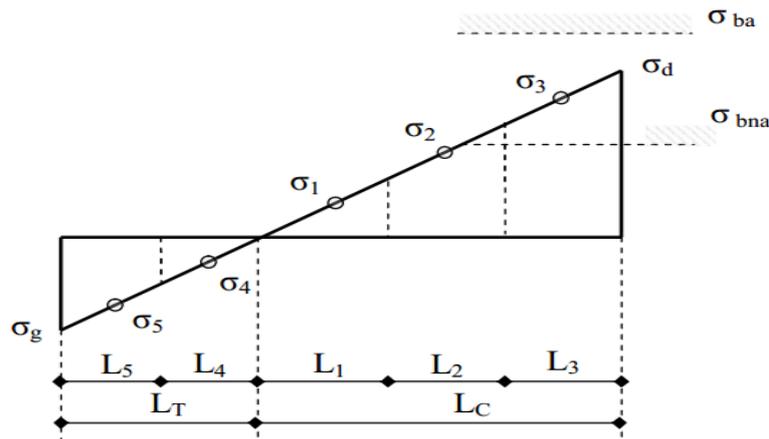


Figure V-8: cas d'un voile de section partiellement comprimée

#### V.4.5 Détermination des sollicitations :

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans le tableau suivant.

Voile	L(m)	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (Kn.m)	M <sub>max</sub> (Kn.m)	N <sub>cor</sub> (KN)	V <sub>max</sub> (KN)
Sens (x-x)	3	3607,264	2512,5106	2512,5106	3607,264	201,878
	1,9	3702,228	1354,9761	1868,1816	3110,665	97,028
	1,5	3891,068	1451,9231	1521,9339	2974,74	56,228
	3,25	4965,679	2613,3547	2613,3547	4965,679	304,372
Sens (y-y)	3,53	4428,426	388,4845	5886,1037	3137,735	503,097
	3,3	3144,989	1483,0883	4090,4491	2151,952	375,65

Tableau V-15 :Sollicitations des voiles

#### V.4.6 Calcul du ferrailage :

##### Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

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

##### V.4.6.1 Calcul le ferrailage vertical et horizontal (sens x-x) :

On va prendre comme un exemple de calcul le voile de rive de sous-sol de longueur L = 3,25m

➤ dans le sens X-X :

$$N_{\max} = 4965,679 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 2613,3547 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 \cdot 3.25^3}{12} = 0.572 \text{ m}^4$$

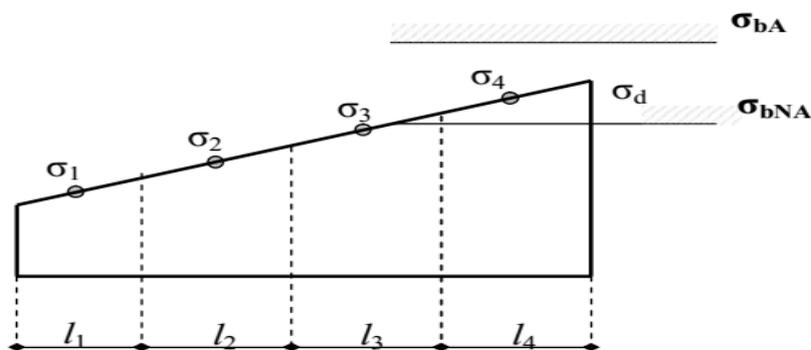
$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = \frac{4965.679 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 3.25} + \frac{2613.3547 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{3.25}{2}}{0.01666}$$

$$\sigma_1 = +15.06 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = \frac{4965.679 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 3.25} - \frac{2613.3547 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{3.25}{2}}{0.01666}$$

$$\sigma_2 = +0.215 \text{ MN/m}^2$$

la section du voile est **entièrement comprimée**



On a  $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 > 0$ , donc la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée **par le RPA** (Le ferrailage minimum).

**Selon RPA 99 v 2003 :**

$$A_{\min} = 0.15\% b \cdot L$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot 20 \cdot 325 = 9.75 \text{ cm}^2$$

- ❖ Justification de la stabilité et de la résistance :
  - ❖ L'effort de compression à L'ELU :

Le calcul de l'effort limite ultime  $N_u \text{ lim}$  et donné par les formules suivant :

$$N_u \text{ lim} = \alpha \cdot \left[ \frac{\beta r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :  $\beta r = l_w [a - 2(\text{cm})]$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 80$$

$$\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

$l_w$  : Longueur du mur.

$a$  : Épaisseur du mur.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$f_e$  : Limite élastique de l'acier

Notre exemple on a calculé le voile (  $L = 3.25$  m)

$$N_{u,lim} = \alpha \cdot \left[ \frac{\beta r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\beta r = 3.25 [0.535 - 0.02] = 1.673 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{1.792 \cdot \sqrt{12}}{0.2} = 31.038$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{31.038}{30}\right)^2} = 0.535 \quad \text{car } \lambda \leq 50$$

$$N_{u,lim} = 0.535 \cdot \left[ \frac{1.673 \cdot 25}{0.9 \cdot 1.5} + 9.75 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{400}{1.15} \right]$$

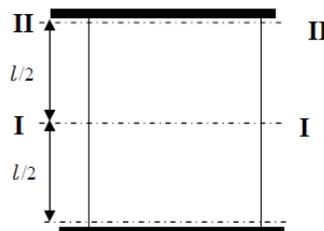
$$N_{u,lim} = 16756 \text{ kn}$$

On déduit la contrainte ultime qui vaut :  $\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \cdot l_w}$

$$\sigma_{u,lim} = \frac{16756}{0.2 \cdot 3.25} = 25.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{u,lim} = \frac{16756}{0.2 \cdot 3.25} = 25.77 \text{ MPa} \geq \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 11,34 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c. v}).$$

Niveau de deux vérification doivent être faites aux niveaux I et II du mur :



Section I-I à mi-hauteur d'étage  $\sigma_u \leq \sigma_{u,lim}$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a * l_w} = \frac{4965.679}{0.2 * 3.25}$$

$$\sigma_u = 7.639 \text{ MPa} \leq \sigma_{u,lim} = 25.77 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (c.v.)}$$

Section II-II à sous le plancher haut d'étage  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u,lim}}{a}$

$$\frac{\sigma_{u,lim}}{a} = \frac{25.77}{0.2} = 128.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 7.639 \text{ MPa} \leq \frac{\sigma_{u,lim}}{a} = 128.8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (c.v.)}$$

#### V.4.6.1.1 Ferrailage vertical :

$$A_{SV} \geq \rho_v \cdot d \cdot a$$

$$\rho_v = \max[0.001; 0.0015 * \frac{400 \cdot \theta}{f_e} (\frac{3 * \sigma_u}{\sigma_{u,lim}} - 1)]$$

Avec:  $\theta = 1.4$  pour un voile de rive

$\theta = 1$  pour un voile intermédiaire

$$\rho_v = \max[0.001; 0.0015 * \frac{400 \cdot 1.4}{400} (\frac{3 * 7.639}{25.77} - 1)]$$

$$\rho_v = \max[0.001; -0.00023] = 0.001$$

$$A_{SV} \geq 0.001 * 0.9 * 325 * 0.2$$

$$A_{SV} \geq 5.85 \text{ cm}^2$$

Pour une section d'armatures correspondant au pourcentage doit  $\rho_v$  être répartie par moitié sur chacune des face de la bande de mur considérée.

La section d'armatures correspondant chacune des faces de la bande de mur considérée.

$$A_{SV} \geq 2 * 5.85 = 11.7 \text{ cm}^2$$

Le choix pour une seule face de voile :

**On prend : 14T12 = 15.82 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm**

**V.4.6.1.2 Ferrailage horizontal :**

Selon RPA 99 v 2003 on a :  $A_{H \min} = 0,15 \% b \cdot L$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \varnothing$ .

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

$A_t \geq 0,15\% 100 * 20 \dots \dots \dots$  Calcul pour 1ml

$A_t \geq 3 \text{ cm}^2$

On adopte un diamètre **D = 10 mm**

$$A_{sh} \geq \rho_v \cdot 100 \cdot a$$

$$\rho_v \geq \max\left[\frac{2\rho_{v \max}}{3}; 0.001\right]$$

$\rho_{v \max}$ : % vertical des armatures verticales de la bande la plus armée

La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

$$\rho_{v \max} = \frac{15.82}{(1.62 * 0.2) * 100} = 0.488 \approx 0.5\%$$

$$\rho_v \geq \max\left[\frac{2 * 0.5}{3}; 0.001\right] = \max[0.333; 0.001] = 0.333$$

$$A_{sh} \geq \frac{0.333}{100} * 100 * 20 = 6.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix pour une seule face de voile :

On prend : 7T10 = 5.5 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 15 cm

**Le tableau suivant représente des vérifications de stabilité :**

Voile (m)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ (kn)	$N_{u \lim}$ (kn)	$N_u \leq N_{u \lim}$	$\sigma_u$ (MPa)	$\sigma_{u, \lim}$ (MPa)	$\sigma_u \leq \sigma_{u, \lim}$
L=3m	9	3607,264	15474.4	Cv	6.01	25.79	Cv
l=1,9m	5,7	3702,228	9795,5.51	Cv	9.74	25.77	Cv
L=1,5m	4,5	3891 ,068	7732.257	Cv	12.97	25.774	Cv
L=3 ,25m	9,75	4965,679	16756	Cv	7.639	25.77	Cv
L=3,53m	10.59	4428,426	18198.82	Cv	6.272	25.777	Cv
L=3,3m	9.9	3144,989	17016.91	Cv	4.765	25.78	Cv

**Tableau V-16: justification de la stabilité et de résistance des voiles**

- Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99 v 2003 on a :

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times 20; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 25 \text{ cm}$

Pour la zone nodale de longueur  $l = L/10 = 32,5 \text{ cm}$  l'espacement est la moitié de celui de la

zone courante :  $S'_t = \frac{S_t}{2} = 12,5 \text{ cm}$       On prend :  $S'_t = 10 \text{ cm}$

Le ferraillage des voiles (sens x-x) est illustré dans le tableau suivant :

Voile	Ferraillage vertical			Armature de repartions		Ferraillage horizontal		
	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>r<sub>cal</sub></sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>r<sub>choi</sub></sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calcul</sub> (cm <sup>2</sup> )/ml	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> ) /ml	S <sub>t</sub> (cm)
L = 3m	2*5.4	2*13T12 2*(14.69)	25	2,25	5Ø8 2,51	6,6	2*7T10 2(5.50)	15
L = 1,9m	2*3.42	2*8T12 2*(9.05)	25	1,425	5Ø8 2,51	6.6	2*7T10 2(5.50)	15
L = 1,5m	2*2.7	2*7T12 2*(7.92)	25	1,125	5Ø8 2,51	6.6	2*7T10 2(5.50)	15
L = 3,25m	2*11.7	2*14T12 2*(15.83)	25	2,437	5Ø8 2,51	6.6	2*7T10 2(5.50)	15

Tableau V-17 : Ferraillage de voiles sens (x-x)

**V.4.6.1.3 Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 V2003, la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40 \times \emptyset) \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

Ø (mm)	L <sub>r</sub> (mm)	L <sub>r</sub> (mm) choisi
Ø10	40	45
Ø12	48	55

Tableau V-18: Longueur de recouvrement des voiles (sens x-x)

**V.4.6.1.4 Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après RPA 99 v 2003 il faut que :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V$$

Voile	$V_{\max}$ (KN)	$\tau_b$ (MPa)	$<\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
L = 3m	201,878	0,523	5	CV
L = 1,9m	97,028	0,397	5	CV
L = 1,5m	56,228	0,291	5	CV
L = 3,25m	304,372	0,728	5	CV

Tableau V-19 : Vérification des contraintes tangentielles sens (x-x)

**V.4.6.2 Calcul le ferrailage vertical et horizontal (sens y-y) :**

➤ On va prendre un autre exemple de calcul dans le sens y-y:

Voile de rive de sous-sol (L = 3,53 m)

$$N_{\max} = 4428.426 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 388.4845 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 \cdot 3.53^3}{12} = 0.7331 \text{ m}^4$$

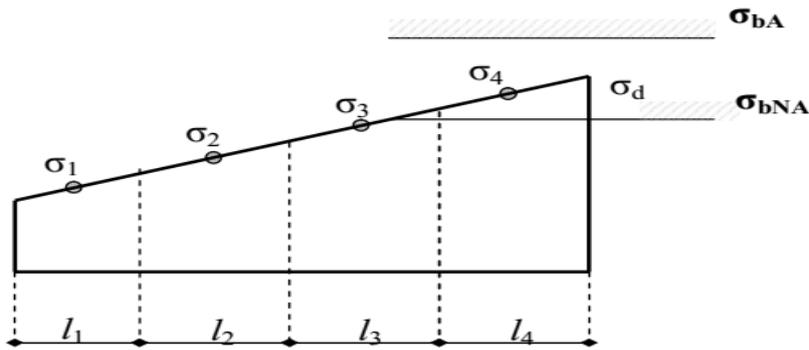
$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = \frac{4428.426 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 3.53} + \frac{388.4845 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{3.53}{2}}{0.7331}$$

$$\sigma_1 = +7.207 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = \frac{4428.426 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 3.53} - \frac{388.4845 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{3.53}{2}}{0.7331}$$

$$\sigma_2 = +5.337 \text{ MN/m}^2$$

La section du voile est **entièrement comprimée**



On a  $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 > 0$  Donc la section du voile est soumise à la compression et comme le **béton résiste bien à la compression**, la section d'acier sera celle exigée par le RPA (Le ferrailage minimum).

Selon RPA 99 v 2003 on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot L$$

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot 20 \cdot 3,53 = 10,59 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,\text{lim}} = 0,535 \cdot \left[ \frac{1,817 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} + 10,59 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{400}{1,15} \right]$$

$$N_{u,\text{lim}} = 18198,82 \text{ kn}$$

$$\sigma_{u,\text{lim}} = \frac{18198,82}{0,2 \cdot 3,53} = 25,777 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 6,272 \text{ MPa}$$

#### V.4.6.2.1 Ferrailage vertical :

$$A_{SV} \geq \rho_v \cdot d \cdot a$$

$$\rho_v = \max \left[ 0,001; 0,0015 \cdot \frac{400 \cdot \theta}{f_e} \left( \frac{3 \cdot \sigma_u}{\sigma_{u,\text{lim}}} - 1 \right) \right]$$

$$A_{SV} \geq 6,357 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures correspondante à chacune des faces de la bande de mur considérée.

$$A_{SV} \geq 2 \cdot 6,357 = 12,708 \text{ cm}^2$$

Le choix pour une seule face de voile :

**On prend : 15T12 = 16,96 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm**

**V.4.6.2.2 Ferraillage horizontal :**

$$A_{sh} \geq \rho_v \cdot 100 \cdot a$$

$$\rho_v \geq \max\left[\frac{2\rho_{v \max}}{3}; 0.001\right]$$

$$A_{sh} \geq 6.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix pour une seule face de voile :

**On prend : 7T10 = 5.5 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 15 cm**

**• Calcul de l'espacement :**

Selon RPA 99 v 2003 on a :

$$S_t \leq \min(1,5 e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times 20; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

**On prend : St = 25 cm**

Pour la zone nodale de longueur  $l = L/10 = 32,5 \text{ cm}$  l'espacement est la moitié de celui de la zone courante :  $S'_t = \frac{S_t}{2} = 12,5 \text{ cm}$  **On prend : S'\_t = 10 cm**

Voile	Ferraillage vertical			Armature de Repartions		Ferraillage horizontal		
	Acalcul(cm <sup>2</sup> )	Achoisi(cm <sup>2</sup> )	St (cm)	Ar <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ar <sub>choi</sub> (cm <sup>2</sup> )	Acalcul (cm <sup>2</sup> )	Achoisi (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
L = 3.53m	2*6.354	2*15T12 2*(16.96)	25	2,647	6Ø8 3,02	6.6	2*7T10 2(5.50)	15
L = 3.3m	2*5.94	2*14T12 2*(15.83)	25	2,475	5Ø8 2,51	6.6	2*7T10 2(5.50)	15

**Tableau V-20: Ferraillage de voiles sens (y-y)**

Pour les autre niveaux on 'a gardé le même ferraillage dans les deux directions x-x et y-y

**V.4.6.2.3 Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 V2003, la longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq (40 \times \varnothing) \dots \dots \dots \text{Zone I}$$

Ø (mm)	L <sub>r</sub> (mm)	L <sub>r</sub> (mm) choisi
Ø10	40	45
Ø12	48	55

**Tableau V-21: Longueur de recouvrement des voiles (sens y-y)**

**V.4.6.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après RPA 99 v 2003 il faut que :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V$$

Voile	$V_{\max}$ (KN)	$\tau_b$ (MPa)	$<\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
L = 3.53 m	503,097	1.108	5	CV
L = 3.3m	375,65	0,885	5	CV

Tableau V-22: Vérification des contraintes tangentielles sens (y-y)

**v.5 Conclusion :**

Ces résultats obtenus, nous permettent d'introduire le ferrailage réel de notre structure dans le modèle établi par SAP2000 pour faire une analyse statique non linéaire.

## VI Etude de fondation :

### VI.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassements liés aux caractères physiques et mécaniques du sols, dans notre cas les sol présente une contrainte admissible de 2 bar.

En utilise le logiciel SAFE pour le calcule le ferrailage de fondation.

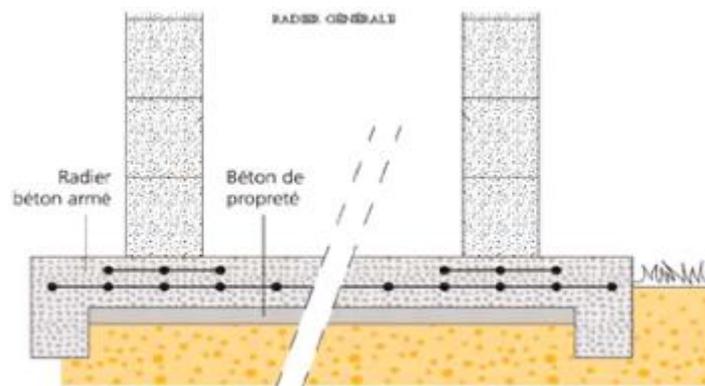


Figure VI-1: Fondation superficielle de type radier

### VI.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en générale de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de l'ouvrage construire ;
- La nature et l'homogénéité du sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- L'aspect économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La couche d'encrage.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général afin d'opter pour le cas qui convient.

Avec une contrainte admissible de 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Les charges transmises de notre structure sont très importantes, et le sol présente une faible résistance à ces charges, donc on choisit comme fondation un **radier général**.

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction par une surface égale ou supérieure à celle de la construction, ce dernier travail comme un plancher renversé.

### VI.3 Dispositions générales :

#### ➤ Charge admissible au sol :

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résulte de la considération des tassements maximaux ou des tassements différentiels compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

#### ➤ Combinaisons d'action à considérer :

- Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS :  $G + Q$

- Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm E_x$
- $G + Q \pm E_y$
- $0,8 G \pm E_x$
- $0,8 G \pm E_y$ .

Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies par les poteaux et les poutres.

La combinaison à considérer est essentiellement :  $(1,35G+1,5Q)$

#### ➤ Sollicitations :

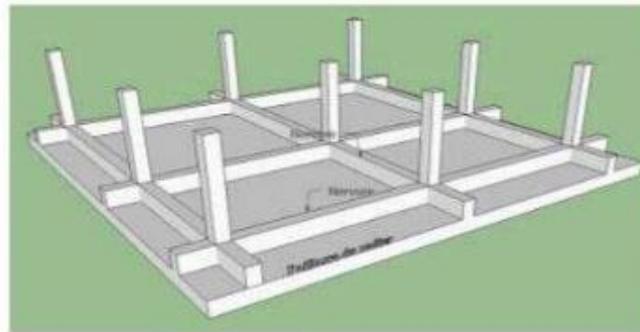
Les calculs de fondation sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique s'effectue à (E.L.U).

### VI.4 Pré dimensionnement :

Les radiers nervurés sont constitués de poutres et de poutrelles croisées qui ont pour fonction de raidir la dalle. Ce type de radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol ;
- Charges transmises au sol sont importantes ;
- Les poteaux rapprochés (petites trames).



Radier Nervuré

Figure VI-2: Fondation superficielle de type Radier Nervuré

#### VI.4.1 Dimension du radier :

L'épaisseur  $h_n$  de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux files successives, elle est égale à  $L_{\max} = 6,5$  m

donc :  $h_n \geq 65$  cm

L'épaisseur  $h_d$  de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

donc :  $h_d \geq 32,5$  cm

✓ **Proposition 1 :**

$$h_n = 70 \text{ cm}$$

$$h_d = 35 \text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol, donc on augmente les valeurs de  $h_n, h_d$ .

✓ **Proposition 2 :**

$$h_n = 100 \text{ cm}$$

$$h_d = 80 \text{ cm}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol, donc on augmente les valeurs de  $h_n$ ,  $h_d$ .

✓ **Proposition 3 :**

$$h_n = 120 \text{ cm}$$

$$h_d = 80 \text{ cm}$$

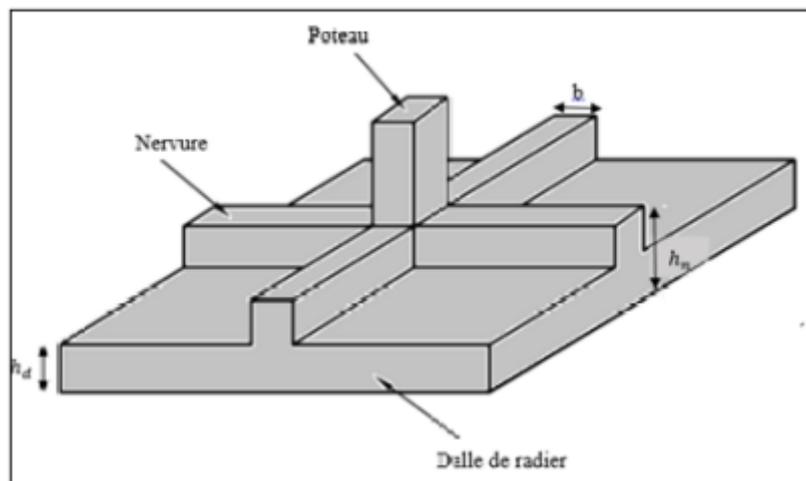
Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol, donc on augmente les valeurs de  $h_n$ ,  $h_d$ .

✓ **Proposition 4 :**

$$h_n = 140 \text{ cm}$$

$$h_d = 100 \text{ cm}$$

Ces valeurs vérifient la contrainte du sol,



**Figure VI-3: Dessin représente le radier et ces composants**

#### VI.4.1.1 Vérification au poinçonnement :

La condition de poinçonnement est vérifiée (d'après **BAEL99 (article A.5.2, 41)**)

si :

$$N_U \leq 0,045 * h * p_r * \frac{F_{C28}}{\gamma_b}$$

Avec ;

$N_U$  : La charge à l'état limite ultime du poteau le plus sollicitée.

$p_r$  : Périmètre de centre cisaillement.

$$N_u = 2999,536 \text{ Kn}$$

$$Pr = 4 * (a + h)$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$a = 55 \text{ cm}$$

$$Pr = 4 * (0,55 + 1) = 6,2 \text{ m}$$

$$N_U \leq 0,045 * 1,4 * 6,2 * \frac{25}{1,5}$$

$$N_U = 2999,536 \text{ Kn} \leq 6510 \text{ Kn}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de poinçonnement

- **Calcul de surface du radier :**

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$N_s$  : Effort normal de la structure.

$$N_s = 74362,19 \text{ KN}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{74362,19}{200} = 371,81 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bat}} = 423,336 \text{ m}^2$

**On prend:  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 423,336 \text{ m}^2$**

- **Calcul de Débordement « D » :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{140}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq 70 \text{ cm}$$

$$D \geq 100 \text{ cm}$$

$$D = 150 \text{ cm}$$

On va adopter un débordement D égale à 150 cm qui sera réalisés seulement sur les deux côtes ou il n'y a pas de voisinage.

**VI.4.1.2 Vérification au renversement:**

D'après le RPA99/V 2003 pour éviter le risque de renversement, il faut que cette condition soit vérifiée :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Avec

M : moment de renversement suivant chaque direction.

N<sub>s</sub> : effort normal total.

$$N_{sT} = N_{s \text{ superstructure}} + N_{s \text{ radier}} + N_{s \text{ parc}}$$

$$N_{s \text{ superstructure}} = 74362.19 \text{ kn}$$

$$N = W + P_{\text{radier}} + P_{\text{parcs}}$$

- **Calcul du poids propre du radier**

$$P \times P_{\text{radier}} = S \times h \times \gamma_{\text{BA}}$$

Avec

S : la section du radier.

H : la hauteur du radier.

$\gamma_{\text{BA}}$  : poids volumique du BA.

$$P \cdot P_{\text{radier}} = (20.07 \times 27.8) \times 1 \times 25 + (20.07 \times 7 + 27.8 \times 4) \times 0.4 \times 0.55 \times 25 \\ = 13948.65 + 1384.295 = 15332.945 \text{ KN}$$

- **Calcul la charge de garage (sous-sol) :**

$$P \cdot P_{\text{parc}} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

Q<sub>parcs</sub> de stationnement est égale 2.5 kn

Avec :

$$Q_u = 1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ KN}$$

$$N_{sT} = 74362.19 + 15332.945 + 3.75 = 89698.885 \text{ KN}$$

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

$$M_x = 71650.179 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_x}{N} \leq \frac{B_x}{4} \rightarrow e = \frac{71650.179}{89698.885} = 0.79 \leq \frac{17.07}{4} = 3.51 \dots \dots \dots (c.v).$$

Puisque la condition est vérifiée, donc il n'y a pas risque de reversement.

- **Sens (y-y)**

$$M_y = 86826.131 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_y}{N} \leq \frac{B_y}{4} \rightarrow e = \frac{86826.131}{89698.885} = 0.96 \leq \frac{24.8}{4} = 6.2 \dots \dots \dots (c. v).$$

Puisque la condition est vérifiée, donc il n'y a pas risque de reversement.

