

وزارة البحث العلمي والتعليم العالي



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم

Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADIMIQUE

**Filière : Génie-civil**

**Option : Structure**

### Thème

**Etude d'un bâtiment en « sous-sols + RDC +8étages » à  
usage d'habitation « murs porteurs »**

Présenté par :

Bourouba Chahrazed

Djeffal Lina Riham

Soutenu le 22 /06 /2023 devant le jury composé de :

Encadrent :	Sadki Nizar	MCB	Université de Mostaganem
Président :	Moussaoui Salah Eddine	MCB	Université de Mostaganem
Examineur :	Dr. Bahar Sadek	MCB	Université de Mostaganem

**Année Universitaire 2022/2023**

## REMERCIEMENTS

Des années de dur labeur, finissent par cette soutenance qui, sans entourage familial, l'engagement de nos enseignants et leur abnégation dans leur mission de nous prodiguer le savoir, nous n'aurions jamais atteint notre objectif.

Toute notre gratitude va vers nos chers professeurs qui ont veillé vaillamment pour nous accompagner et nous mener à bon port.

Merci à nos parents, qui ont jamais lésiné sur les moyens, leur temps et leur amour.

Merci à tout le personnel, de l'université tous corps confondus, qui par une aide, un enseignement, un sourire, un geste aimable, nous ont rendus la vie estudiantine « supportable ».

Merci principalement à notre encadreur monsieur Sadki Nizar qui nous a tout donné, merci pour votre générosité votre dévouement et votre patience.

Mille mercis à nos chers enseignants, sans vous, nous ne serions jamais arrivés à cette concrétisation.

Merci à tous les membres de jury pour leur temps consacré à la lecture de notre mémoire.

Vous avez tous notre entière gratitude.

## Dédicace

Tout d'abord je remercie Allah qui m'a donné le courage pour arriver  
à réaliser ce projet  
Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers aux  
mondes, **ma mère Fatima Zohra, mon père Abderrahmane,**  
**mes sœurs** car à leurs soutiens que J'ai pu arriver à ce stade et a tous  
l'ensemble de la faculté de Abdelhamid ibn badis.

## Dédicace

Tout d'abord je remercie Allah qui m'a donné le courage afin de réaliser ce projet.

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers au monde , **ma mère Maria Djeffal, mon père Adlane Djeffal, ma sœur Racha et mon frère Marouane et tous mes amis sans exception** grâce à leur soutien et leurs encouragements j'ai pu enfin atteindre mon objectif .

Merci à toute l'équipe pédagogique et administrative du département de génie civil de la faculté de Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem.

## **Résumé**

*L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation constitué d'un sous-sols et un rez-de-chaussée , plus 8 étages , implanté à la wilaya d'Oran. Cette région est classée comme zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le RPA version 2003.*

*Le travail est basé sur une étude complète de la conception et implantation de la structure, qu'est divisé en plusieurs chapitres :*

- *Présentation du projet ;*
- *Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges ;*
- *Etude des éléments non structuraux ;*
- *Etude dynamique et sismique « Modélisation et vérification au RPA de la structure réalisée à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTUIRAL ANALYSYS version 2016 »;*
- *Etude des éléments structuraux ;*
- *Etude de fondation .*

*Cette étude a été mené en tenant compte des recommandations du BAEL91 modifiée99 et les règles parasismiques algériens RPA99/V2003.*

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة هيكل خرساني مقوى سكني وتجاري، ويتكون من "القبو"، و 8 طوابق للسكن. البناية تقع في ولاية وهران. تم تصنيف هذه المنطقة على انها منطقة متوسطة زلزال 12 وفقا للمعايير الزلزالية الجزائرية 2003 يعتمد العمل على دراسة شاملة لتصميم وتخطيط الهيكل، والتي تنقسم الى عدة فصول 1999 نخسة

- تقديم المشروع
- التحجيم المسبق للعناصر وخفض الاحمال
- دراسة العناصر غير الهيكلية
- التصميم والتحقق المعايير الزلزالية الجزائرية باستعمال برنامج Autodesk Rebot Structural
- Analysais 2016
- دراسة العناصر الأساسية لهيكل
- دراسة الأساس

القواعد الجزئية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة.

كلمات مفتاحية: خرسانة مسلحة ، بناء ، روبوت ، أوتوكاد ، بلاطة عامة

## **Abstract**

the objective of this work is the study of a reinforced concrete structure with use residential, constituted 1 basement and a ground floor, plus 8 floors, located at the wilaya of Oran. This region is classified as mean seismicity zone ( zone IIa) according to the RPA version 2003.

the work is based on a complete study of the design and implementation of the structure, which is divided into several chapters:

- presentation of the project
- element dimensioning and lowering of loads
- study of non-structural elements
- modeling and verification at the RPA of the structure carried out using the software ROBOT STRUCTURAL ANALYSYS version 2016
- the study of structural elements
- foundation study

this study was conducted taking into account the recommendations of BEAL91 modified and the Algerian seismic rules RPA99/V2003

## Les mots clés

- Bâtiment
- Voile
- Béton
- Acier
- RPA 99 (ver 2003)
- BAEL 91



# Sommaire

	<b><u>Introduction générale</u></b> .....	
<b><u>Chapitre01:</u></b>	<b><u>Présentation du projet</u></b> .....	
1.1.	Introduction.....	17
1.2.	Présentation de l'ouvrage.....	17
1.3.	Caractéristiques géométrique.....	17
1.4.	Les éléments de l'ouvrage.....	18
1.4. 1.	Plancher.....	18
1.4. 1.1.	La fonction de résistance mécanique.....	18
1.4. 1.2.	La fonction d'isolation acoustique et thermique.....	18
1.4. 1.3.	Ossature de l'ouvrage.....	18
1.4. 1.4.	Le remplissage.....	18
1.4. 1.5.	Les escaliers.....	18
1.4. 1.6.	Les revêtements.....	19
1.4. 1.7.	Voile.....	19
1.4. 1.8.	Fondation.....	19
1.4. 1.9.	Acrotères.....	19
1.4.1.10.	Cage d'ascenseur.....	19
1.4. 2.1.	Hypothèse de calcul.....	19
1.4. 2.2.	Caractéristique mécanique des matériaux.....	20
1.4.2.2.1.	Le béton.....	20
1.4.2.2.2.	Résistance mécanique du béton a la compression.....	20
1.4.2.2.3.	Résistance mécanique du béton a la traction.....	20
1.5.1.	Contrainte limite.....	21
1.5.2.	Contrainte limite ultime du béton.....	21
1.5.3.	Contrainte limite du cisaillement.....	22
1.5.4.	Contrainte limite service du béton.....	22
<b><u>Chapitre02:</u></b>	<b><u>Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges</u></b>	
2.1.	Introduction.....	24
2.2.	Plancher dalle pleine.....	24
2.2.1.	Critère de résistance de coupe-feu.....	24
2.3.	Voile.....	25
2.4.	Descente de charge.....	26
2.4.1.	Introduction.....	26
2.4.2.	Plancher de l'étage courant.....	26
2.4.3.	Plancher terrasse inaccessible.....	27
2.4.4.	Plancher terrasse accessible.....	27
2.4.5.	Plancher sous-sol.....	28
<b><u>Chapitre03:</u></b>	<b><u>Etude des éléments non structuraux</u></b>	
3.1.	Introduction.....	30
3.2.	Etude de l'acrotère (Terrasse inaccessible).....	30
3.2.1.	Principe de calcul.....	30
3.2.2.	Evaluation des charges.....	30
3.2.3.	La force