### VI.4.1.3 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a  $\bar{\sigma}_{sol}$  égale à deux bars, donc on doit vérifier ces deux conditions :

- **Condition 1:**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

avec :

$$\sigma_{b1} = K * Z_{max}$$

$$\sigma_{b2} = K * Z_{min}$$

D'où  $Z_{max}$  et  $Z_{min}$  déplacement maximal et minimal suivant axe Z

K: coefficient de BALLAST

$$K = 2 * \bar{\sigma}_{sol}$$

$$K = 2 * 2 = 4 \text{ kg/cm}^3$$

$$Z_{max} = 0,53 \text{ cm}$$

$$Z_{min} = 0,32 \text{ cm}$$

$$\sigma_{b1} = 4 * 0,53 = 2,12 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 4 * 0,32 = 1,28 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * 2,12 + 1,28}{4} = 1,91 \text{ bar} \leq 2 \text{ bar} \dots \dots \dots (c. v).$$

- **Condition 2:**

$$\sigma_{b2} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

avec :

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

D'où  $F_z$  réaction total de la structure à l'ELS obtenu par SAP2000 ( $F_z = 74362,19 \text{ kn}$ )

S : surface de radier, égale à  $488,391 \text{ m}^2$

$$\sigma_{b2} = \frac{74362,19}{488,391} = 1,52 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (c. v).$$

D'après logiciel SAFE on conclue le déplacement et moment fléchissant

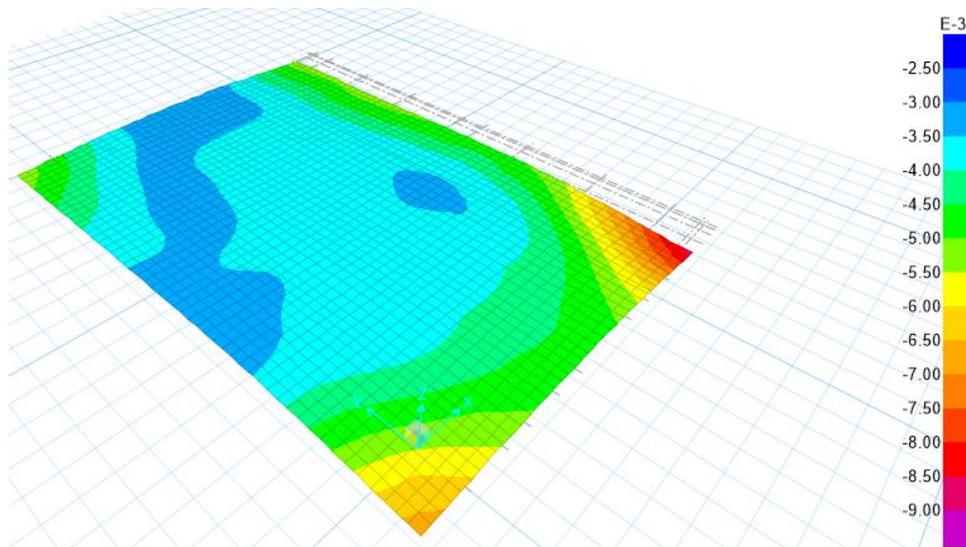


Figure VI-4: Déplacement suivant Uz

Suivant Lx :

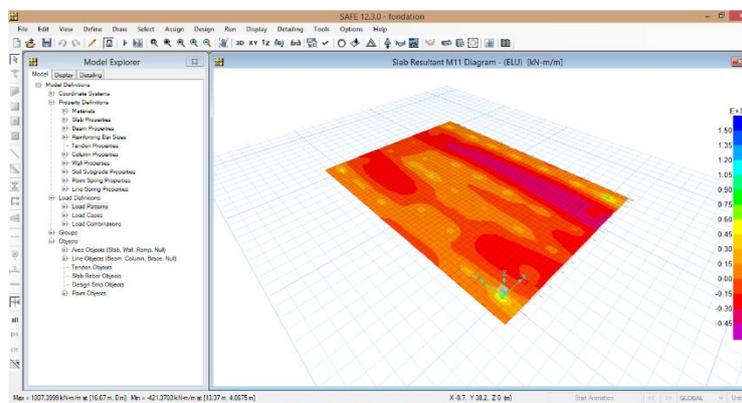


Figure VI-5 : Moment M<sub>11</sub> à ELU

Suivant Ly :

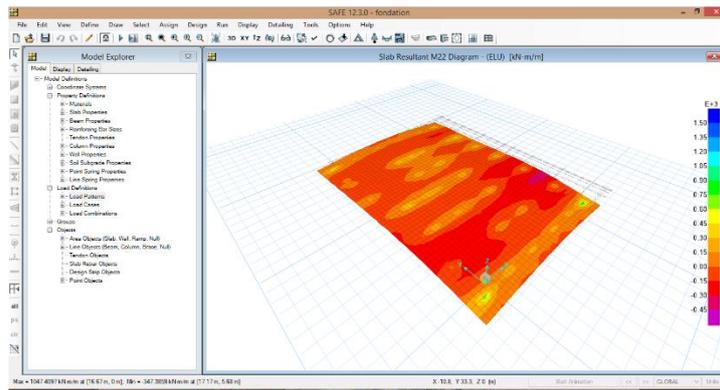


Figure VI-6 : Moment M<sub>22</sub> à ELU

Les sollicitations du radier :

		ELU		ELS	
		M <sub>11</sub> (kn.m)	M <sub>22</sub> (kn.m)	M <sub>11</sub> (kn.m)	M <sub>22</sub> (kn.m)
Dalle	Travée	347.494	339.498	250.705	247.376
	Appui	364.378	343.353	239.473	249.240

Tableau VI-1 : Les sollicitations du radier.

#### VI.4.1.4 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple avec une section (1.00\*1.00) m<sup>2</sup> en deux directions, l'une suivant Lx et l'autre suivant Ly.

- En Travée :
  - ❖ ELU :
  - ✓ Ferrailages suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{347.494 * 10^{-3}}{1 * (0.9 * 1)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0302 < \mu_r = 0.392 \text{ (Section simple armature)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u})$$

$$\alpha = 0.0384$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

$$Z = 0.8861 \text{ m}$$

$$A_{ST} = \frac{M_{11}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{347.494 * 10^{-3}}{0.8861 * 347.82}$$









- **Armature de répartition :**

- ❖ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{ST}}{4} = \frac{12.32}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_r = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

- ❖ **En appui :**

$$A_r = \frac{A_{ST}}{4} = \frac{12.32}{4} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Donc on prend ::  $A_r = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement :**

- ✓ **Suivant Lx :**

$$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{1490 * 10^{-3}}{1 * 0.9}$$

$$\tau_u = 1.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- ✓ **Suivant Ly :**

$$\tau_u = \frac{Tu}{b*d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{1455 * 10^{-3}}{1 * 0.9}$$

$$\tau_u = 1.62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

## ❖ Les Armatures transversales:

$$\varnothing t \leq \min (\varnothing_{l \min} ; h/35 ; b/10)$$

$$\varnothing t \leq \min (1.2 ; 2.857 ; 10)$$

$$\varnothing t \leq 1.2 \text{ cm}$$

On prend :  $\varnothing t = 10 \text{ mm}$

## ❖ Calcul de l'espacement :

D'après le B.A.E.L 91 on a ;

$$S_t \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (0.9 * 90 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (81 ; 40 \text{ cm})$$

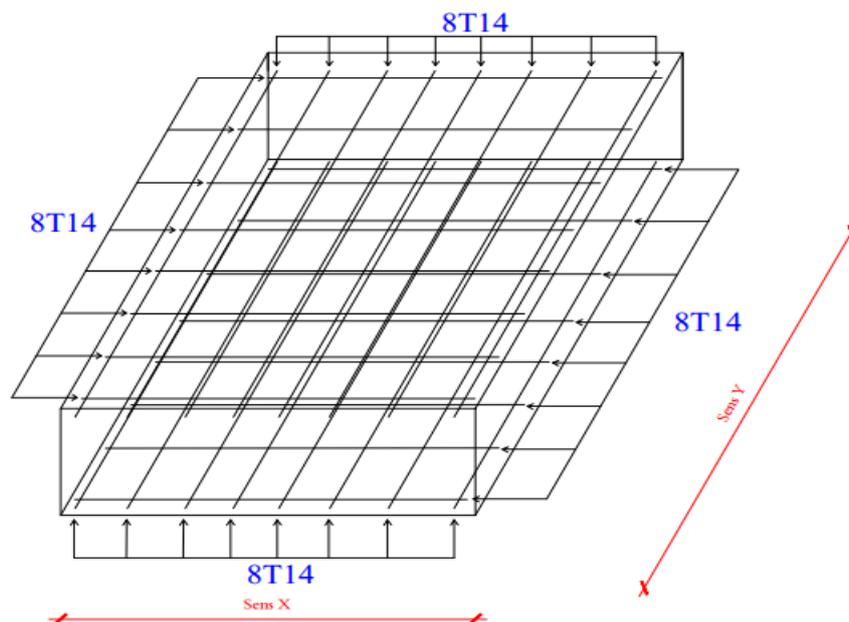
$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

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

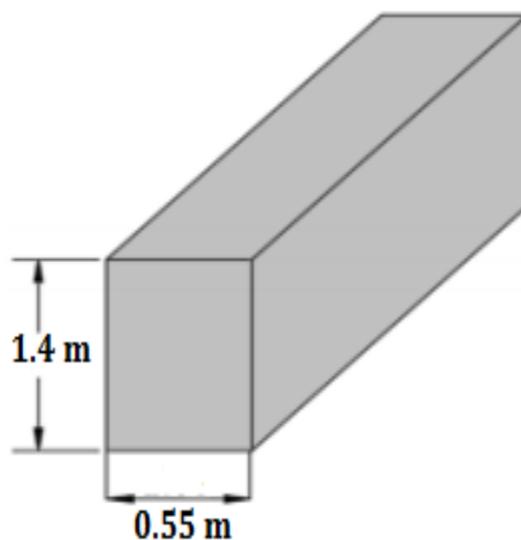
**VI.4.1.5 Récapitulation du ferrailage de la dalle :**

		<b>A<sub>stcal</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>stchoisi</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>rcal</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>rchoisi</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>∅<sub>t</sub></b> <b>(mm)</b>	<b>S<sub>t</sub></b> <b>(cm)</b>
<b>Lx</b>	<b>Travée</b>	<b>11.27</b>	<b>8T14</b> <b>12.32</b>	<b>3.08</b>	<b>4T12</b> <b>4.52</b>	<b>10</b>	<b>15</b>
	<b>Appui</b>	<b>11.83</b>	<b>8T14</b> <b>12.32</b>	<b>3.08</b>	<b>4T12</b> <b>4.52</b>	<b>10</b>	<b>15</b>
<b>Ly</b>	<b>Travée</b>	<b>11.01</b>	<b>8T14</b> <b>12.32</b>	<b>3.08</b>	<b>4T12</b> <b>4.52</b>	<b>10</b>	<b>15</b>
	<b>Appui</b>	<b>11.13</b>	<b>8T14</b> <b>12.32</b>	<b>3.08</b>	<b>4T12</b> <b>4.52</b>	<b>10</b>	<b>15</b>

**Tableau VI-2: Récapitulation du ferrailage de la dalle**

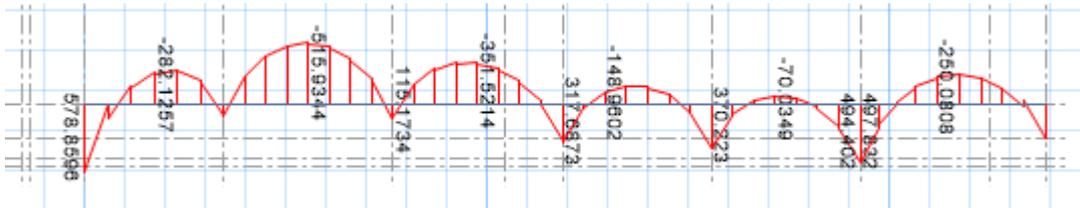
**VI.4.1.6 Schéma de ferrailage de la radier :****Figure VI-7 : ferrailage de radier****VI.4.2 Calcul du ferrailage de la nervure :**

Le calcul se fait à la flexion simple de dimension (0.55\*1.4) m :

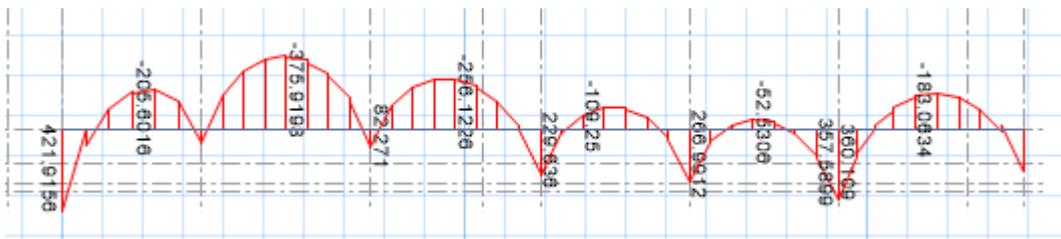
**Figure VI-8 : Dimension de la nervure**

• Diagrammes des moments :

➤ à l'ELU :

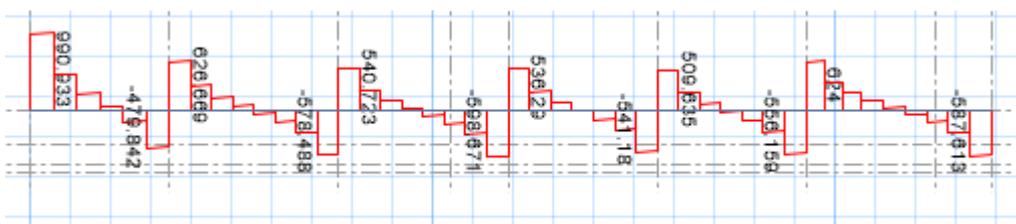


➤ à l'ELS :



• Diagramme de l'effort tranchant :

➤ à l'ELU :



		ELU		ELS
		M (kn.m)	V (kn)	M (kn.m)
Nervure	Travée	515.934	990.933	375.919
	Appui	578.859		421.915

Tableau VI-3 : Les sollicitations de la nervure

• En Travée :

✓ ELU :

$$M_{ut} = 515.934 \text{ kn.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{515.934 * 10^{-3}}{0.55 * (0.9 * 1.4)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0416 < \mu_r = 0.392 \quad (\text{Section simple armature})$$

Donc, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_u})$$

$$\alpha = 0.0532$$







➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le B.A.E.L 91

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 * \phi_{\min}; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min (35; 16.8; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 16.8 \text{ cm}$$

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

• **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S'_t \leq \frac{140}{2}$$

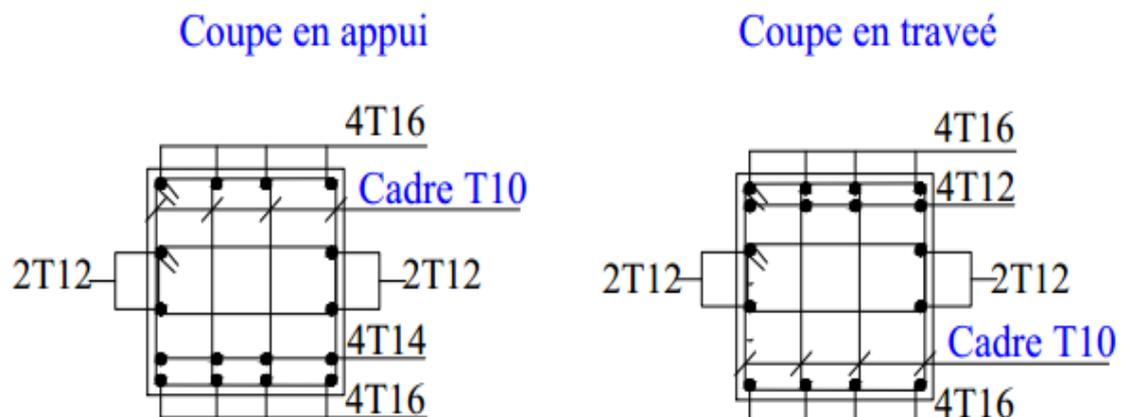
$$S'_t \leq 70 \text{ cm}$$

On prend  $S'_t = 25 \text{ cm}$

**VI.4.2.1 Récapitulation du ferrailage de la nervure :**

	$A_{stcal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{stchoisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{rcal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{rchoisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$\phi_t$ (mm)	$S_t$ (cm)	$S'_t$ (cm)
<b>Travée</b>	<b>12.02</b>	<b>4T16+4T12</b> <b>12.56</b>	<b>3.14</b>	<b>4T12</b> <b>4.52</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>25</b>
<b>Appui</b>	<b>13.54</b>	<b>4T16+4T14</b> <b>14.20</b>	<b>3.55</b>	<b>4T12</b> <b>4.52</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>25</b>

**Tableau VI-4: Récapitulation du ferrailage de la nervure**

**VI.4.2.2 Schéma de ferrailage de la nervure :****Figure VI-9: ferrailage de la nervure****VI.5 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons étudiés les fondations sur radier général, en passant par toutes les vérifications de coffrage et de ferrailage.

## VII Analyse statique non linéaire :

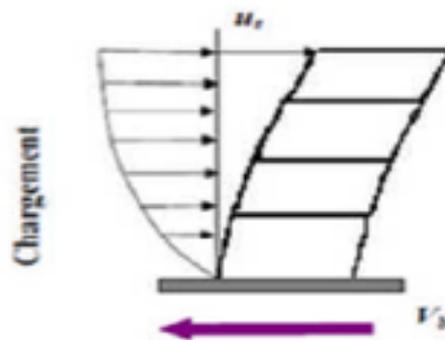
### VII.1 Introduction :

Durant les dernières décennies, le monde a connu plusieurs séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays dont l'Algérie, causant de très grandes pertes tant humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais, les méthodes linéaires élastiques classiques insuffisantes, ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse pushover.[7]

### VII.2 Analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :

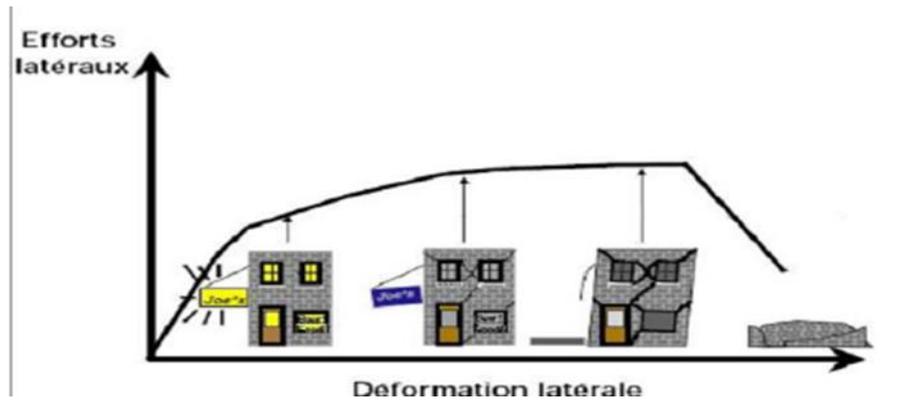
#### VII.2.1 Définition :

Analyse pushover ou « PUSHOVER ANALYSIS », est une procédure d'analyse originalement développée par **Freeman et al en 1975**[8]. La méthode d'analyse statique non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur jusqu'à atteindre un déplacement cible. L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet.



**Figure VII-1: Chargement incrémental distribué**

Bien évidemment, le déplacement de la structure augmente avec la force jusqu'au moment où elle perd complètement sa capacité de résistance. Ainsi plusieurs niveaux d'endommagement (I, II, III, IV) peuvent être distingués à travers cette représentation graphique (Figure VII-2)



**Figure VII-2: Endommagement correspondant à la Figure (VII-1).**

D'après cette courbe, on constate que notre structure passe par quatre niveaux :

- Niveau I : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel.
- Niveau II : correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- Niveau III : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.
- Niveau IV : Effondrement total de la structure.

### VII.2.2 Les différents guides de l'analyse pushover :

Il existe différents guides traitant cette méthode:

- FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency);
- FEMA 273, 1997 (Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings);
- FEMA 356, 2000 (Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Buildings)[10];
- ATC 40 (Applied Technology Council) California seismic safety commission;
- ATC40 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [11];
- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, " calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments [12].

### VII.2.3 Hypothèse d'élaboration de l'analyse « PUSHOVER » :

L'analyse statique non linéaire PUSHOVER se base sur l'hypothèse que la réponse d'une structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à degré unique équivalent, donc la réponse fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode reste constante pendant le séisme [13].

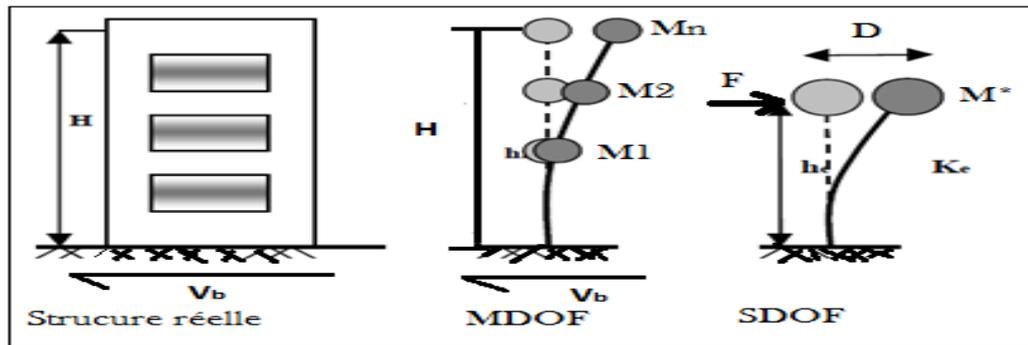


Figure VII-3 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [13].

#### VII.2.4 But de l'analyse Pushover :

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- ✓ L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol ;
- ✓ La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement ;
- ✓ Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure ;
- ✓ L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations est supposée être grande ;
- ✓ L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique ;
- ✓ L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement[14].

#### VII.2.5 Étapes de l'analyse pushover :

Pour faire l'analyse pushover, la courbe de capacité de la structure est déterminée en effectuant les étapes suivantes et en utilisant le logiciel "SAP2000" :

- Etape 1 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
- Etape 2 : Vérification et ferrailage de la structure.
- Etape 3 : Définition du comportement non linéaire des éléments.

- Etape 4 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over).
- Etape 5 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité[15].

## VII.2.6 Formulation de l'analyse statique non linéaire par poussée

### progressive (push over) :

La méthode pushover conventionnelle suit les pas généraux suivants[12] :

- Construire la courbe Pushover effort tranchant à la base «  $V_b$  » déplacement au sommet «  $D_s$  ».
- Conversion de courbe de pushover ( $V_b - D_s$ ) au courbe de capacité ( $Sa-T$ ).
- Conversion du spectre de réponse élastique ( $Sa-T$ ) au spectre de demande ( $Sa-Sd$ ).
- Détermination du point de performance de la structure.

## VII.2.7 Principes théoriques du calcul Pushover :

Le pushover est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement[16].

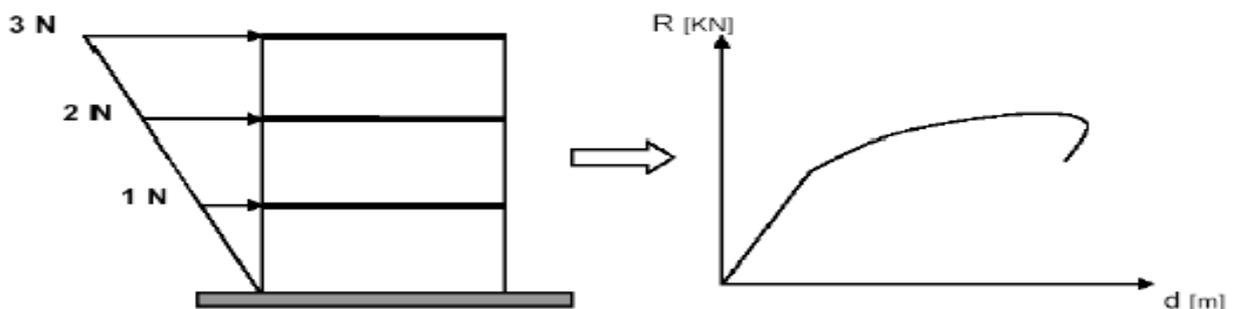


Figure VII-4: Calcul Push over et courbe de capacité [17]

### VII.2.8 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. Cette dernière est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe » [8].

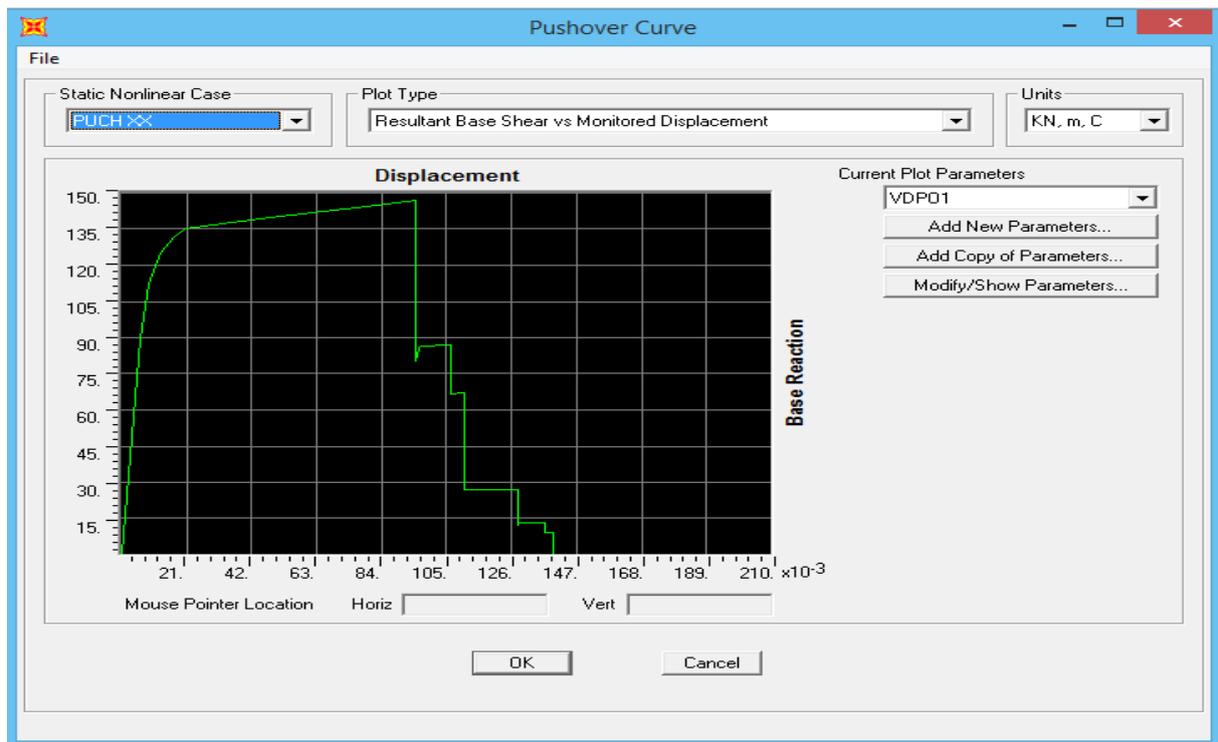


Figure VII-5 : Courbe de capacité

### VII.2.9 Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération  $S_a$  – Spectre de déplacements  $S_u$  ». Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités.

Deux approches principales sont proposées pour l'assemblage des deux courbes, l'une utilisant la ductilité, comme dans l'Eurocode 8, l'autre l'amortissement, comme dans l'ATC40. L'Eurocode 8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur ( $R$ ) qui dépend de la ductilité de la structure ( $\mu$ ). Tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un

« point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme. En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel[18].

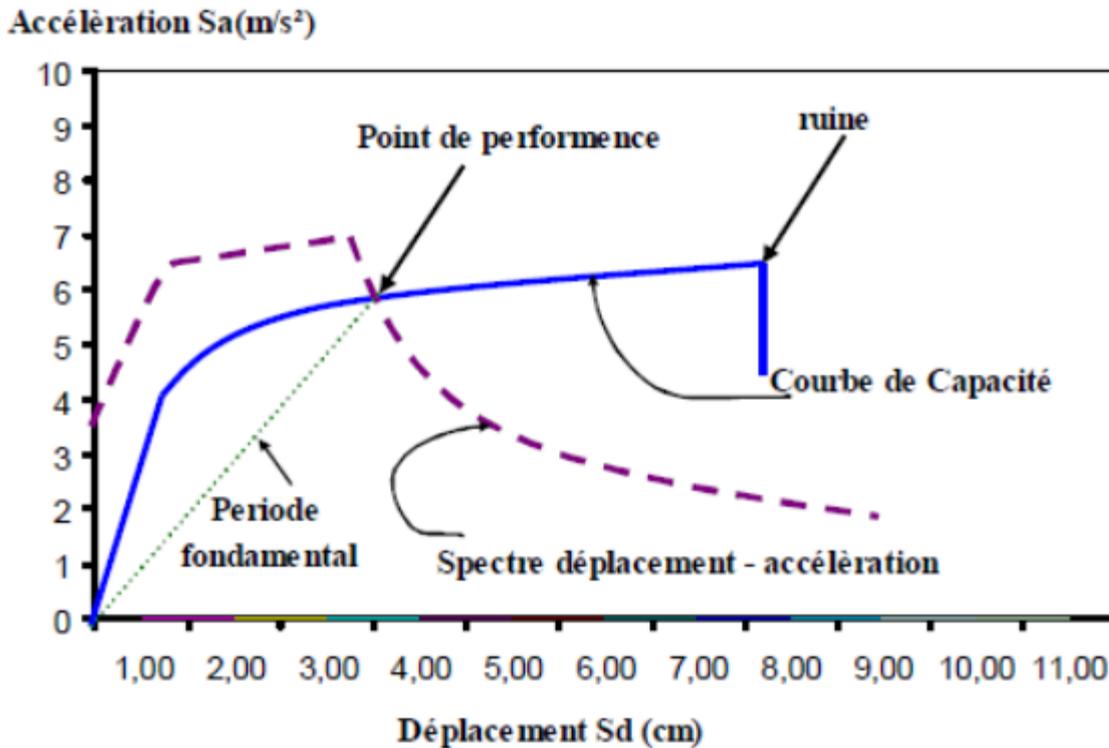


Figure VII-6 : Détermination de point de performance[11]

VII.2.10 Niveaux de dommages :

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure suivante :

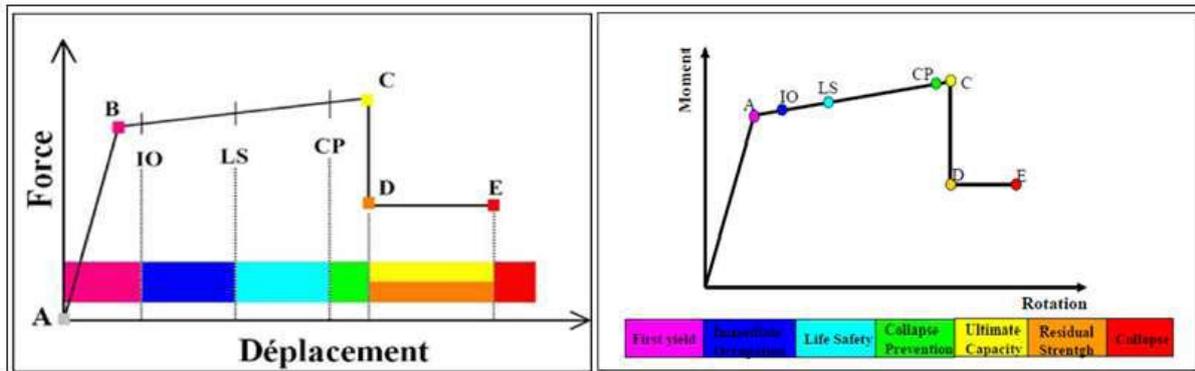


Figure VII-7: Courbe force-déplacement ou moment- rotation (courbe de déformation plastique)[19]

- Le point (A) représente l'origine ;
- Le point (B) représente l'état de plastification ;

- Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse Pushover ;
- Le point (D) représente la résistance résiduelle pour 'analyse Pushover ;
- Le point (E) représente l'échec total.

Avant d'atteindre le point B, la déformation est linéaire et se produit dans l'élément d'ossature lui-même, et non dans la rotule.

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de n'importe quelle déformation élastique pouvant se produire dans l'élément, la résistance résiduelle à partir de D à E permet aux éléments d'ossature de supporter des charges de gravité.

L'utilisateur peut spécifier des mesures additionnelles de déformation aux points IO (le début d'exploitation), LS (l'état de dommages importants) et CP (l'état de dommage), ceux-ci sont des mesures informationnelles qui sont rapporté dans les résultats d'analyse et utilisées pour la conception basée sur la performance, n'ayant aucun d'effet sur le comportement de la structure.

**Selon FEMA- [10]:**

- **Le niveau IO (Immédiate Occupancy)**

Les dommages sont relativement limités, la section conserve une grande partie de sa raideur initiale.

- **Le niveau LS (Life Safety) :**

La section a subi des dommages importants qui pourraient entraîner des pertes importantes.

- **Le niveau CP (Collapse Prevention)**

La section a subi d'importantes déformations post-élastiques, au-delà de ce niveau, la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentés dans le règlement américain FEMA 273.

### **VII.2.11 Idéalisations bilinéaires de la courbe de Capacité :**

On commence par chercher une représentation bilinéaire équivalente du diagramme de capacité. Cette idéalisation permet de calculer le rapport de ductilité ainsi que l'amortissement équivalente. La courbe bilinéaire équivalente s'appuie sur un critère d'équivalence d'énergie. Pour une valeur de déformation maximale «  $D_m$  », l'aire sous le diagramme de capacité doit être égale à celle sous la courbe bilinéaire (énergie de déformation), autrement dit, les aires  $\Omega_1 = \Omega_2$  sur la figure VII-8. Sur la même figure «  $A_y$  » et «  $A_m$  » sont les accélérations de limite d'élasticité et maximale ; «  $D_y$  » et «  $D_m$  » sont les déplacements correspondant à ces deux niveaux d'accéléérations[10].

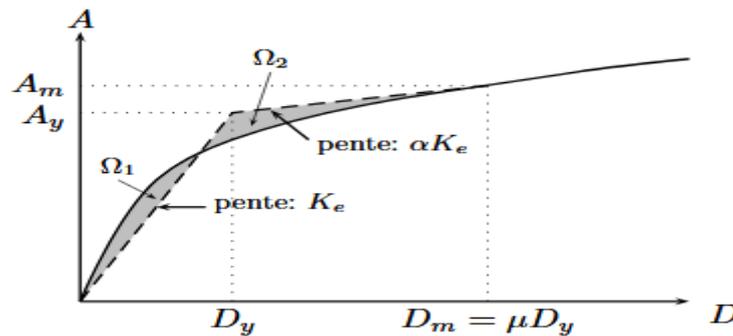


Figure VII-8: Modèle bilinéaire équivalent

### VII.3 Application de l'analyse de « pushover » sur notre structure :

#### VII.3.1 Définition du comportement non linéaire de la structure :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinge" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier. Après la modélisation de la structure par logiciel **SAP 2000**.

##### VII.3.1.1 Définition du comportement non linéaire des poteaux :

- 1<sup>er</sup> étape :

On présente un exemple d'un poteau de premier étage de  $(55 \times 55)$  cm<sup>2</sup> dont on introduit les caractéristiques matérielles ainsi que les lois de comportement pour l'acier, et pour le béton confiné par logiciel **USC\_RC**.

Le modèle de contrainte-déformation de Mander pour le béton confiné et le modèle de **USC-RC** de l'acier pour le ferrailage ont été employés pour l'analyse.

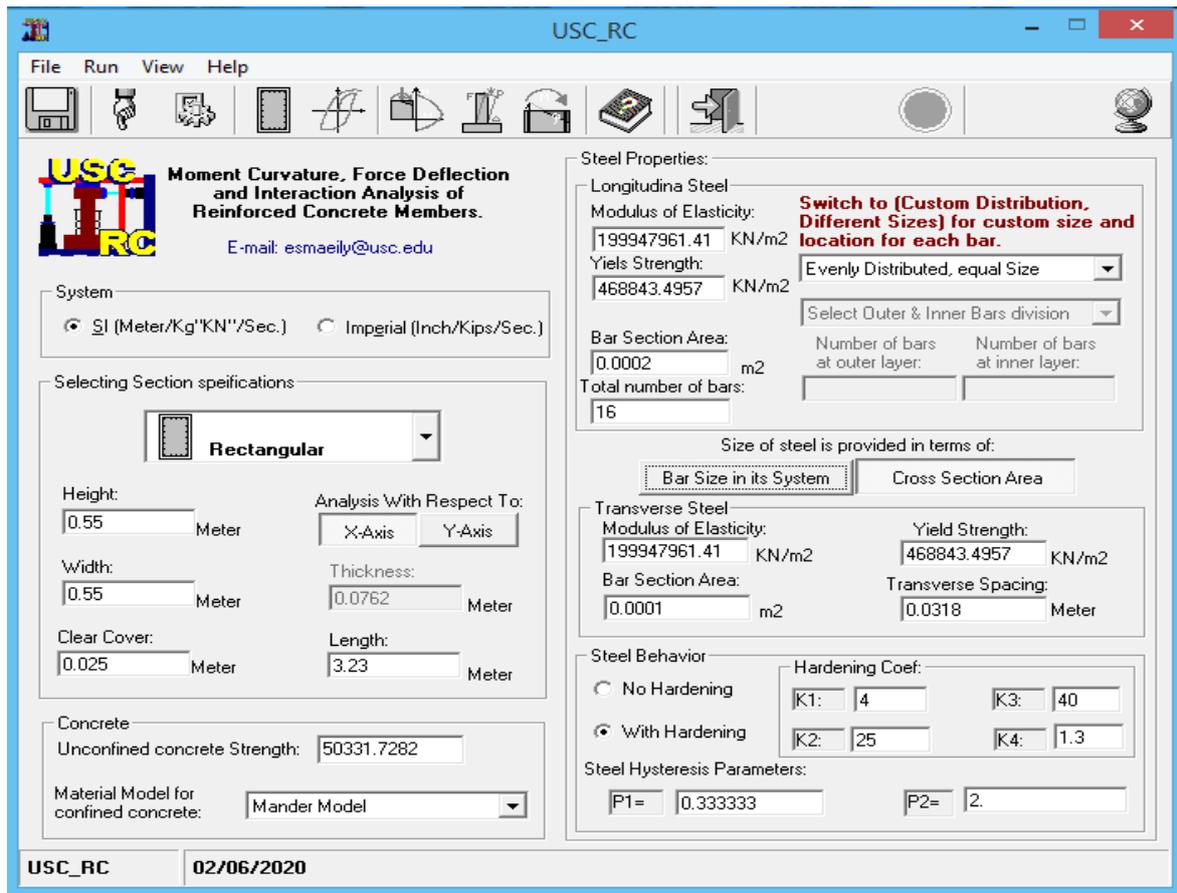


Figure VII-9 : Fenêtre principale de USC\_RC

Affichage de la loi de comportement Moment-Courbure de la section ferrailée et obtention de la valeur du moment de courbure de l'acier et de béton dans les deux états (plastiques, élastiques),

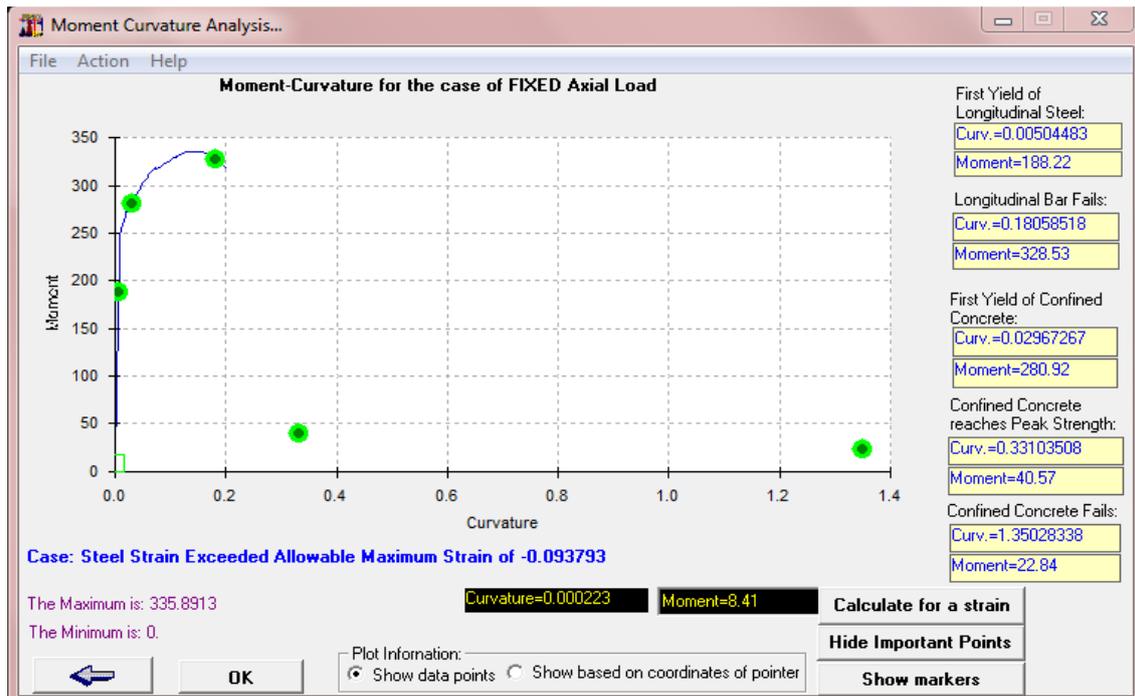


Figure VII-10 : Courbe moment - courbure

- 2<sup>ème</sup> étape :

Pour les différents poteaux, on introduit des rotules de type "P M2 M3" en suivant la démarche du chemin présenté ci-dessous :

Define/ section propriété /hinge propriétés /add new propriétés /concrète /OK/ Interacting P-M2-M3/Modifier show rotation curve data.

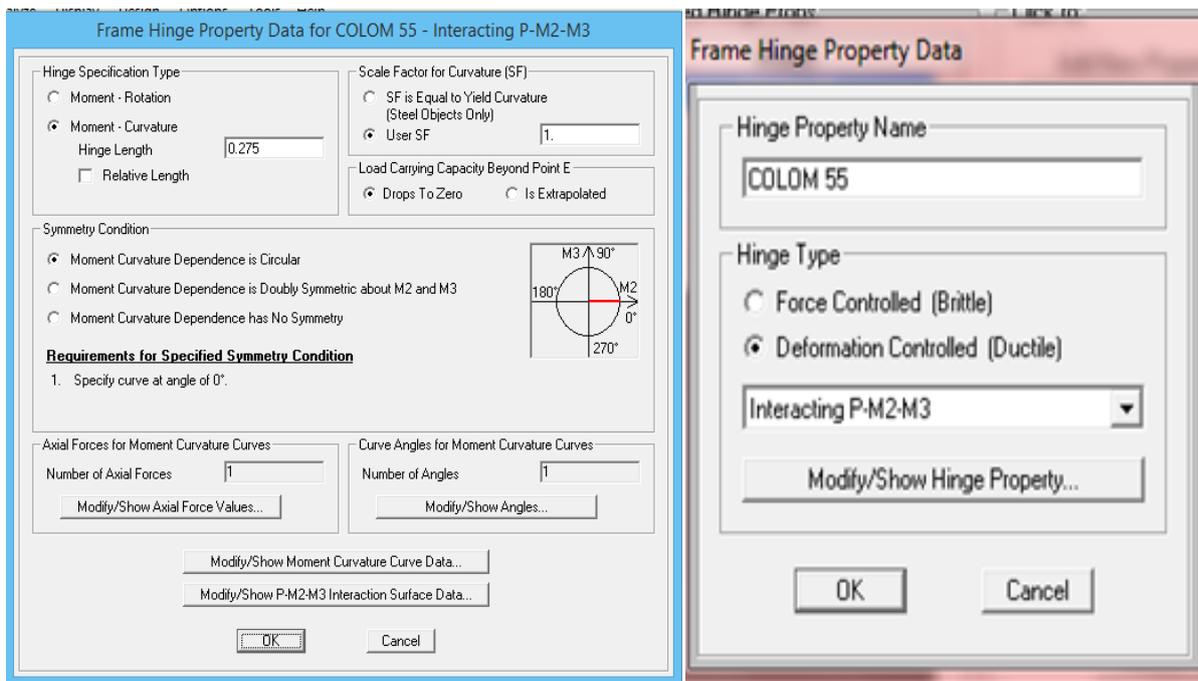


Figure VII-11 : Affectation des rotules plastique au Poteau choisi

Les niveaux de dommage qui contrôlent la loi de comportement des rotules plastique, définis précédemment sont illustrés dans la figure VII-12.

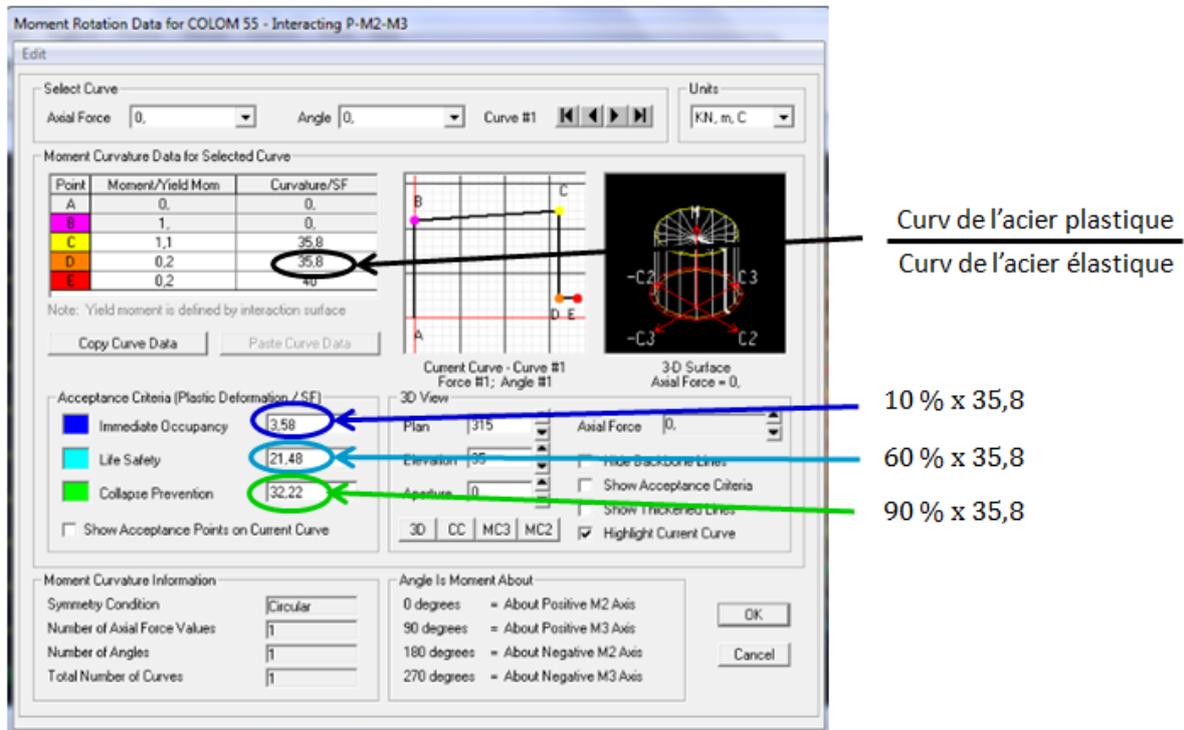


Figure VII-12 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

On constate que :

- **Immediate Occupancy:** 10 % de  $\theta_u - \theta_y$  (point C).
- **Life Safety:** 60 % de  $\theta_u - \theta_y$  (point C).
- **Collapse Prevention:** 90 % de  $\theta_u - \theta_y$  (point C).

Par la suite, on sélectionne les poteaux de chaque niveau en suivant le chemin ci-dessous.

assing / frame /Hinges

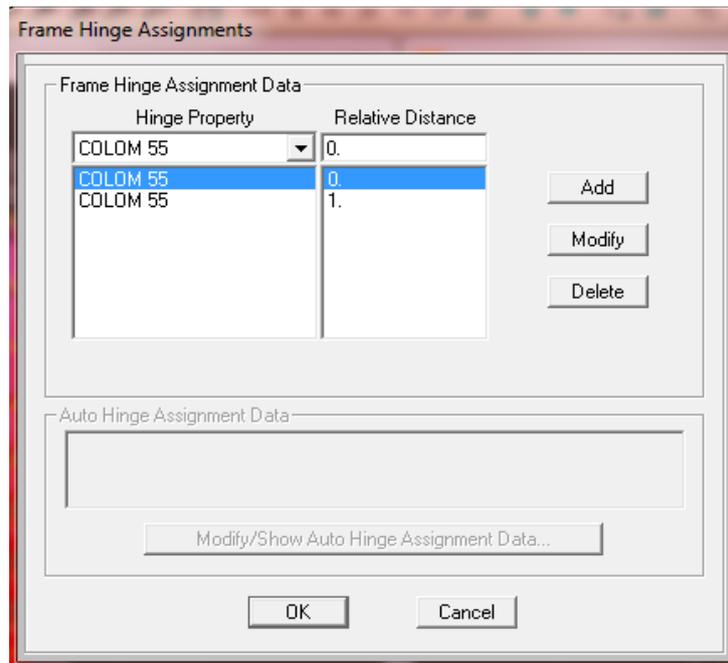


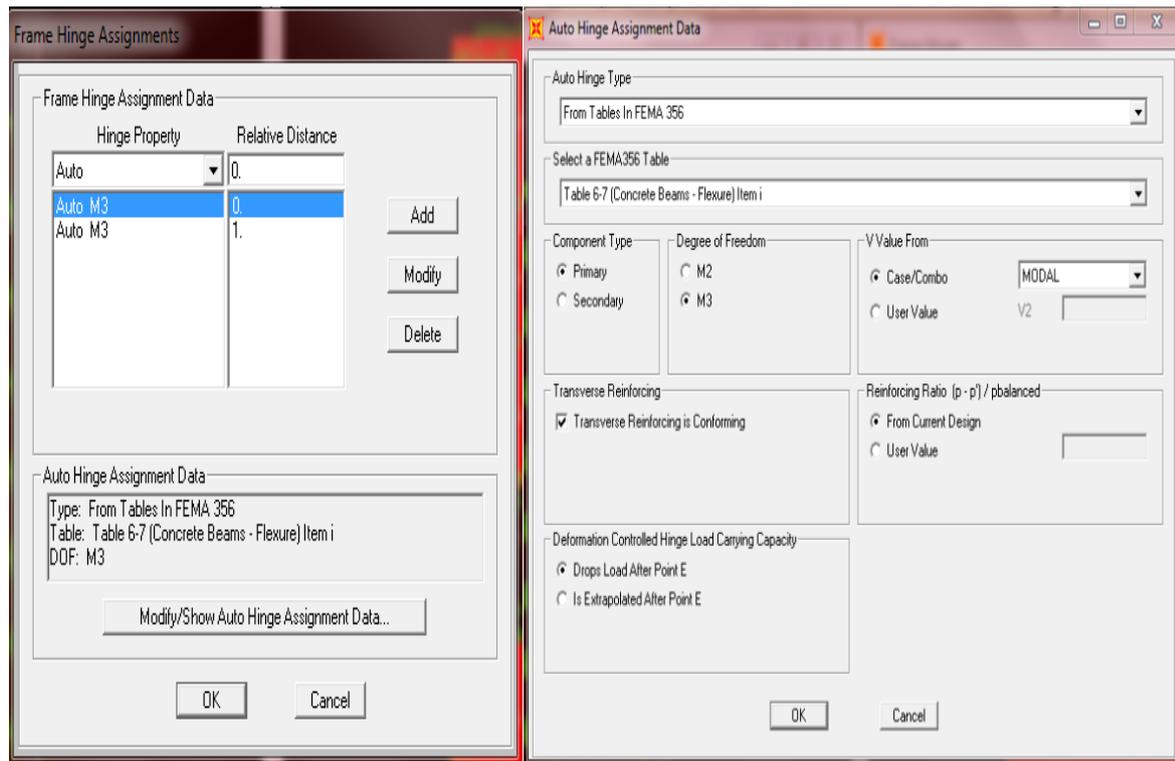
Figure VII-13 : Affectation des rotules plastiques aux poteaux

### VII.3.1.2 Définition du comportement non linéaire des poutres :

Concernant les poutres, les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales de celle-ci. Il faut sélectionner les poutres de telle façon que ces dernières prennent le même chemin que les poteaux :

```
assing / frame /Hinges / auto / add /concrete Beams /M3
```

Une fois cette étape est achevée, on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs « 0 » et « 1 » qui correspondent aux extrémités de chaque poutre (figure VII-14).



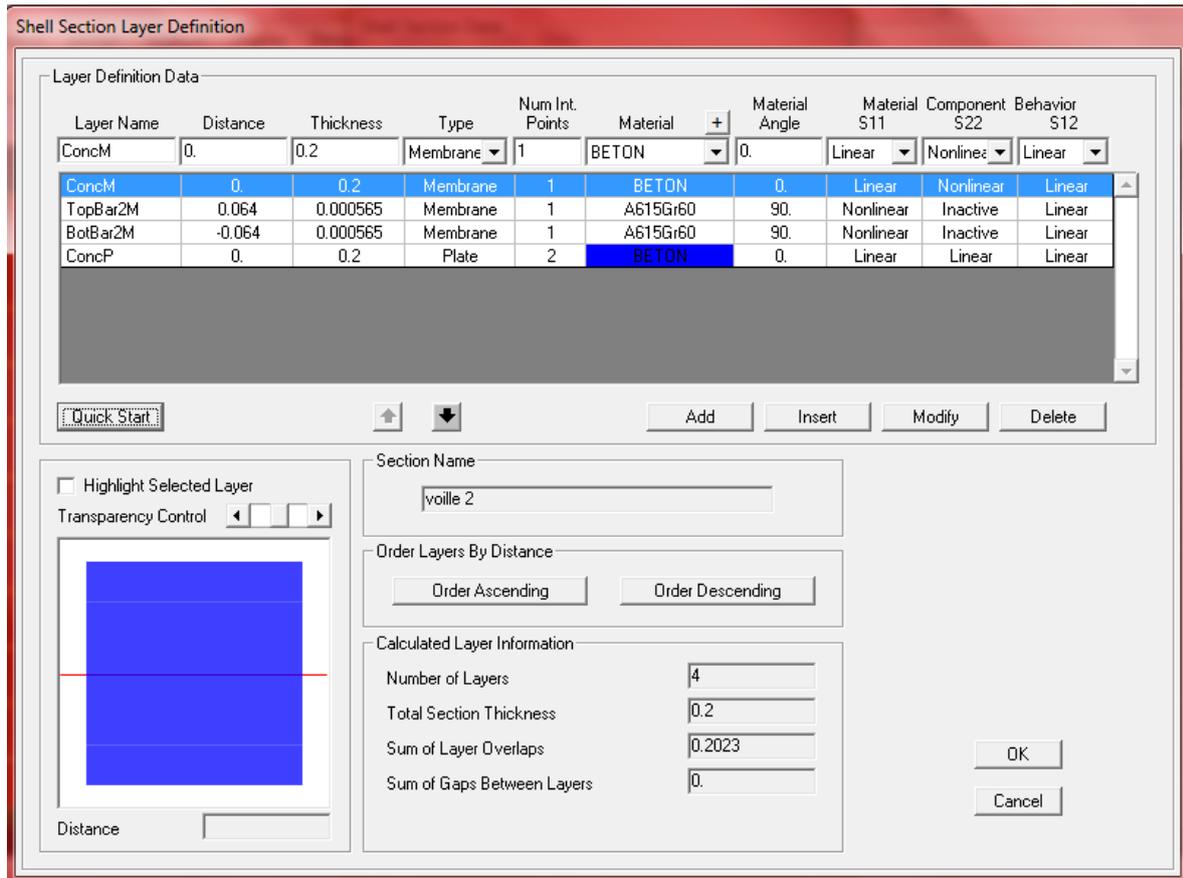
**Figure VII-14: Introduction des rotules plastiques aux poutres**

### VII.3.1.3 Définition du comportement non linéaire des voiles :

Dans notre étude, nous avons utilisé la méthode « **MULTICOUCHE** » pour créer le comportement non linéaire des voiles car SAP2000 permet l'insertion de ces dernières seulement aux éléments frame, Les étapes de modélisation sont les suivantes :

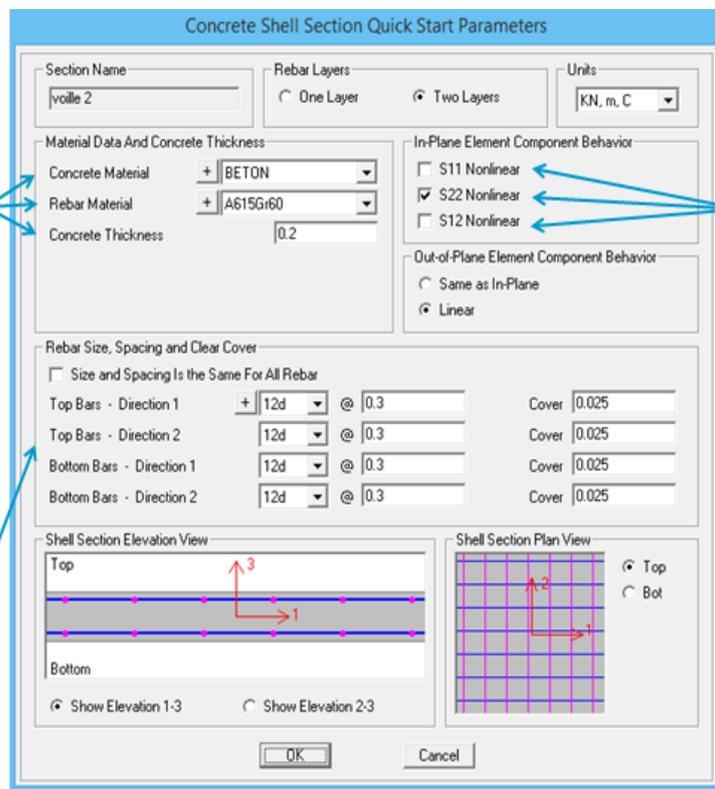
- Définir un matériau non linéaire pour le béton confiné et l'acier ;
- Définir l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire).
- Defin /section properties/ area section/ voile (modify show section) (Shell layer; non linéaire) modify/show layer definition/ Quick start.

Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage de voile déjà calculer dans le chapitre V



Cette case permet de définir les propriétés des matériaux ainsi que l'épaisseur des voiles

Cette option permet de définir le ferrailage et l'espacement vertical et transversal du mur voile ainsi que le recouvrement des armatures



Cette case permet la modélisation non linéaire de l'élément avec le choix de la direction

Figure VII-15: Introduction des non linéarité des voiles

### VII.3.1.4 Définition du chargement de l'analyse pushover :

#### VII.3.1.4.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire. Le chemin pour y accéder est:

define/ load cases /G /Dead modify: show load cases.

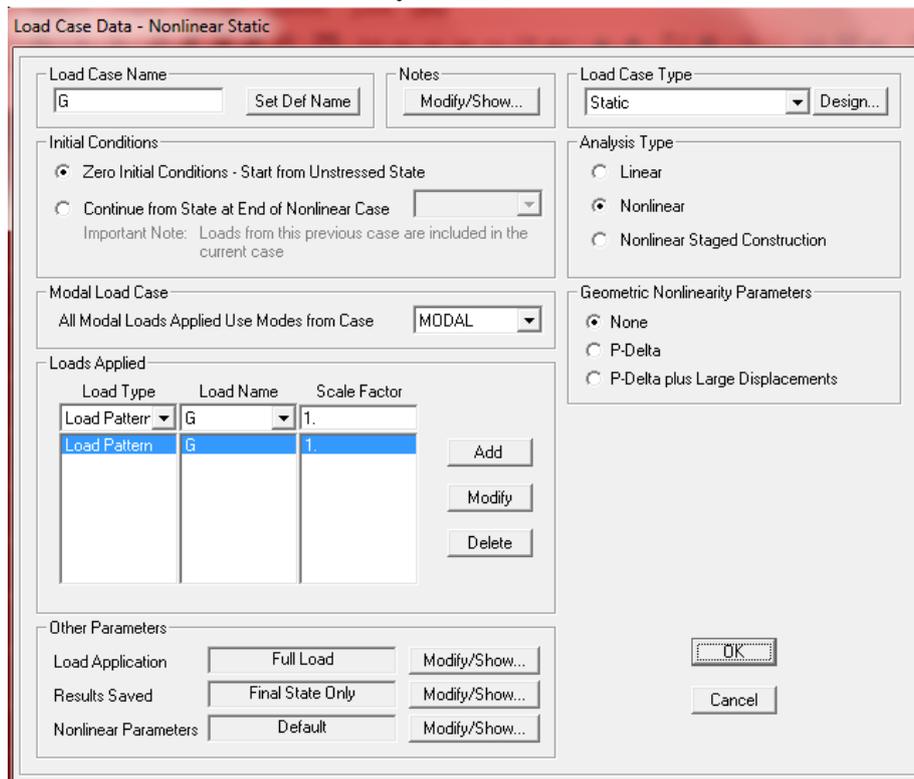


Figure VII-16: Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges verticales

#### VII.3.1.4.2 Définition de l'analyse sous charges horizontal :

La répartition des charges horizontales est l'un des aspects les plus importants du processus de la critique de la méthode du pushover, car elle repose sur l'hypothèse selon laquelle la méthode est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la réponse de l'appareil est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et reste constante pendant toute la durée de l'excitation sismiques [20].

Le chemin est: Define /Load cases /add new load case.

Pour y accéder deux types de distribution sont faite une selon le sens (xx) et une autre selon le sens (yy)

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: PUCH-X  
 Load Case Type: Static  
 Analysis Type: Nonlinear  
 Geometric Nonlinearity Parameters: P Delta plus Large Displacements

**Load Application Control for Nonlinear Static Analysis**

Load Application Control:  Displacement Control  
 Control Displacement:  Use Monitored Displacement  
 Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 1.402  
 Monitored Displacement:  DOF U1 at Joint 200

**Results Saved for Nonlinear Static Load Cases**

Results Saved:  Multiple States  
 For Each Stage:  
 Minimum Number of Saved States: 10  
 Maximum Number of Saved States: 100  
 Save positive Displacement Increments Only

**La direction**

**Les points de control situées au sommet de la construction**

**$D_{cible} = \frac{h_{totale}}{25} = 1,402$**

Figure VII-17: Définition du chargement de l'analyse pushover (sens x-x).

VII.3.1.5 Résultats de l'analyse pushover :

VII.3.1.5.1 Courbe de capacité :

On a effectué une analyse statique non-linéaire, cette analyse nous a permet d'obtenir la courbe de capacité du bâtiment qui représente la variation de l'effort tranchant à la base du portique en fonction du déplacement en toit, on remarque que la courbe de capacité est constituée d'une partie linéaire (élastique), et une deuxième partie non linéaire qui correspond à la plastification de certain élément du bâtiment, et pour faire, on doit suivre le schéma suivant :

analyse/ run static non linear analysis/ display//show statique pushover curve /PUCH XX et PUCH YY

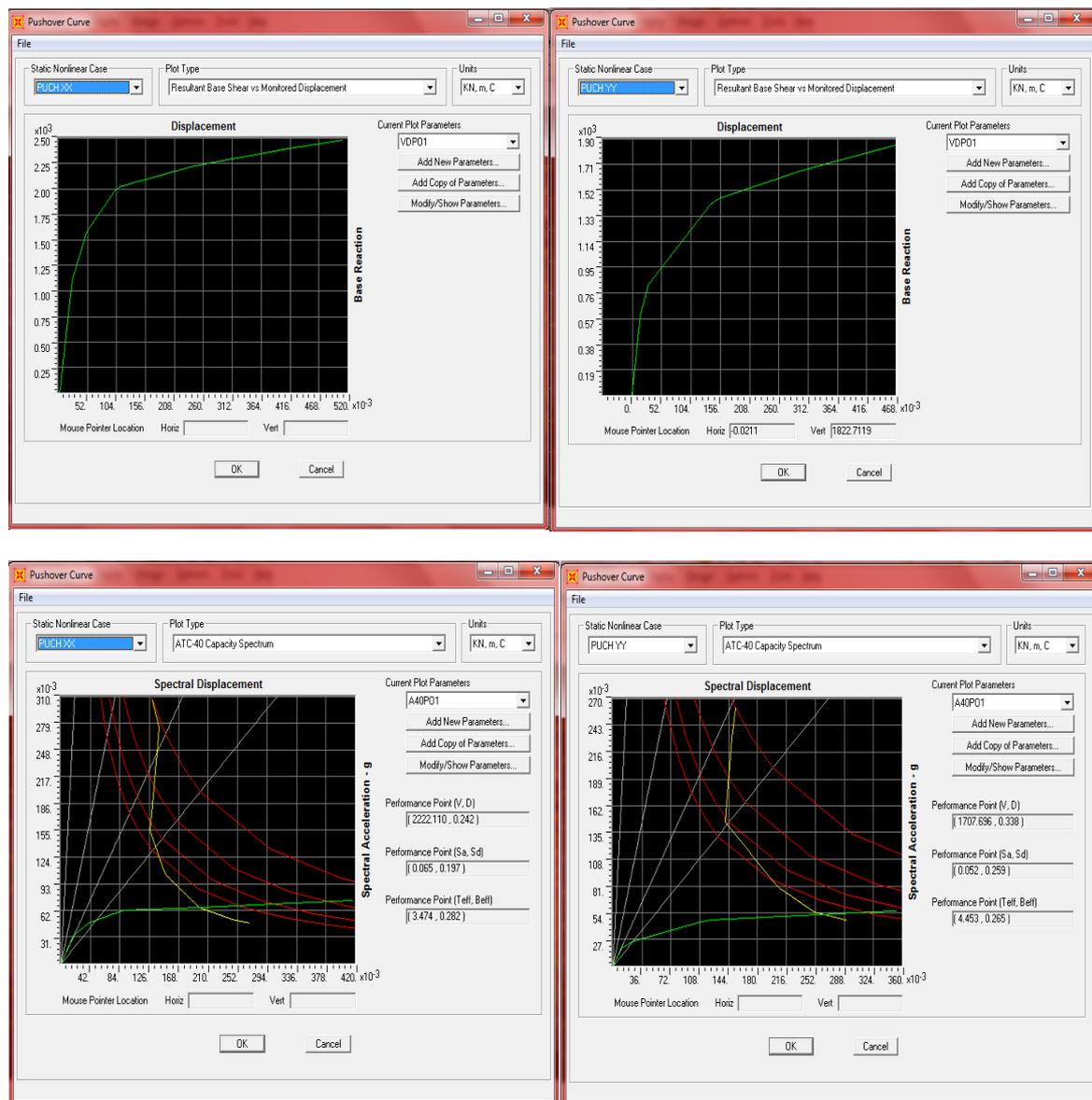


Figure VII-18 : Résultats de l'analyse pushover

➤ L'interprétation :

• Suivant x-x :

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ( $V_p = 2222.110\text{KN}$  ;  $D_p = 0,242\text{ m}$ ).

• Suivant y-y :

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ( $V_p = 1707.696\text{KN}$  ;  $D_p = 0,338\text{ m}$ ).

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPphi
			m		m			
0	1.307515	0.050000	0.000000	0.000000	0.129917	0.305924	1.000000	1.000000
1	1.307515	0.050000	0.000600	0.001414	0.129917	0.305924	0.772274	1.335210
2	1.434241	0.053086	0.016872	0.033019	0.140400	0.274764	0.788925	1.306229
3	1.820231	0.164973	0.038566	0.046859	0.127227	0.154584	0.795057	1.245318
4	2.335788	0.221660	0.081419	0.060075	0.146229	0.107896	0.779087	1.225069
5	2.416978	0.227810	0.089243	0.061499	0.149678	0.103146	0.777847	1.224866
6	3.496210	0.282918	0.199104	0.065573	0.197812	0.065147	0.801628	1.220897
7	4.346403	0.288253	0.330159	0.070356	0.243910	0.051977	0.802650	1.221510
8	4.789670	0.288537	0.416921	0.073161	0.268669	0.047146	0.802404	1.221192

Figure VII-19 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa-Sd) sens x-x

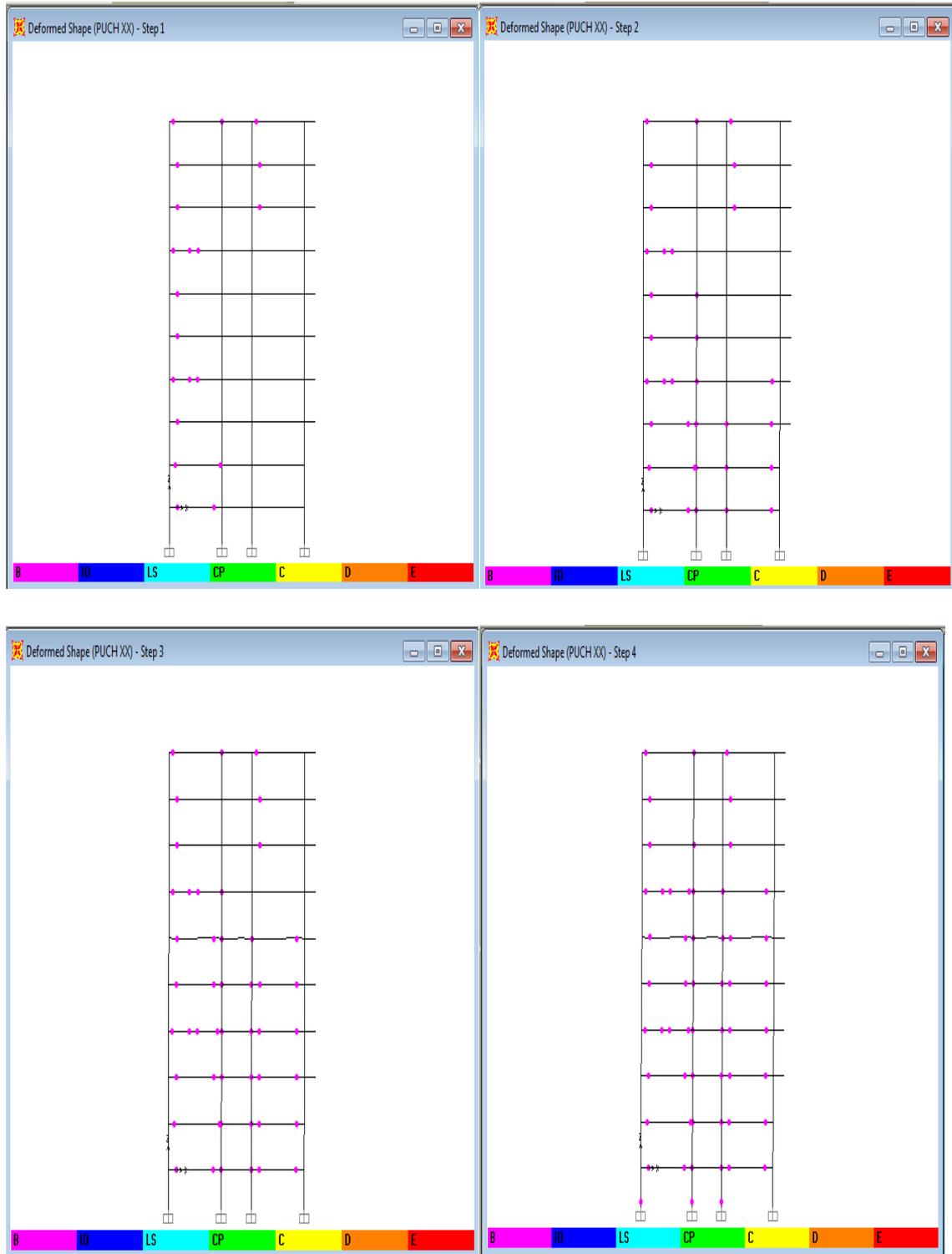
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPphi
			m		m			
0	1.535135	0.050000	0.000000	0.000000	0.152534	0.260563	1.000000	1.000000
1	1.535135	0.050000	0.004717	0.008057	0.152534	0.260563	0.772736	1.297334
2	1.609118	0.067276	0.011502	0.017882	0.148107	0.230272	0.782937	1.290815
3	1.961524	0.158376	0.023354	0.024435	0.139079	0.145517	0.796900	1.262010
4	3.143309	0.204941	0.109787	0.044732	0.202869	0.082657	0.747244	1.271949
5	3.257874	0.212706	0.122240	0.046364	0.207271	0.078616	0.745878	1.275913
6	4.288658	0.264132	0.232406	0.050868	0.249923	0.054702	0.773151	1.298095
7	4.998565	0.267597	0.347620	0.056008	0.289685	0.046674	0.778456	1.329603
8	5.029605	0.267556	0.353563	0.056265	0.291503	0.046389	0.778553	1.331379

Figure VII-20 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa-Sd) sens y-y

VII.3.2 Mécanisme de ruine :

VII.3.2.1 Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine :

- Sens X-Z :



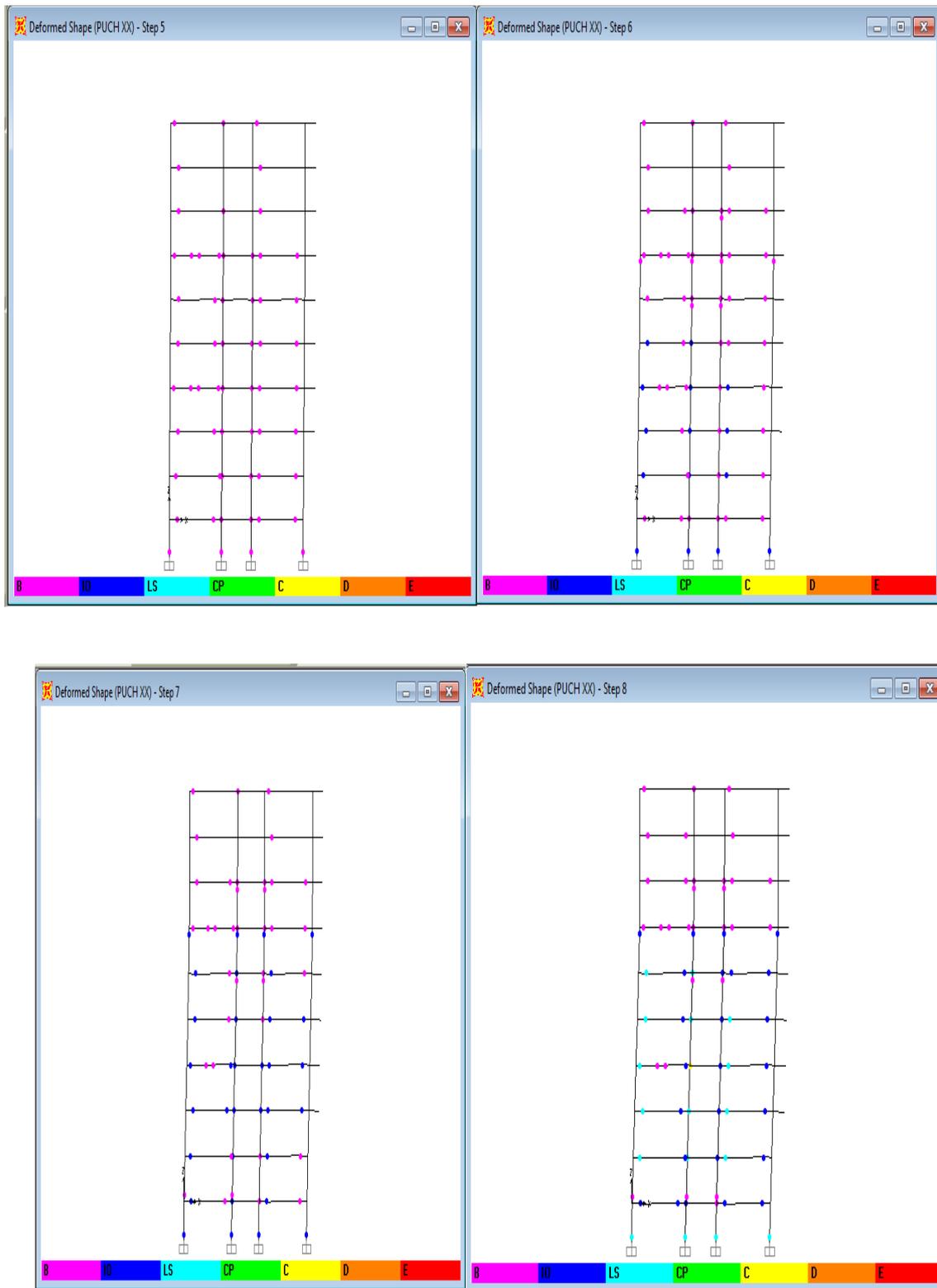
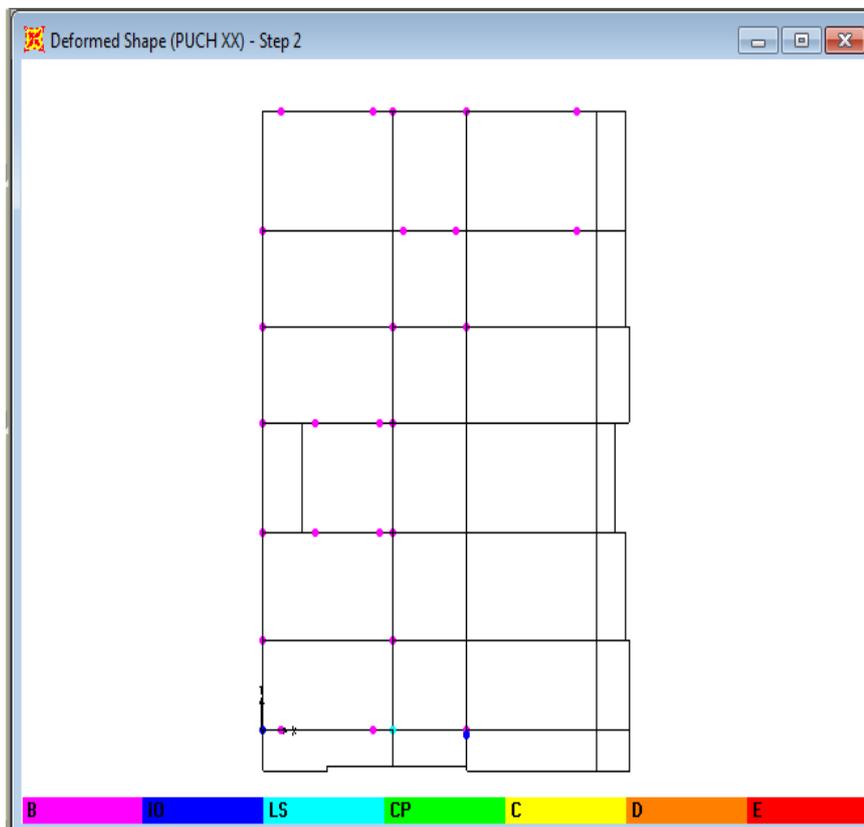
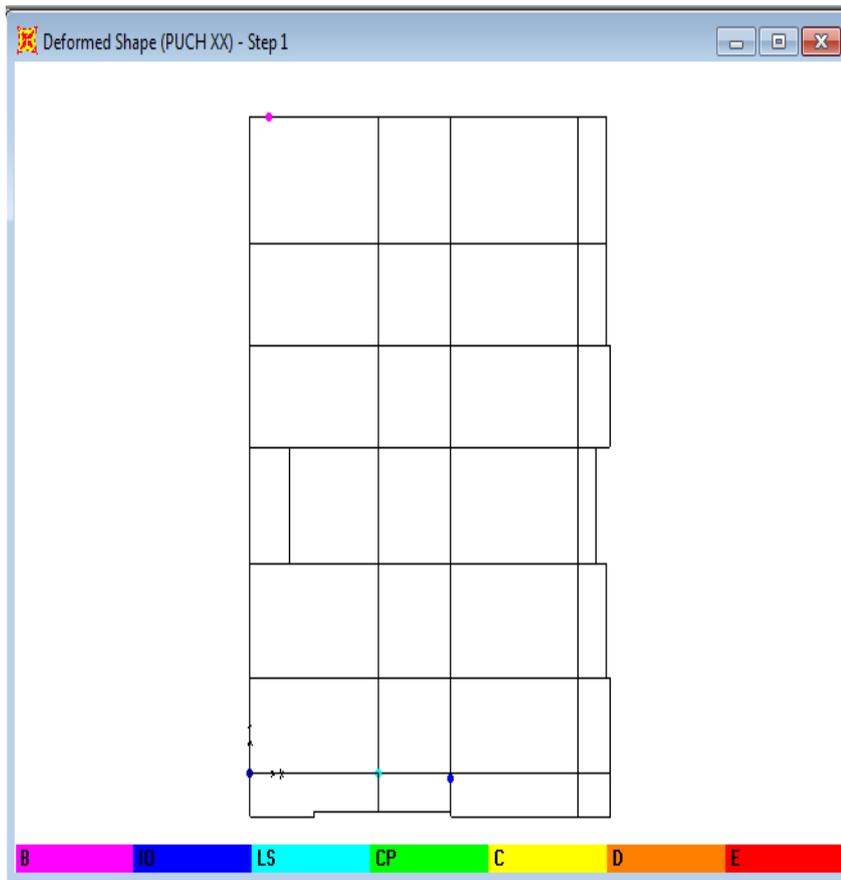
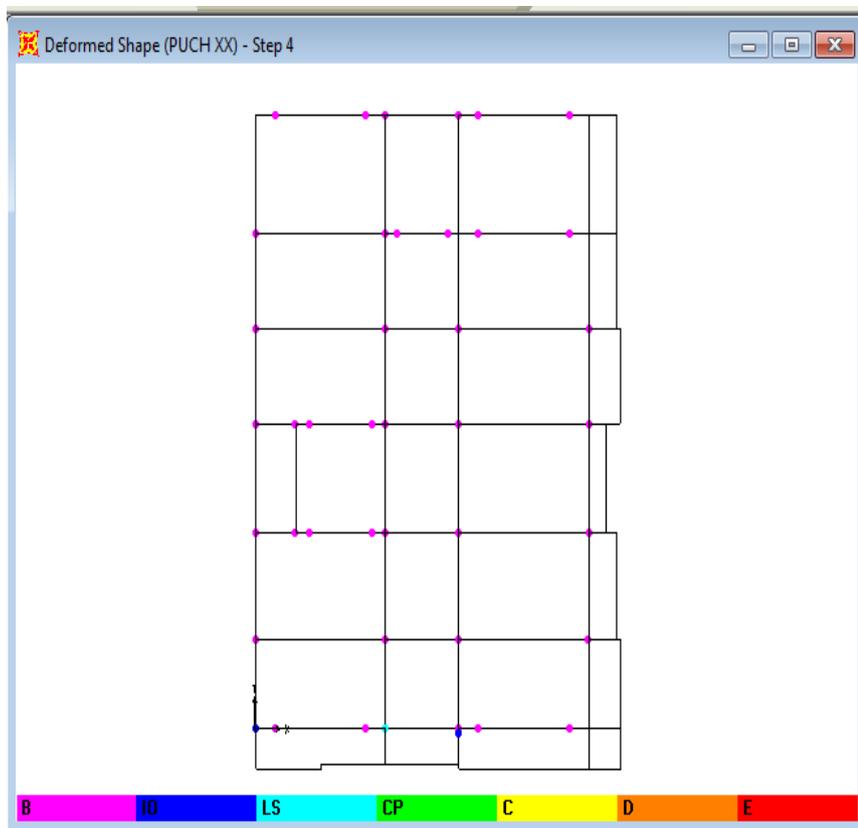
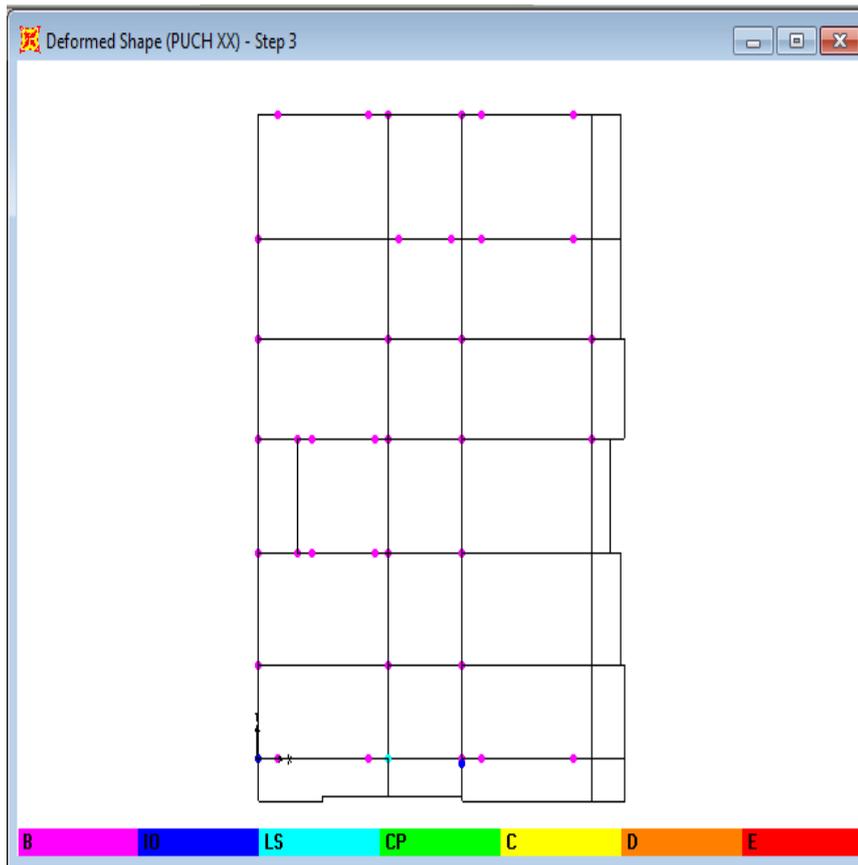
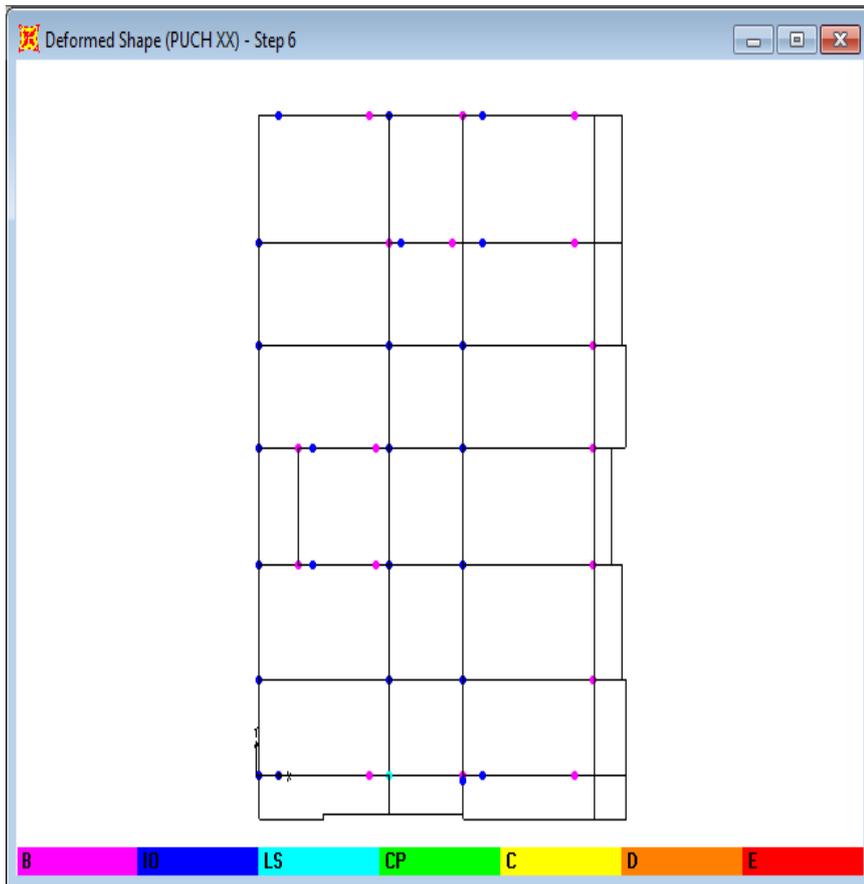
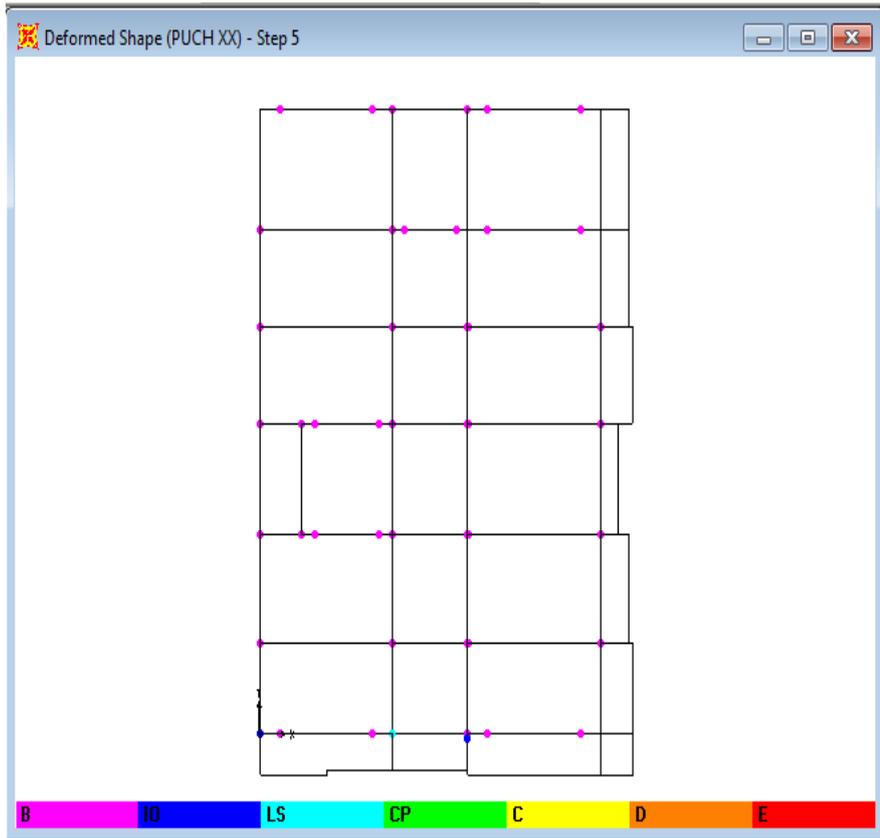


Figure VII-21 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens x-z

- Sens X-Y :







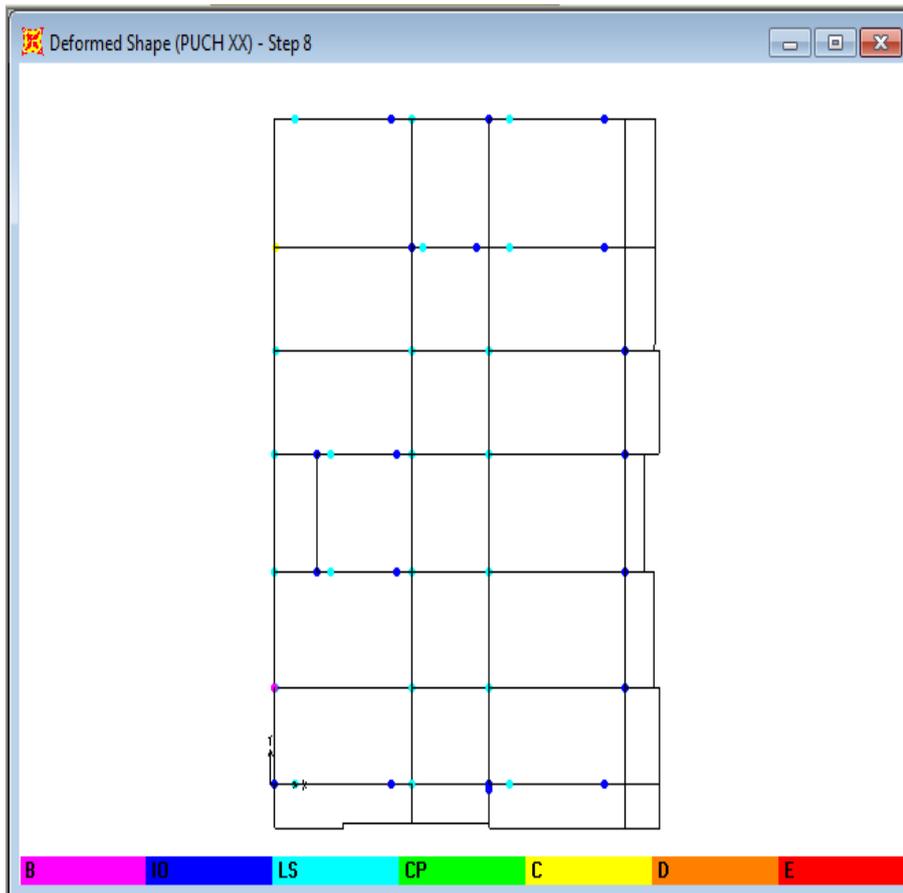
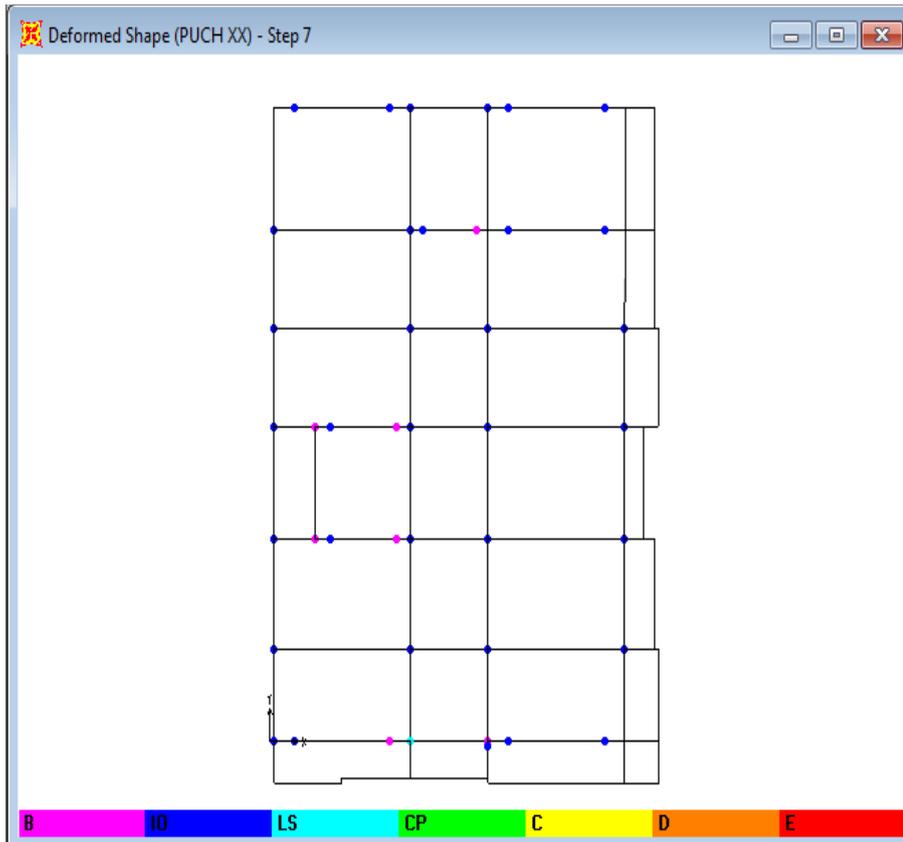


Figure VII-22 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens x-y

Étage	Élément	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
Sous-sol	Poteaux	19	11	9	0	0	0	0	0
	Poutres	11	9	0	0	0	0	0	0
RDC	Poteaux	23	16	8	0	0	0	0	0
	Poutres	14	8	1	0	0	0	0	0
Mezzanine	Poteaux	17	12	6	0	0	0	0	0
	Poutres	9	9	4	0	1	0	0	0
1 <sup>er</sup> étage	Poteaux	15	5	9	0	1	0	0	0
	Poutres	11	7	5	0	1	0	0	0
2 <sup>ème</sup> étage	Poteaux	10	12	7	0	1	0	0	0
	Poutres	8	14	7	0	0	0	0	0
3 <sup>ème</sup> étage	Poteaux	16	13	9	0	0	0	0	0
	Poutres	8	7	6	0	0	0	0	0
4 <sup>ème</sup> étage	Poteaux	9	9	5	0	0	0	0	0
	Poutres	11	6	2	0	0	0	0	0
5 <sup>ème</sup> étage	Poteaux	16	8	1	0	0	0	0	0
	Poutres	12	5	1	0	0	0	0	0
6 <sup>ème</sup> étage	Poteaux	18	4	2	0	0	0	0	0
	Poutres	12	7	1	0	0	0	0	0
7 <sup>ème</sup> étage	Poteaux	14	4	0	0	0	0	0	0
	Poutres	10	4	1	0	1	0	0	0
Terrasse	Poteaux	2	0	0	0	0	0	0	0
	Poutres	2	0	0	0	0	0	0	0

Tableau VII-1: Développement des Rotules Plastiques

#### ❖ Interprétation des résultats :

Le tableau représente les différentes étapes de distribution des rotules plastiques, on remarque que les poteaux sont forts par rapport aux poutres parce qu'elles se plastifient avant les poteaux.

En conclusion, que les dommages des poteaux sont très dangereux à la structure, parce qu'ils détruisent les éléments verticaux du système structural.

#### VII.3.2.2 Le déplacement cible :

Le déplacement cible c'est un déplacement maximum attendu de la structure. À partir des résultats de l'analyse de poussée progressive, qui caractérisent l'offre de déformation, à la demande de déformation correspondant au déplacement cible [9].

Pour obtenir le déplacement cible, on utilise Le FEMA 356, qui propose la formule suivante :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

avec :

$C_0$ : Coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL. Les valeurs de  $C_0$  sont regroupées dans le tableau ci-après :

$g$  : L'accélération de la pesanteur.

$S_a$  : Sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse.

Valeurs du coefficient $C_0$			
Nombre d'étage	Nombre d'étage		Autres bâtiments
	Chargement triangulaire	Chargement Uniform	Tout chargement
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
+10	1.3	1.2	1.5

Tableau VII-2 : Valeurs de coefficient  $C_0$ [10]

Il est à noter que pour les valeurs intermédiaires, l'interpolation est linéaire.

$C_1$  : Coefficient modificateur pour lier le déplacement maximum inélastique et celui de la réponse élastique linéaire. Les valeurs de  $C_1$  sont données par les équations citées ci-dessous.

$$C_1 = 1 \quad \text{Si} \quad T_e \geq T_0$$

$$C_1 = \left[1 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}\right] / R \quad \text{Si} \quad T_e < T_0$$

avec :

$T_e$ : La période de vibration fondamentale effective de la structure. Elle est calculée par la formule suivante :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$T_i$ : La période de vibration fondamentale de la structure.

$K_i$ : La rigidité initiale de la structure.

$K_e$ : La rigidité (pente) élastique de la structure.

$T_0$ : La période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse.

$R$  : Un coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

$C_2$  : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum.

Les valeurs de  $C_2$  sont regroupées dans le tableau suivant :

Valeurs du coefficient $C_2$				
Niveau de performance structurale	$T \leq 0.1$ s		$T > T_0$	
	Portique type 1	Portique type 2	Portique type 1	Portique type 2
Occupation immédiate	1.0	1.0	1.0	1.0
Sécurité des vies	1.3	1.0	1.1	1.0
Prévention contre la ruine	1.5	1.0	1.2	1.0

Tableau VII-3 : Valeurs du coefficient  $C_2$ [10]

avec :

**Portique type 1:** structures dont plus de 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivantes portiques, contreventement, murs en maçonnerie, pierres.

**Portiques type 2 :** pour des valeurs de période qui sont intermédiaires les valeurs de  $C_2$  sont obtenues par une interpolation linéaire [10].

$C_3$  : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures qui ont une post-élastiques positives, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative, ils seront calculés selon la formule suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha / (R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

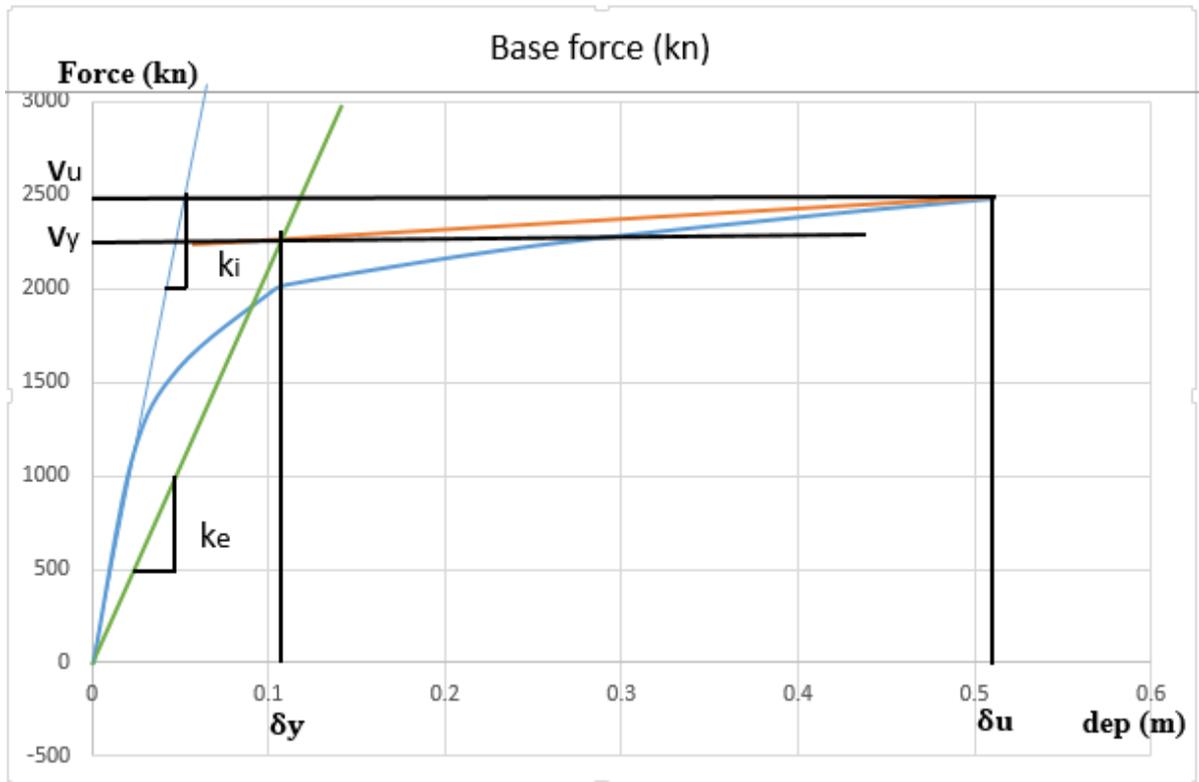


Figure VII-23 : Idéalisation selon le FEMA – 356 sens X-X.

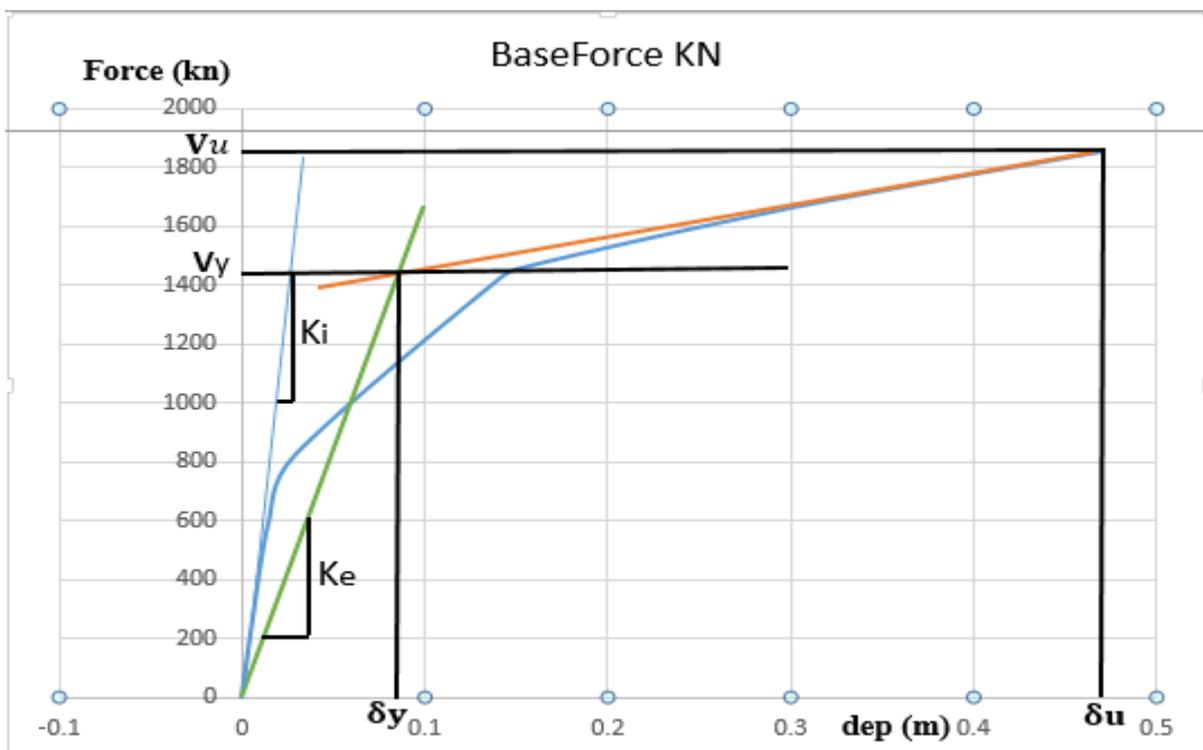


Figure VII-24 : Idéalisation selon le FEMA – 356 sens Y-Y.

Paramètres utilisés pour le calcul du déplacement cible suivant les deux directions est engendré dans le tableau ci- dessous :

Paramètre	C <sub>0</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	T <sub>e</sub> (s)	δ <sub>t</sub> (m)
Valeurs (sens X-X)	1,2	1	1	1,02	0,85	0,16
Valeurs (sens Y-Y)	1,2	1	1	1,15	1,88	0,35

Tableau VII-4 : Paramètres utilisés pour le calcul du déplacement cible.

### VII.3.2.3 La ductilité :

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique.

La ductilité est par définition, la capacité d'un matériau, un élément ou une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture. La rupture se fait lorsqu'un défaut (fissure) induit par la déformation plastique, devient critique et se propage, La ductilité est donc l'aptitude d'un matériau à résister à cette propagation, s'il y résiste bien, il est dit ductile, sinon il est dit fragile [20]

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de déformation ultime « δ<sub>u</sub> » au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale « δ<sub>e</sub> ».

Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation est défini comme suite :

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\delta_u}{\delta_e}$$

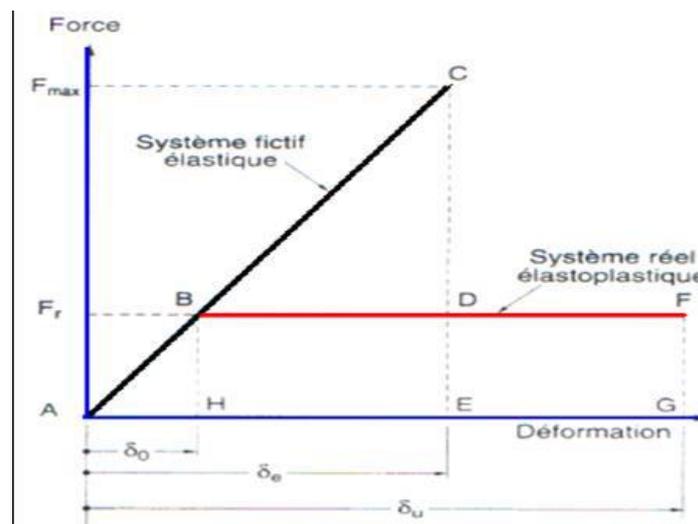


Figure VII-25 : : Ductilité en déformations.[20]

### VII.3.2.4 Détermination du facteur de comportement :

Le facteur de comportement est défini comme le rapport entre la force latérale maximal élastique ( $V_e$ ) et la force latérale inélastique de dimensionnement ( $V_e$ ).

Des études récentes, y compris celles de l'ATC-34, appuient une nouvelle formulation du « R ». C'est une formulation dans laquelle « R » est exprimé comme le produit de trois facteurs, à savoir un facteur qui compte pour la ductilité, un autre qui exprime la réserve de résistance et un autre qui exprime la réserve de résistance, troisième pour tenir compte de la redondance [11].

$$R = R_\mu R_s R_R$$

$R_\mu$  : Le facteur de ductilité.

$R_s$  : Le facteur de sur-résistance.

$R_R$  : Le facteur de redondance.

#### VII.3.2.4.1 Facteur de ductilité $R_\mu$ :

Le facteur de ductilité est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de et non celle de ces composants [11]. Il exprime la relation entre la force latérale élastique maximale ( $V_e$ ), et l'effort tranchant maximale à la base ( $V_u$ ) obtenue à partir d'une analyse non linéaire (PUSHOVER).

##### ❖ Méthode de New mark et Hall

La méthode de New mark et Hall [21] est la plus simple de toutes les méthodes d'où la ductilité est fonction de la période de vibration de l'oscillateur ( $T$ ) et de sa ductilité ( $\mu$ ).

$$R_\mu = 1 \quad \text{Si } T < 0,03$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu} - 1 \quad \text{Si } 0,2 < T < 0,5$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Si } T > 0,5$$

$T$  : la période fondamentale de la structure.

#### VII.3.2.4.2 Facteur de sur-résistance ( $R_s$ )

Le facteur de sur-résistance est défini comme le rapport entre l'effort tranchant ultime calculée à l'aide d'analyses statiques et dynamiques inélastiques et l'effort tranchant de dimensionnement calculée par des méthodes élastiques linéaires.

#### VII.3.2.4.3 Facteur de redondance ( $R_R$ )

Une structure redondante doit être composée de plusieurs lignes verticales. Malgré cette forte demande de redondance les gens continuent à construire des structures composées d'un nombre minimum de lignes verticales, ce qui les classent dans les catégories

suyvantes un peu redondant. Ce résultat est dû principalement à la mauvaise compréhension des ingénieurs de la parasismiques du rôle important que joue cette redondance dans la réponse sismique de la structure lors des séismes dévastateurs [22].

Le règlement parasismique algérien RPA99 – version 2003 introduit cette pénalité à travers un coefficient de qualité égal 1.3 (majoration de l'effort tranchant de 30%), ce qui donne un coefficient.

$$R_R = \frac{1}{Q}$$

Paramètre	$\delta_u$ (m)	$\delta_y$ (m)	$K_i$ (KN.m)	$K_e$ (KN.m)	$T_e$ (s)	$\mu$	A	$V_d$ (KN)	$V_u$ (KN)
Valeurs (sens X-X)	0,510	0,110	19860,69	15220,4	0,854	4,636	0,0807	2024,86	2486,348
Valeurs (sens Y-Y)	0,469	0,090	51095,08	10120,2	1,885	5,211	0,048	2022,54	1861,09

Tableau VII-5: Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement.

Calcul du coefficient de comportement R :

- Suivant x-x :

$$R_x = R_\mu R_s R_R$$

$$R_\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,510}{0,110} = 4,63$$

$$R_s = \frac{V_u}{V_d} = \frac{2486,348}{2024,86} = 1,227$$

$$R_R = \frac{1}{Q} = \frac{1}{1,20} = 0,83$$

$$R_x = 4,63 * 1,227 * 0,83 = 4,71 \quad \quad \quad R_x = 4,71$$

- Suivant y-y :

$$R_y = R_\mu R_s R_R$$

$$R_\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0,469}{0,09} = 5,21$$

$$R_s = \frac{V_u}{V_d} = \frac{1861,09}{2022,54} = 0,92$$

$$R_R = \frac{1}{Q} = \frac{1}{1,10} = 0,909$$

$$R_y = 5,21 * 0,92 * 0,909 = 4,36 \quad \quad \quad R_y = 4,36$$

		$R_s$	$R_u$	$R_R$	$R$
Méthodes New mark et hall	Valeurs (sens X-X)	1,227	4,63	0,83	4,71
	Valeurs (sens Y-Y)	0,92	5,21	0,909	4,36

Tableau VII-6 : Valeurs du coefficient de comportement.

➤ **Interprétation des résultats :**

Le tableau précédant montre l'influence de plusieurs paramètres qui influent sur la valeur du facteur de comportement de cette structure renforcée par des voiles en béton armé, le facteur de ductilité «  $R_u$  » est égale à **4,63** dans le sens (x-x) et **5,21** dans le sens (y-y), le deuxième facteur  $R_s$  (facteur de sur résistance), est égale à **1,227** dans le sens (x-x) et **0,92** dans le sens (y-y), par contre le facteur  $R_R$  (facteur de redondance), est égale à **0,83** dans le sens (x-x) et **0,909** dans le sens (y-y), Pour le coefficient de comportement, on le trouve après multiplication de l'indice les facteurs  $R_s$ ,  $R_u$  et  $R_R$  mentionnés ci-dessus est de l'ordre de **4,71** dans le sens (x-x) et **4,36** dans le sens (y-y). et puisque le domaine de la ductilité est large, sa signifiera que cette forte ductilité donnera une grande résistance à l'état plastique.

### VII.3.2.5 Raideur de la structure au point de performance $K_p$ et

#### indicateur de dégradation globale la structure $I_d$ :

- **Suivant x-x :**

Soit une raideur initiale (élastique) :  $K_e = 15220,4 \text{ KN/m}$

- **Suivant y-y:**

Soit une raideur initiale (élastique) :  $K_e = 10120,2 \text{ KN/m}$

Les éléments de la structure se plastifient, donc la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale  $K_e$

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$V_p = 2222,110 \text{ Kn}$$

$$D_p = 0,242 \text{ m}$$

$$K_{p_x} = \frac{V_p}{D_p} = \frac{2222,110}{0,242} = 9182,272 \text{ KN/m}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure ( $I_d$ ) peut être défini par.

$$I_d = \left(1 - \frac{K_p}{K_e}\right) \cdot 100\%$$

$$I_{dx} = \left(1 - \frac{9182,272}{15220,4}\right) \cdot 100\% \quad I_{dx} = 39,67\%$$

	<b>Vp (KN)</b>	<b>Dp(m)</b>	<b>Kp(KN/m)</b>	<b>I<sub>d</sub>%</b>
<b>Sens (X-X)</b>	<b>2222,110</b>	<b>0,242</b>	<b>9182,272</b>	<b>39,67</b>
<b>Sens (Y-Y)</b>	<b>1707,696</b>	<b>0,338</b>	<b>5052,35</b>	<b>50,07</b>

**Tableau VII-7 : Paramètres utilisés pour le calcul du *Kp* et du *Id***

❖ **Interprétation des résultats :**

On constate au point de performance, la plastification de la structure dans le sens (x-x) engendre une diminution de la raideur initiale de 39,67%, et la plastification de la structure dans le sens (y-y) engendre une diminution de la raideur initiale de 50,07%.

#### **VII.4 Conclusion :**

Pushover est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant. Le but essentiel de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure et la détermination du point de performance par cette méthode est très utile car il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure.

## Conclusion générale

---

### Conclusion générale

La conception d'une structure parasismique pour un bâtiment, peut se faire de plusieurs manières, et la meilleure conception est celle qui est conforme aux codes de calcul et règlement qui est la plus économique.

L'étude a révélé que l'utilisation du SAP2000 dans les ouvrages ordinaires en utilisant les codes en vigueur est possible, mais nécessite beaucoup de maîtrise au niveau de la mise en œuvre, l'analyse "PUSHOVER" est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant les futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir de l'analyse non linéaire des structures en termes de capacité, et de mécanisme de ruine donnent un aperçu sur le comportement réel de la structure.

Ce travail nous a permis de réaliser les objectifs suivants :

- Mettre en pratique les connaissances acquises durant le cursus universitaire, notamment dans le domaine de RDM, Béton armé et Dynamique des structures.

- Nous familiariser avec l'outil informatique.

En plus de ça, les résultats de cette étude nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

La nécessité de l'analyse non linéaire pour les structures sujettes au séisme qui peuvent subir de grandes déformations.

La méthode pushover est une méthode d'analyse non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée. Elle a l'avantage de tracer le comportement de la structure étape par étape en suivant l'évolution de la formation des rotules jusqu'à la rupture et elle est à la base de la nouvelle conception parasismique dite "conception en performance".

La détermination du point de performance par cette méthode est très utile car il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure.

## Références Bibliographiques

- [1] Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 « D.T.R. – B.C. 2.48 », Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 2003.
- [2] BAEL91 : béton armé aux états limites.
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93, « D.T.R. – B.C. 2.41 », centre documentation, 1994.
- [4] [Coursexosup.blogspot.com/2015/04/les-elements-destructure-poteaux-et.html](http://Coursexosup.blogspot.com/2015/04/les-elements-destructure-poteaux-et.html)
- [5] Document technique réglementaire, Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R- B.C 22 », Centre de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 1988.
- [6] MOULELKAF. T, BOUDJEMAA.T. Etude d'un bâtiment (R+8+Entre Sol) à usage d'habitation et service contreventé par un système mixte (voiles-portiques). Mémoire de fin d'étude En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil, soutenue en Juin 2017, Université Abderrahmane MIRA- Bejaia.
- [7] AIT-RAMDANE I, Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques. Mémoire de Magister, soutenue en décembre 2014, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, 96 p.
- [8] ZEBECHI.R.I. Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques. Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, 2016, Université M'hamed-Bougara Boumerdes, 178p.
- [9] BOULAOUAD.A. Analyse non linéaire d'une structure en voile. Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, Université. Mohamed Boudiaf - Msila, 2016.
- [10] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Fédéral Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.
- [11] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic évaluation and retrofit of concrete buildings", vol 1. Redwood City, California, 1996.
- [12] Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance", Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° prEN 1998-1 :2004.
- [13] ZEBECHI.R.I. Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques. Mémoire

d'obtention du diplôme du master en génie civil, 2016, Université M'hamed-Bougara Boumerdes, 178p.

[14] BOULAOUAD .A. Analyse non linéaire d'une structure en voile. Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, Université. Mohamed Boudiaf - Msila, 2016.

[15] BELKHEIR, M.A, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de Magister, Tizi-Ouzou, Algérie, 105 p.

[16] LABIOD, Y. et CHAOUACHE, S, Vulnérabilité sismique d'un bâtiment d'habitation en portique auto-stable par la méthode Push-Over, Mémoire de Master, 2013, Constantine, Algérie, 107 p.

[17] DROUNA, K, Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magister, Constantine, Algérie, 146 p.

[18] Mahboub Lotfi et Moulessechool Sid Ahmed, Etude des systèmes de contreventements des structures en béton armée par matériaux composites. Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil Spécialité : ingénieries des structures.

[19] BELKHEIR, M.A, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismiques des bâtiments, Mémoire de Magister, Tizi-Ouzou, Algérie.

[20] KASSOUL, A, Le Comportement Non Linéaire des Structures en béton armé, 2014,38 p.

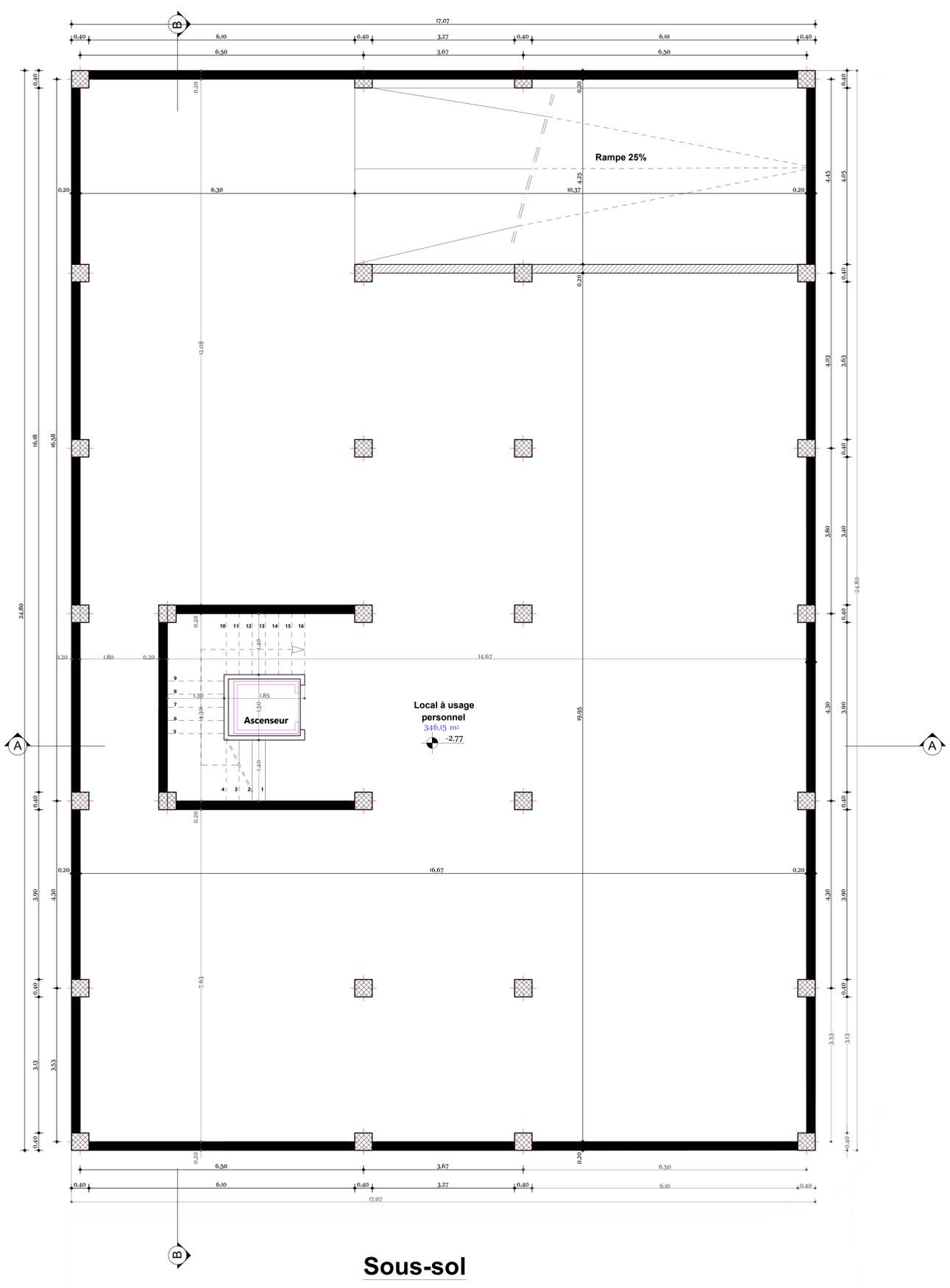
[21] TEDJDITI, A,K, Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale. Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil Option : Ingénierie des structures Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen. Soutenu le 12Juin 2017.

[22] Hemsas Miloud Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France. Soutenu 2010

Cours :

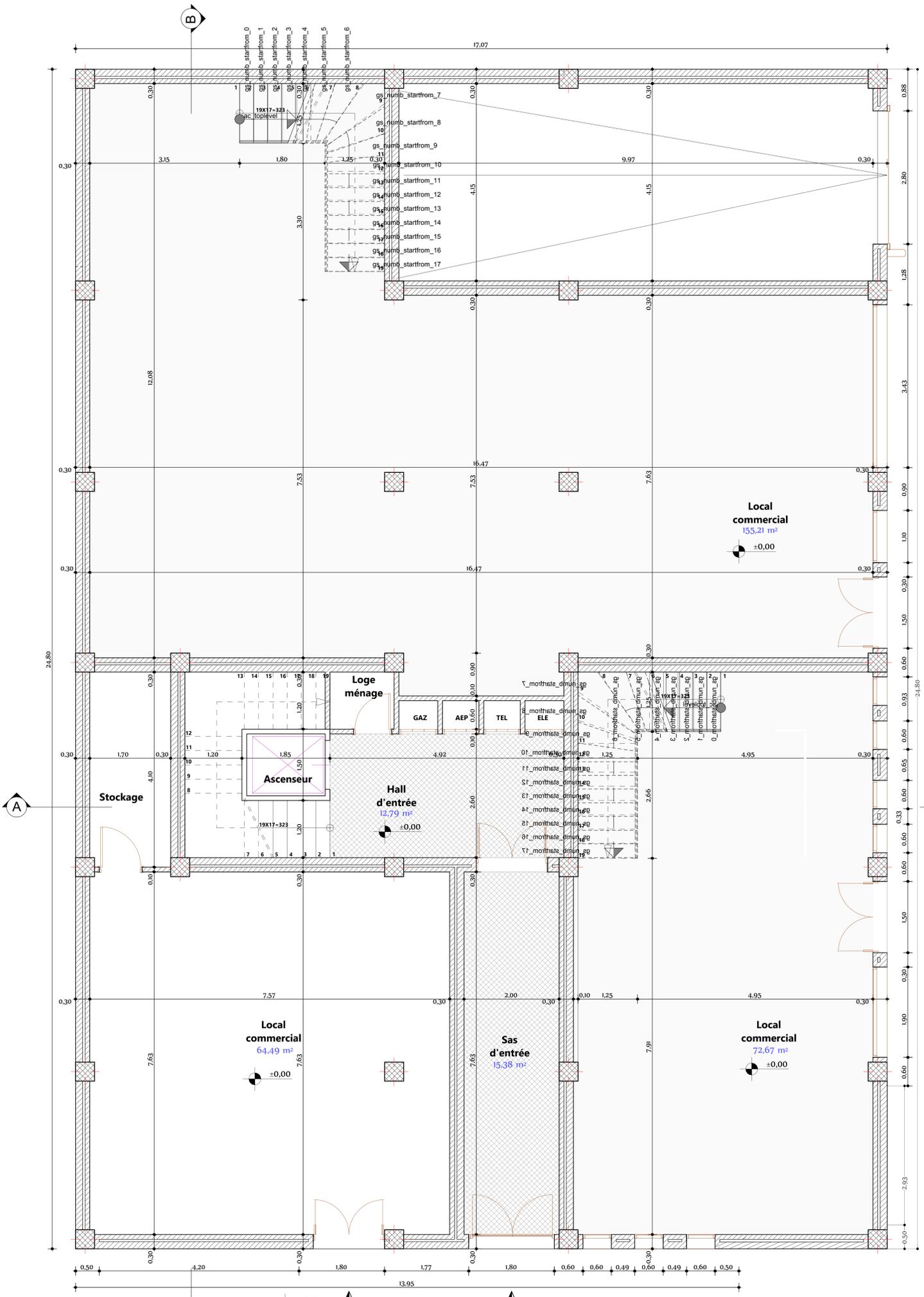
- Béton armé (troisième année).
- Dynamique des structures (Master1).
- Génie Parasismique.
- Plasticité.
- Résistance des matériaux (deuxième année).
- Calcul des structures (troisième année).

# **Plans d'architecture**

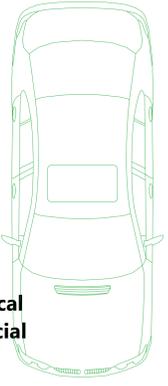


**PLAN Sous-sol**

WILAYA :	TLEMCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	PLAN DE SOUS SOL
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	01/12
L'ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN



Accès mécanique



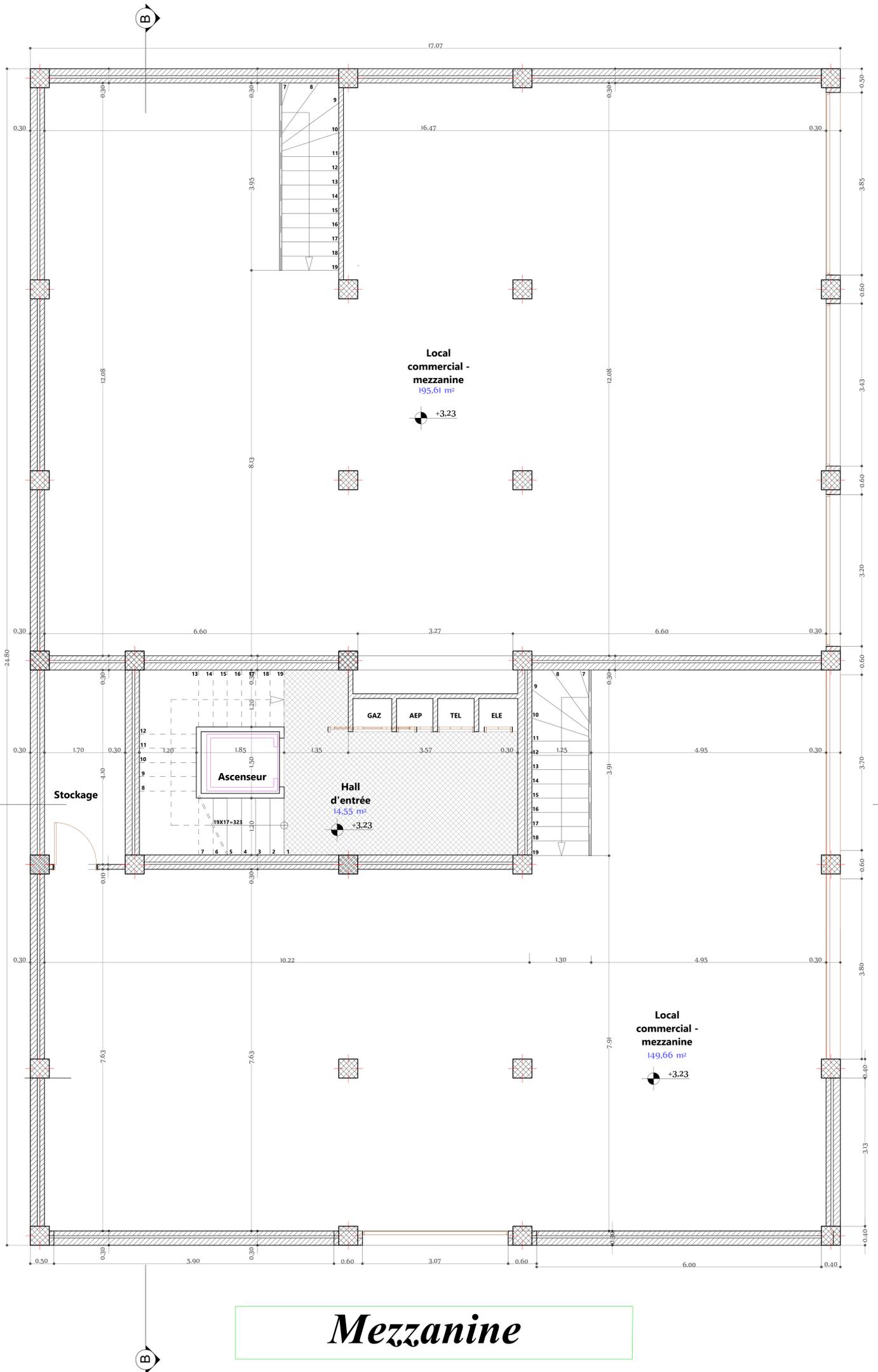
Accès local commercial

Accès local commercial

Accès local commercial      Accès logements

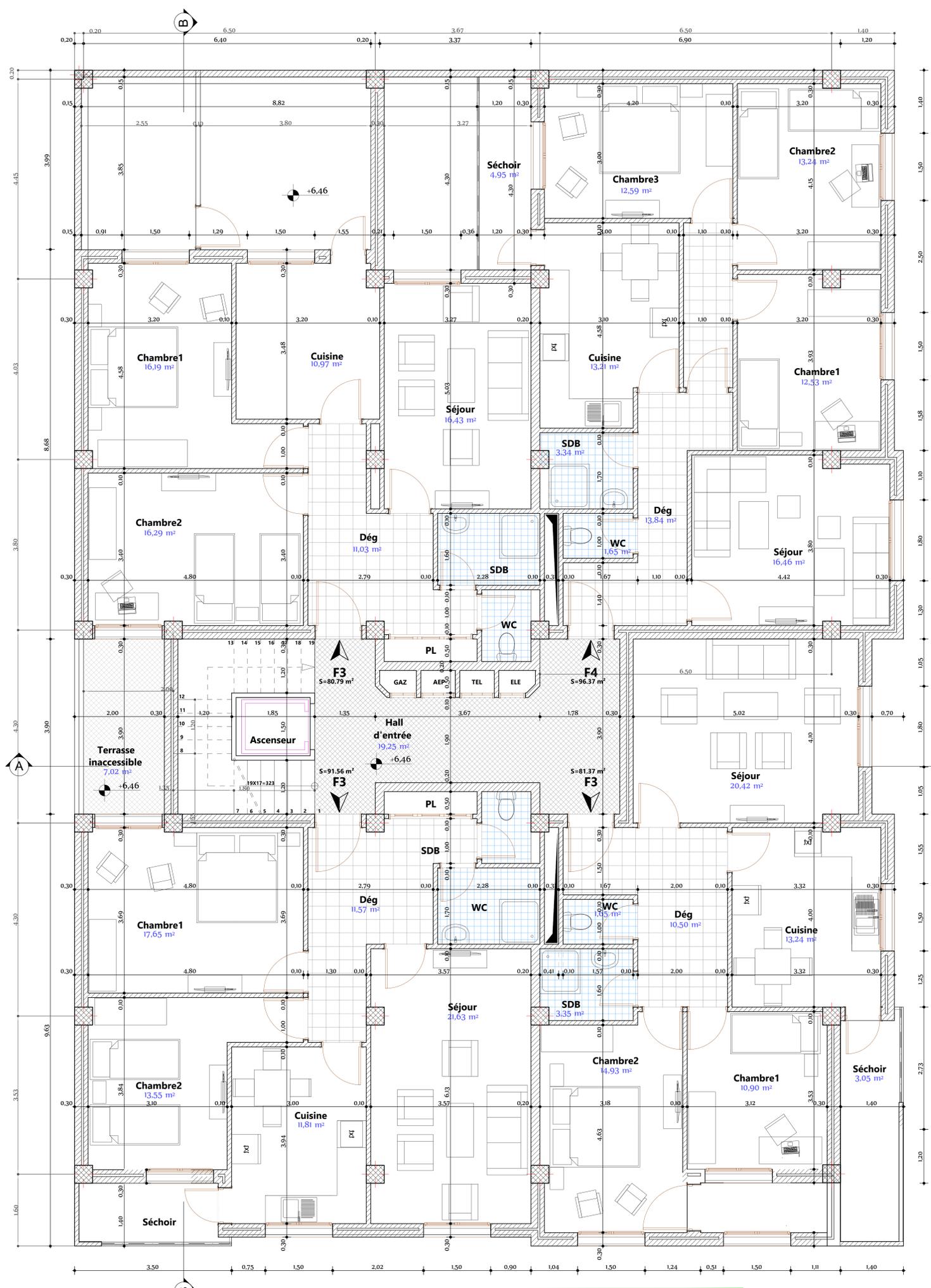
# PLAN: RDC

WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	plan RDC
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	02/12
L'ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tark
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN



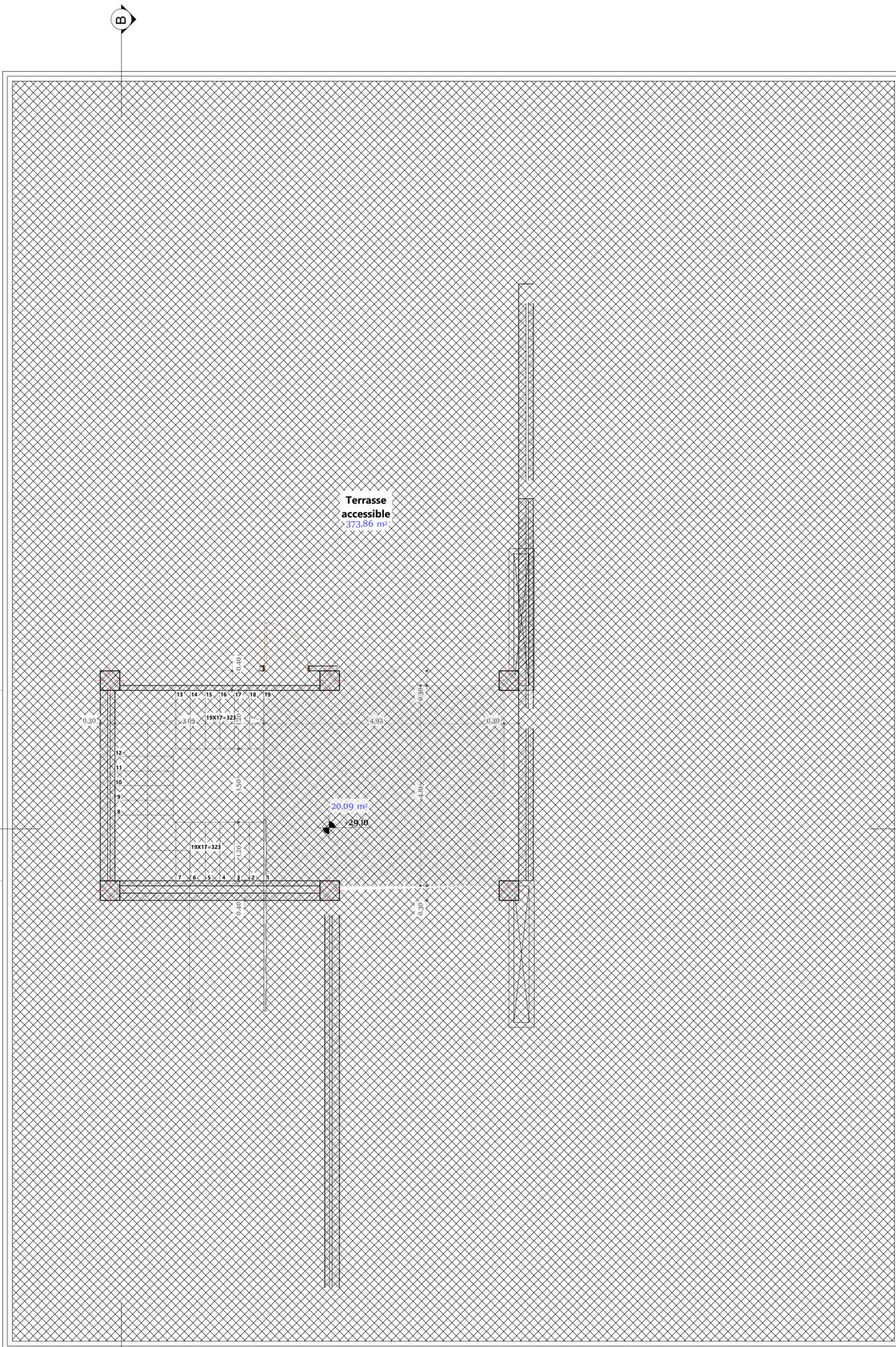
**Mezzanine**

WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	PLAN MEZZANINE
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	03/12
L'Ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN



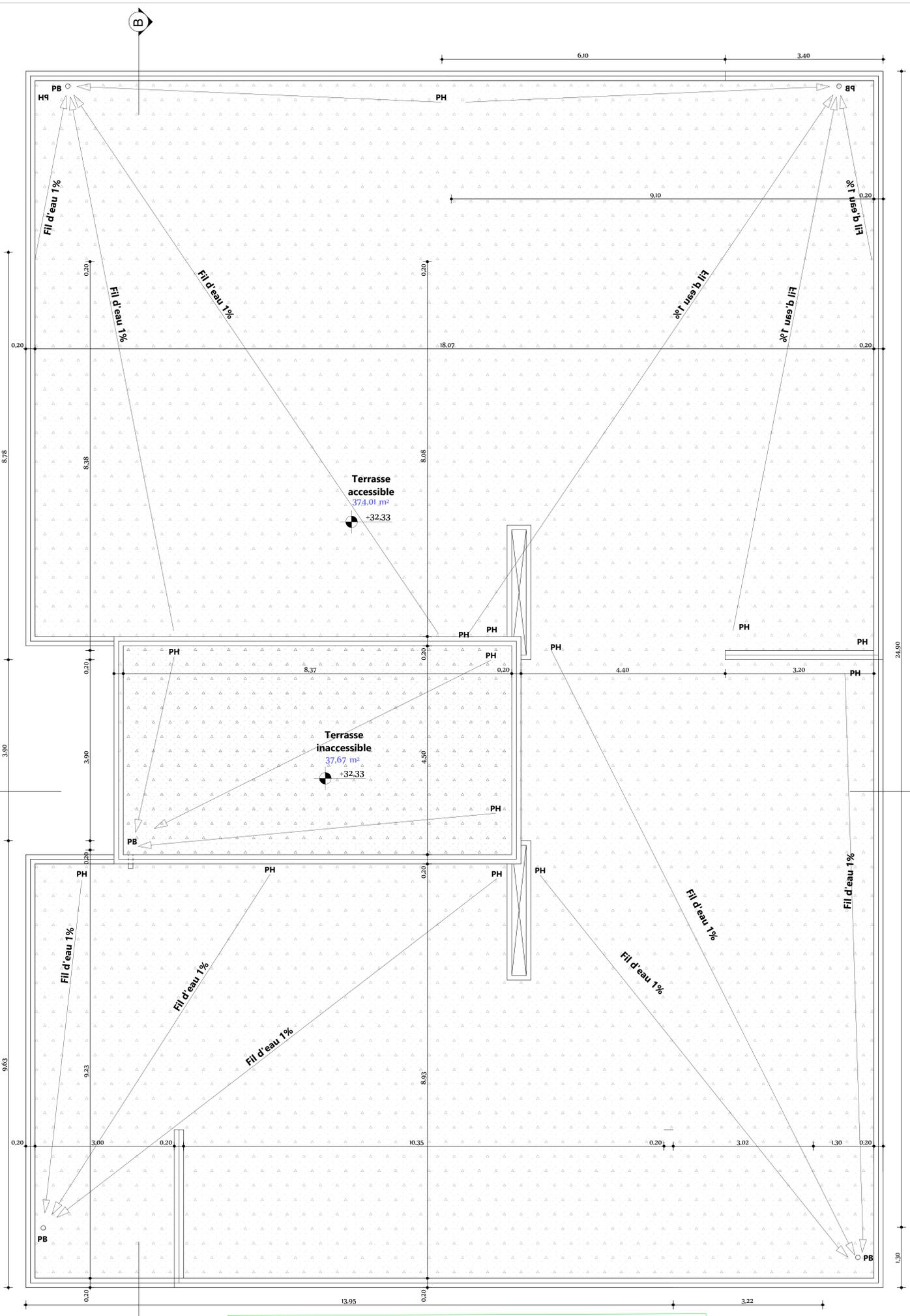
**Etage courant**

WILAYA :	TMEMEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAEK Bounouar</b>
Titre :	PLAN ETAGE COURANT
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	04/12
L'Ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN



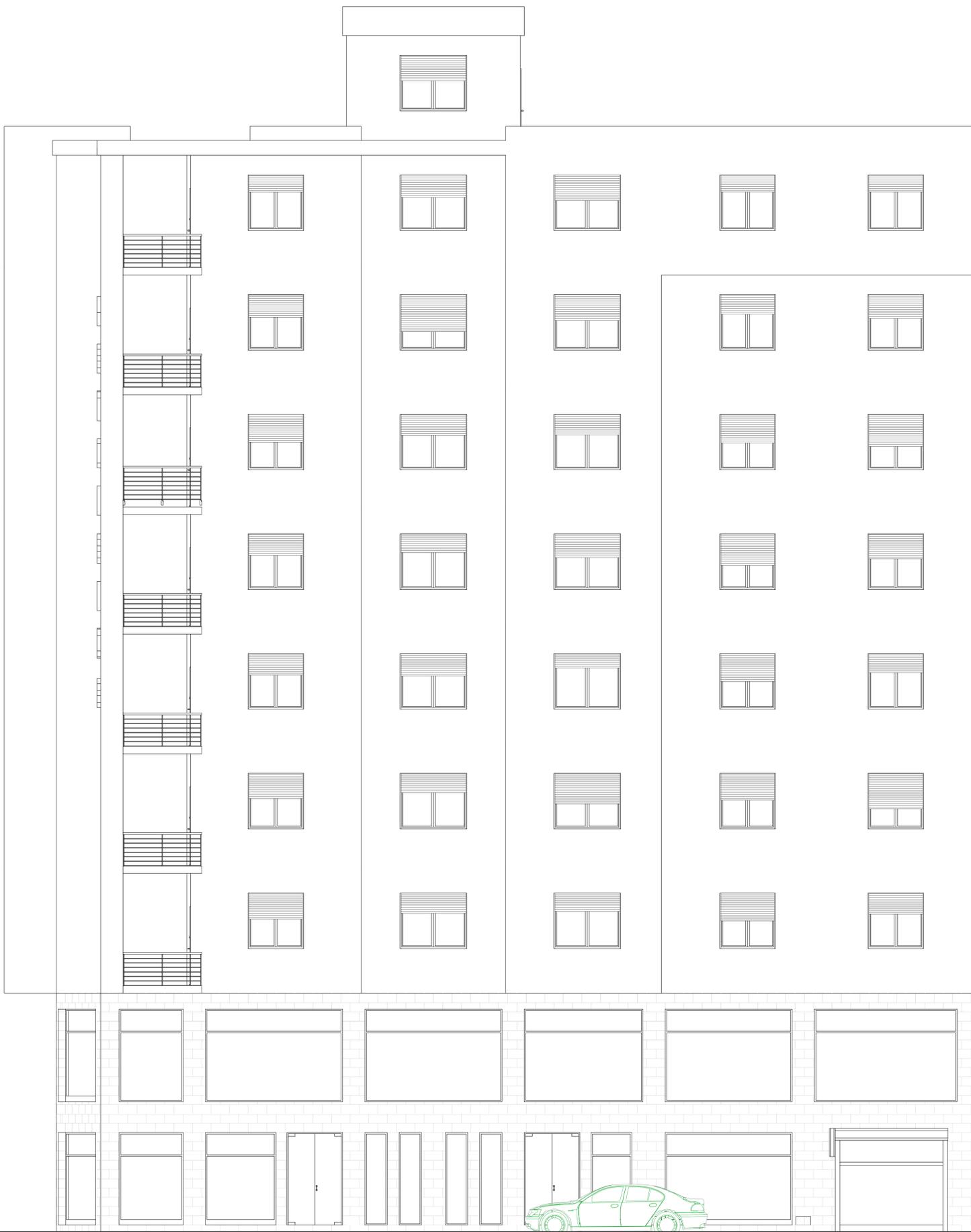
# PLAN DE Terrasse

WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	PLAN DE TERRASSE
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	05/12
L'ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN



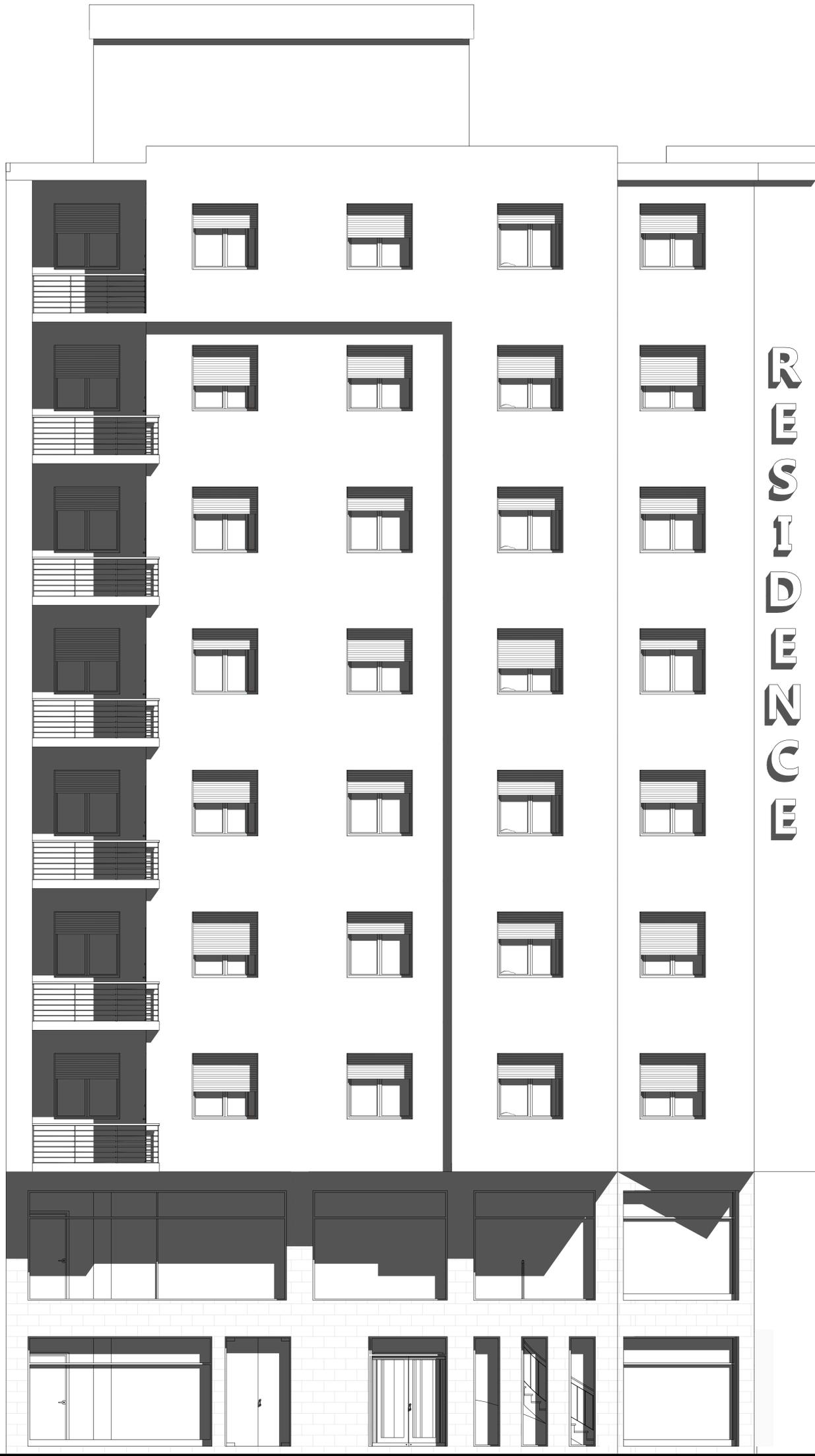
# PLAN DE Toiture

WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	PLAN DE TOITURE
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	06/12
L'Ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN



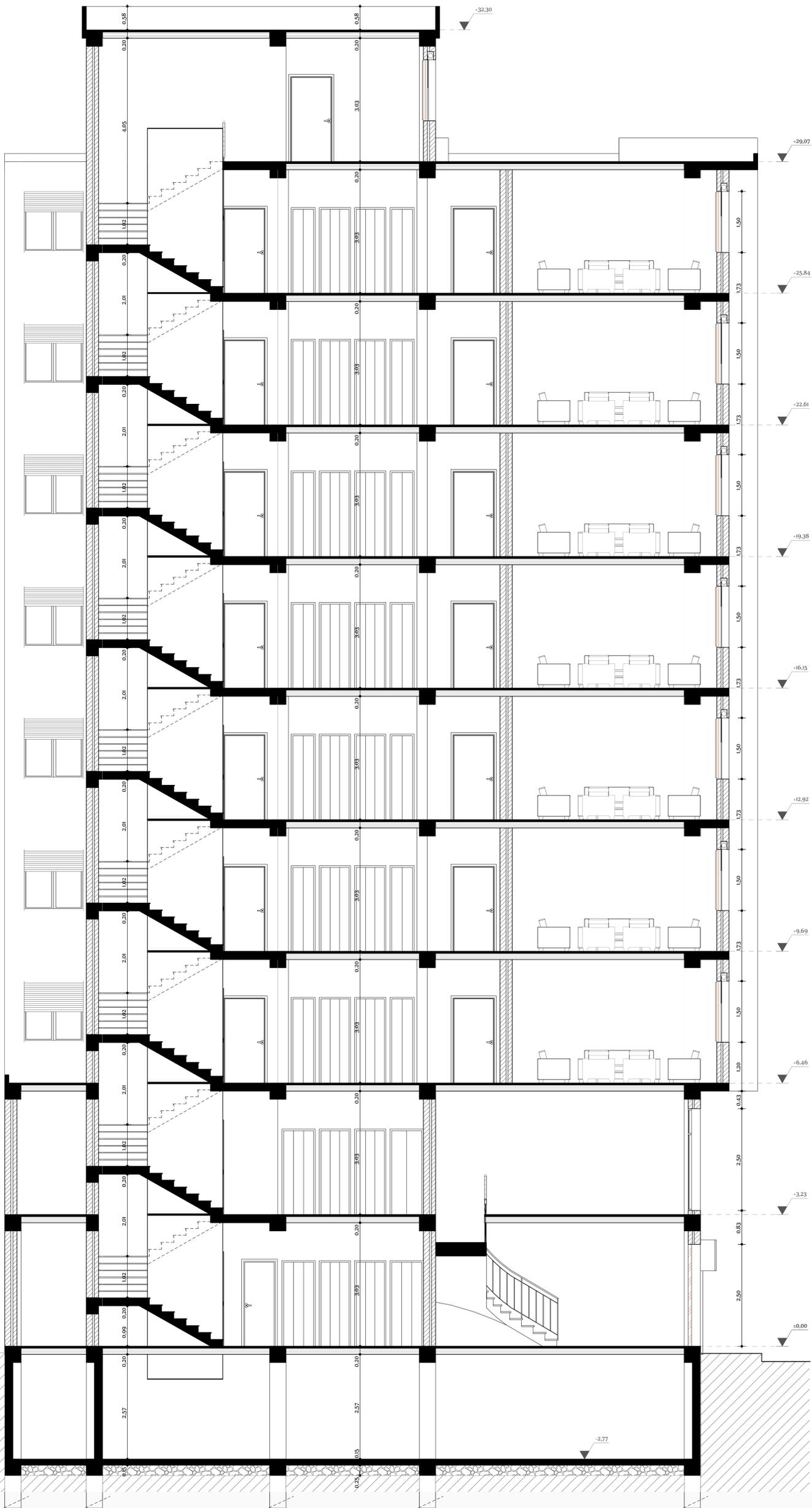
*Facade sud*

WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	PLAN FACADE SUD
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N°:	07/12
Ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN



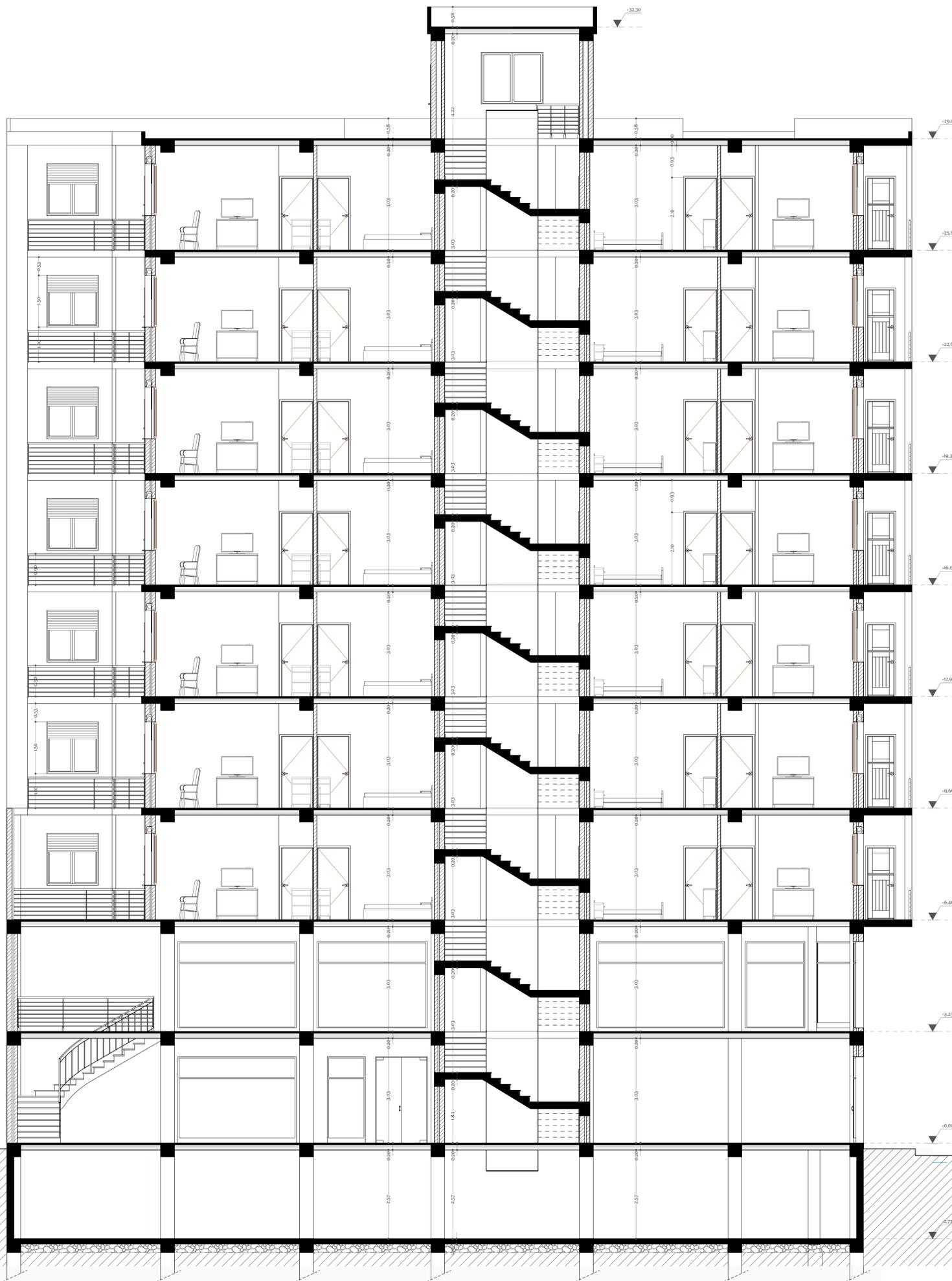
*Facade ouest*

WILAYA :	TLEMCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	PLAN FACADE OUEST
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	08/12
L'Ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN



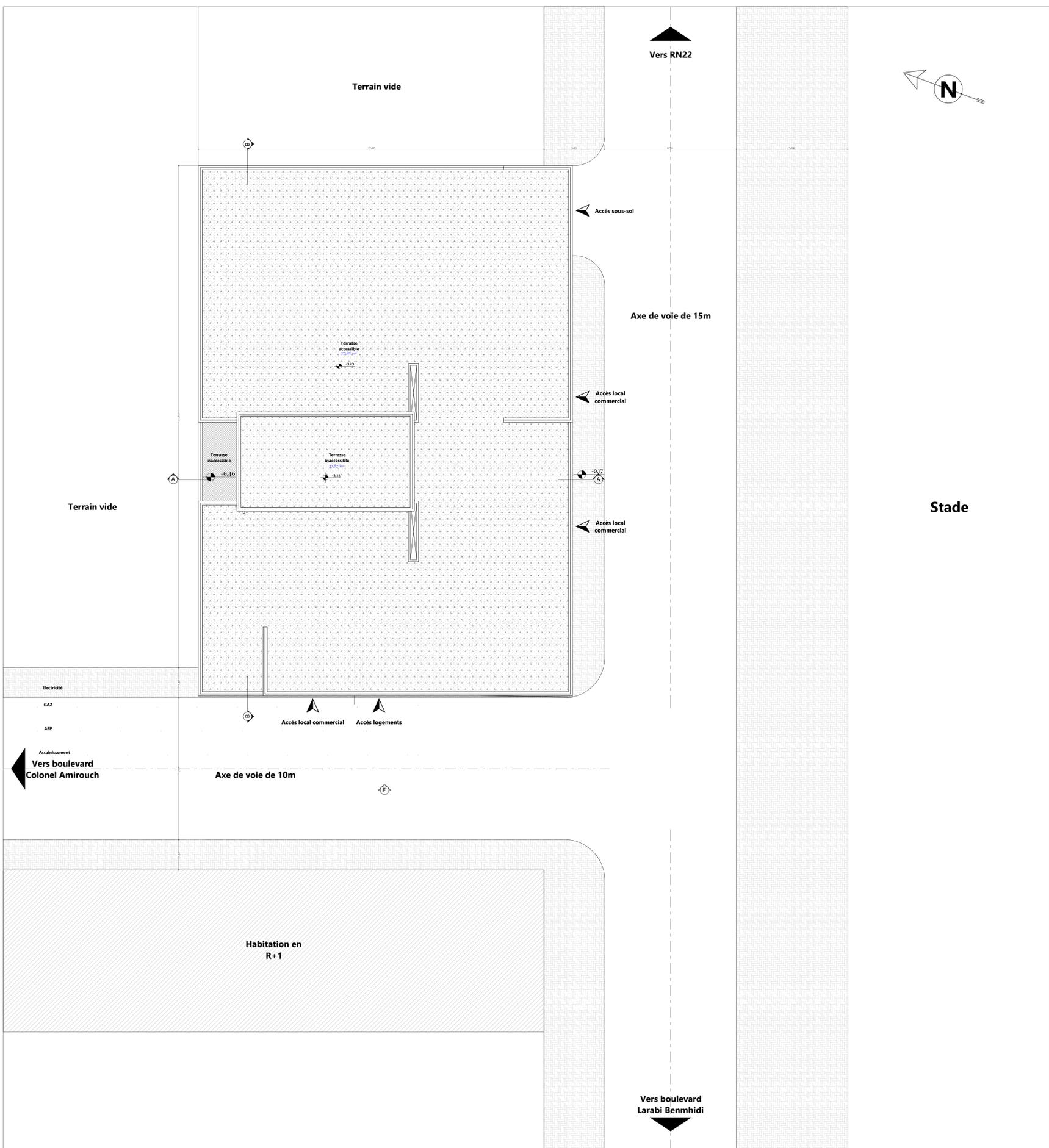
**Coupe A-A**

WILAYA :	TLEMCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	PLAN COUPE A-A
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	09/12
L'ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
	Cabinet d'Architecture: MAHMOUDISMAIN



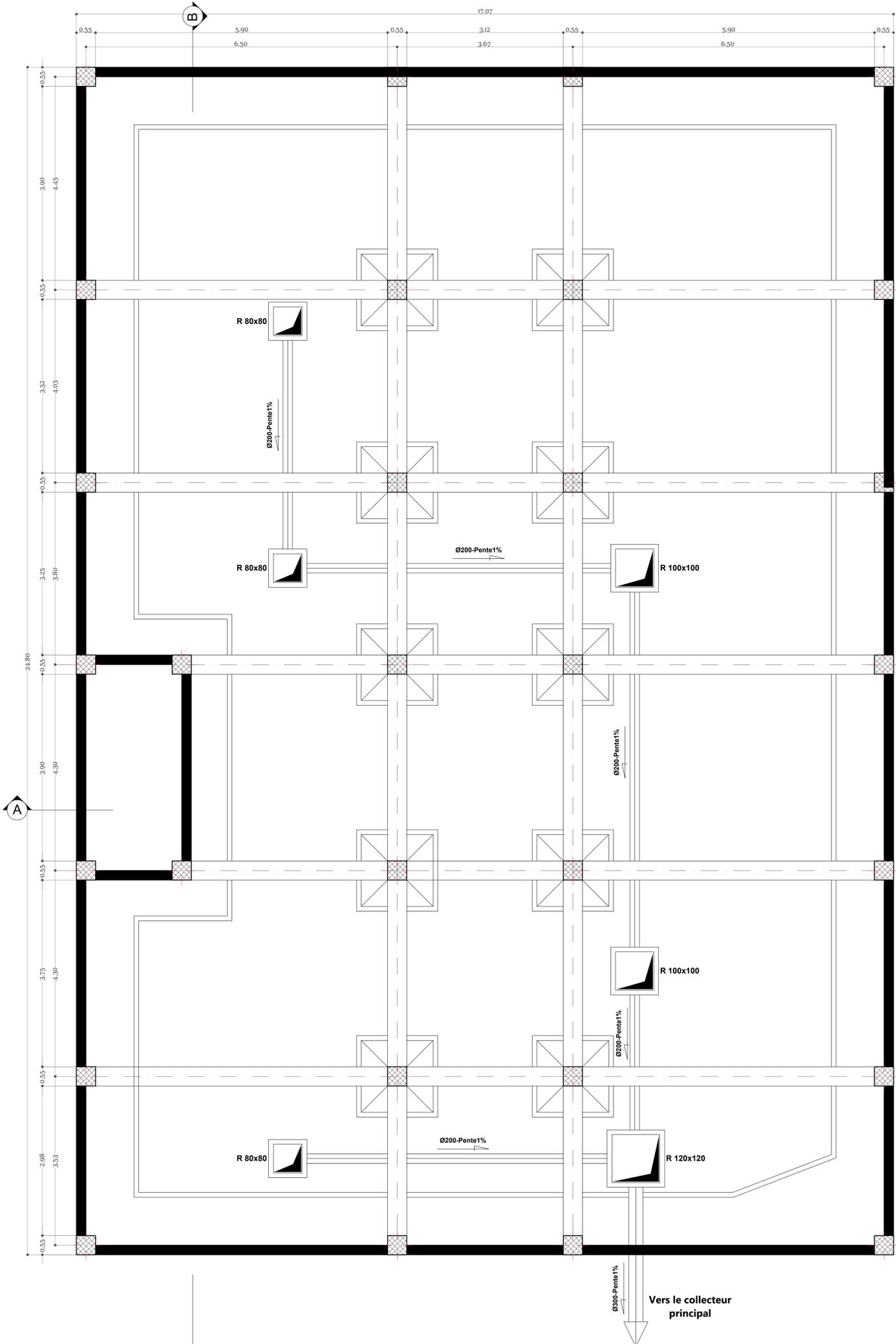
**Coupe B-B**

WILAYA :	TLEMCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	PLAN COUPE B-B
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	10/12
L'ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN



**Plan de masse**

WILAYA :	TLEMCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE :	Remchi, Tlemcen
PROJETANTS :	Mr MEBAREK Bounouar
Titre :	PLAN DE MASSE
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	11/12
Architecte :	ABDERRAHIM Ismail MORSU Tarik
Cabnet d'architectes :	MAHMOUDISMAIN

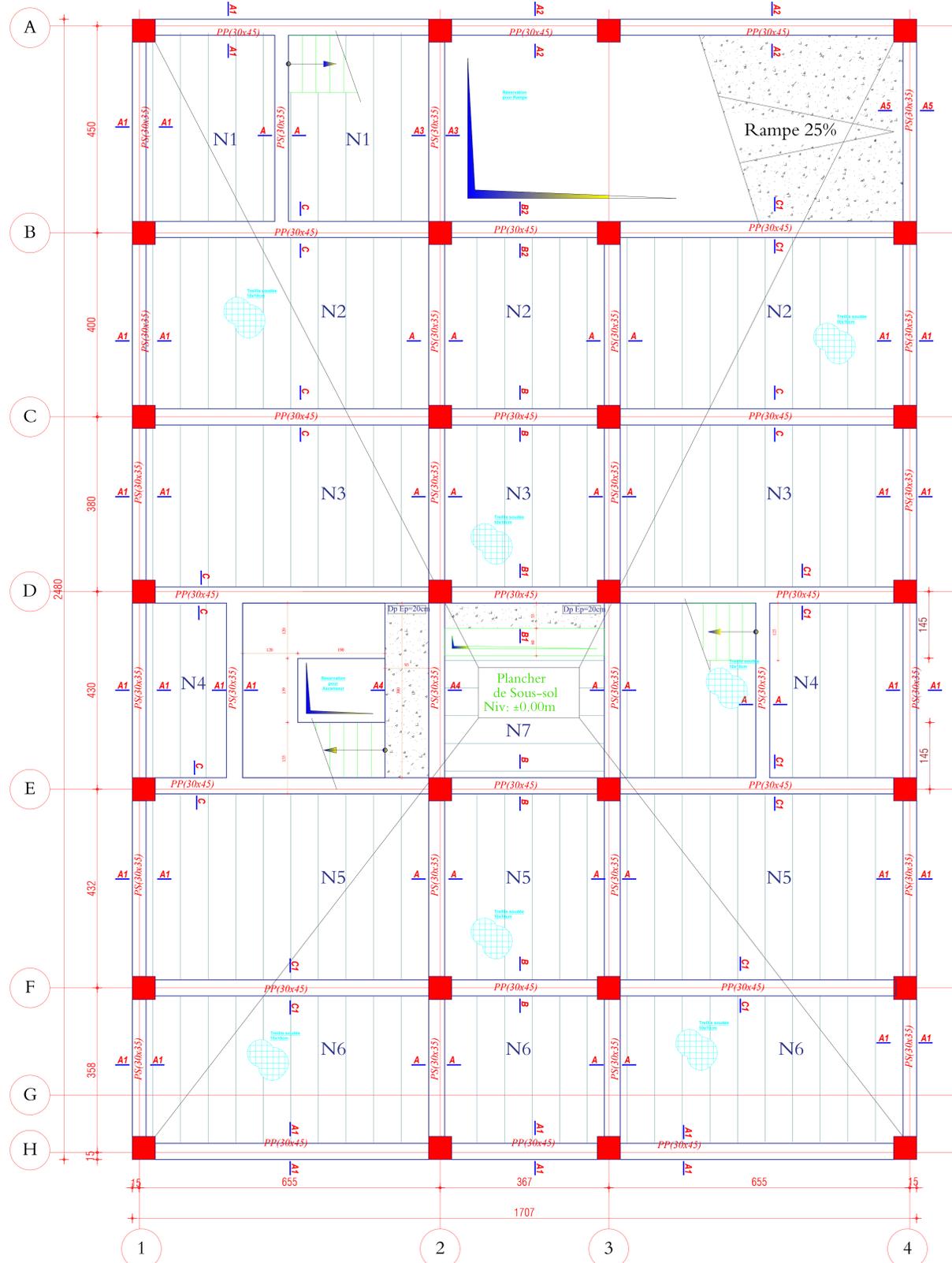
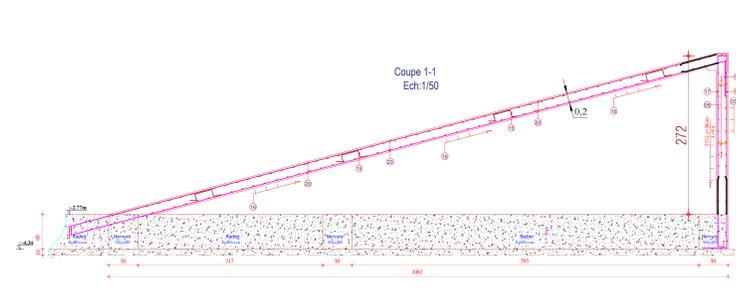
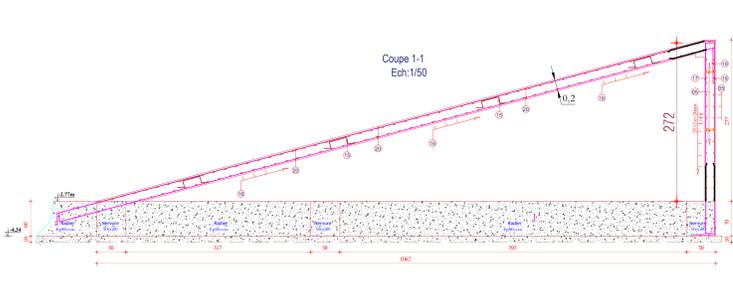


# Assainissement

WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+Mezz+7 étages
ADRESSE:	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES:	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	PLAN D'ASSAINISSEMENT
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	12/12
L'Ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN

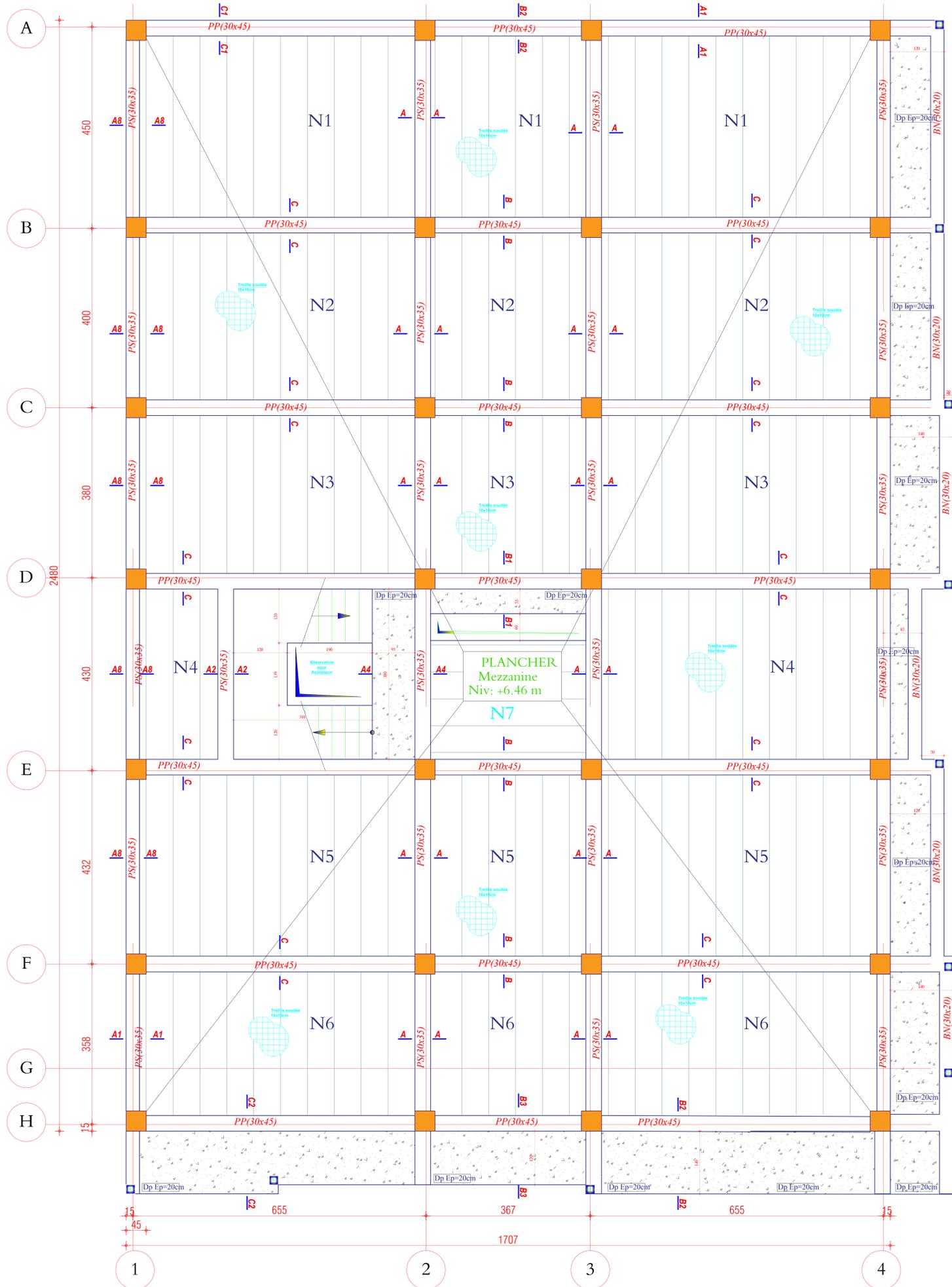
# **Plans**

## **Génie civil**



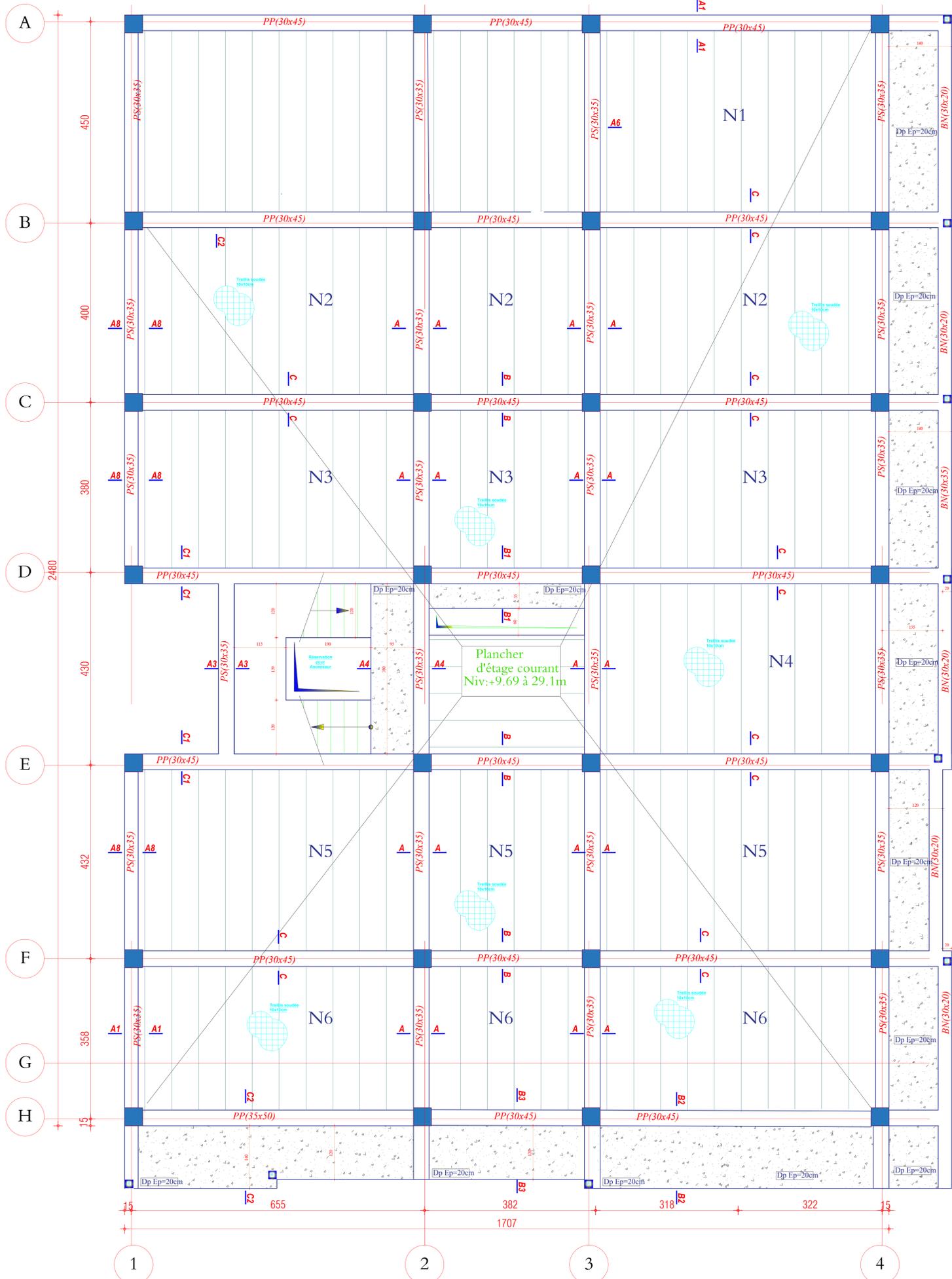
**plancher de sous-sol**

Projet:	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+MEZZ+7étages
Adresse:	Remchi, Tlemcen
Propriétaires:	Mr MEBAREK Bounouar
Titre:	COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES PLANCHERS NIV: SOUS-SOL
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	01/07
Ingénieurs:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN



*plancher de Mezzanine*

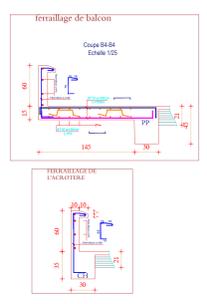
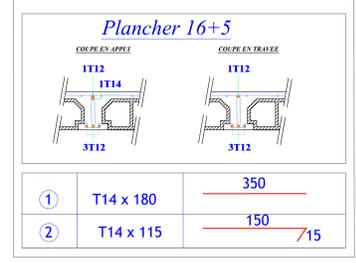
WILAYA :	TLEMEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+MEZZ+7étages
ADRESSE :	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES :	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES PLANCHERS NIV: Mezzanine
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	02/07
L'Ingénieur :	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture :	MAHMOUDISMAIN



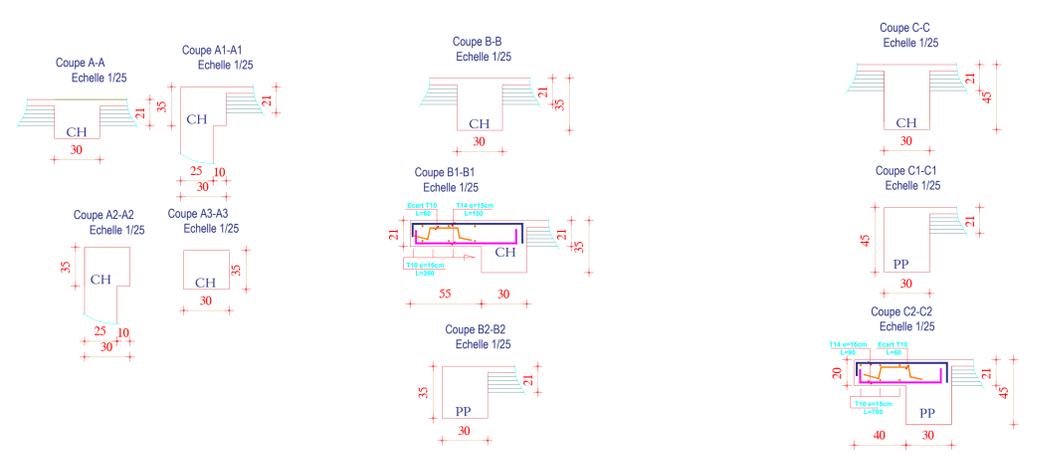
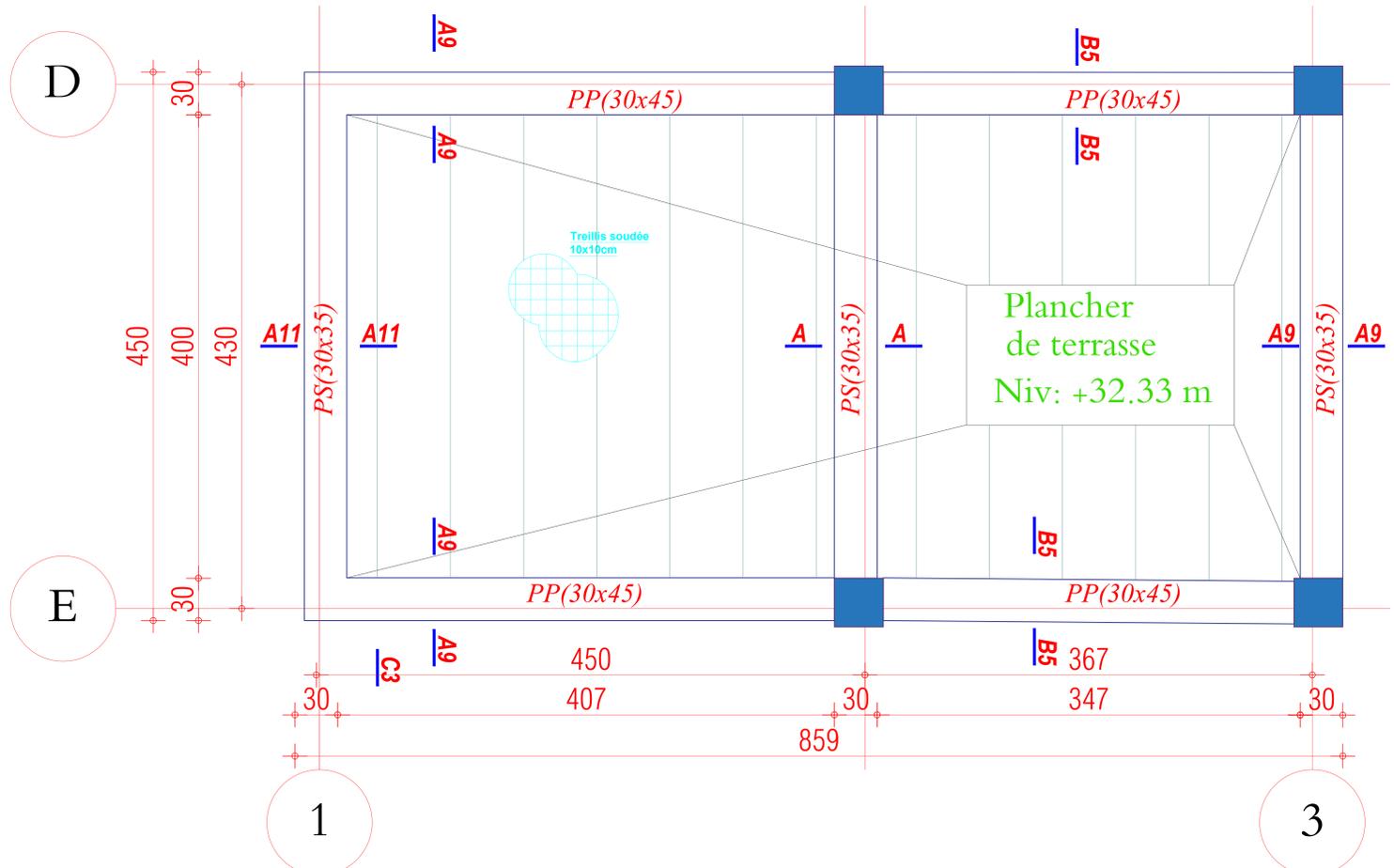
**plancher d'étage courant**

...Tableau des poutrelles ...

Reperes	Longueur	Ferrailage		
		(1)	(2)	(3)
N1	470	1T12 x 470	3T12 x 470	etr T8 x 274 e = 15 cm
N2	430	1T12 x 430	3T12 x 430	etr T8 x 670 e = 15 cm
N3	410	1T12 x 410	3T12 x 410	etr T8 x 635 e = 15 cm
N4	440	1T12 x 440	3T12 x 440	etr T8 x 304 e = 15 cm
N5	465	1T12 x 465	3T12 x 465	etr T8 x 648 e = 15 cm
N6	380	1T12 x 380	3T12 x 380	etr T8 x 512 e = 15 cm
N7	410	1T12 x 410	2T12 x 410	etr T8 x 116 e = 15 cm

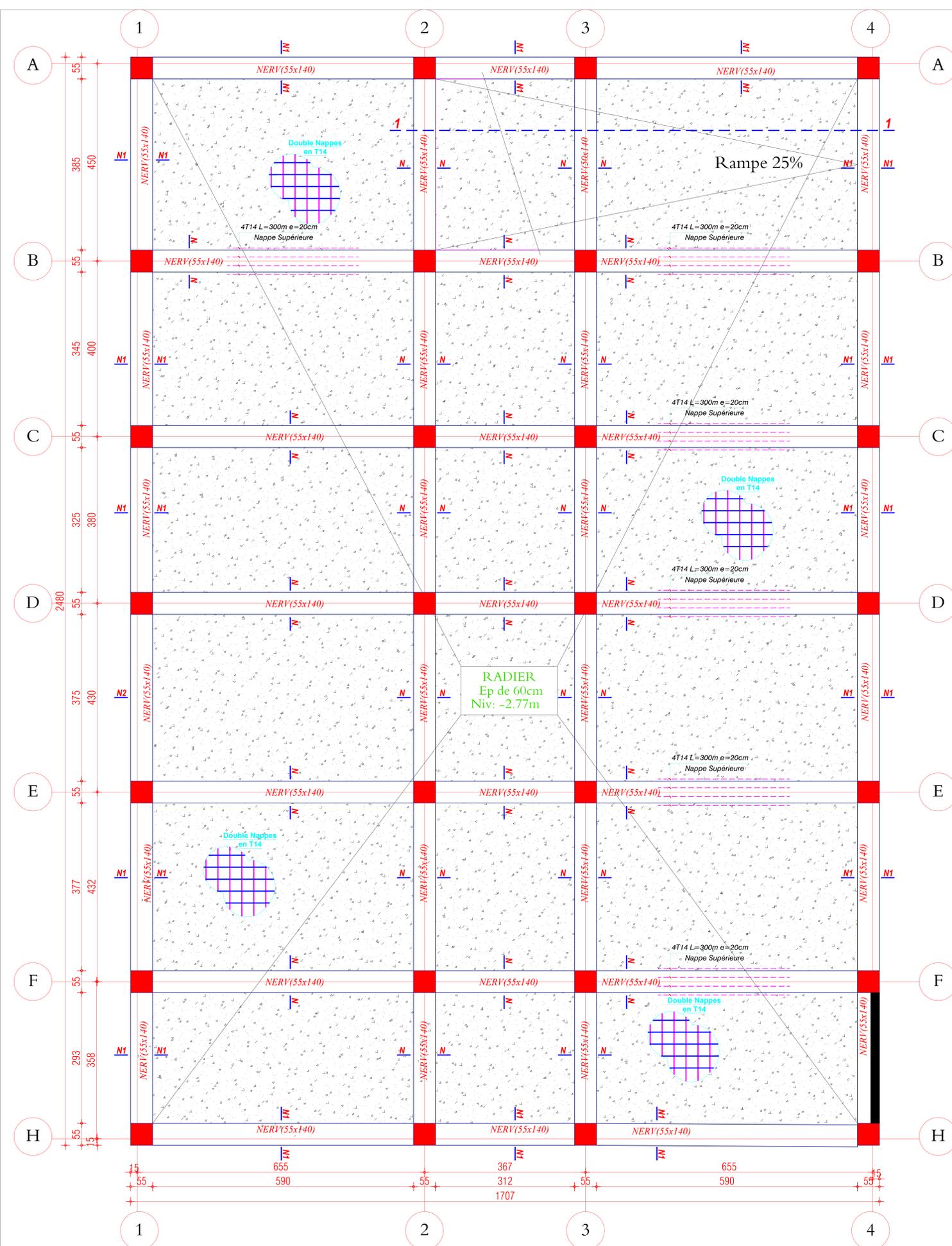


WILAYA :	TLEMEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+MEZZ+7étages
ADRESSE :	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES :	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	COFFRAGE ET FERRAILAGE DES PLANCHERS ÉRTAGE COURANT
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	03/07
L'Ingénieur :	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture :	MAHMOUDISMAIN

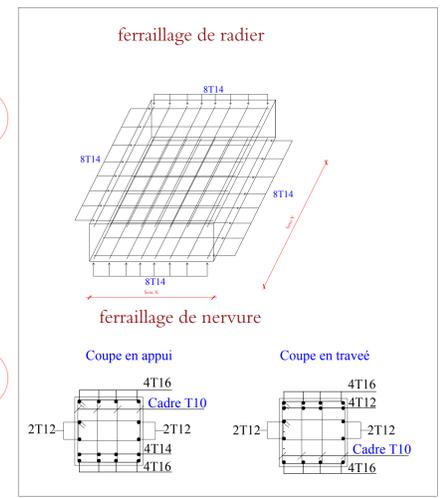


WILAYA :	TLEMSEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+MEZZ+7étages Remchi, Tlemcen	
<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>	
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES PLANCHERS TERRASSE	
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	04/07
L'Ingénieur:	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture:	MAHMOUDISMAIN

*plancher de terrasse*



**Radier nerverée**



WILAYA :	TLEMCEN
DAIRA :	REMCHI
COMMUNE :	REMCHI
Projet :	REALISATION D'UNE RESIDENCE EN SOUS-SOL+RDC+MEZZ+7étages
ADRESSE :	Remchi, Tlemcen
PROPRIETAIRES :	<b>Mr MEBAREK Bounouar</b>
Titre :	COFFRAGE ET FERRAILAGE DES RADIER
DATE :	2019/2020
Echelle :	1/50 1/20
PLANCHE N° :	05/07
L'Ingénieur :	ABDERRAHIM Ismail MORSLI Tarik
Cabinet d'Architecture :	MAHMOUDISMAIN



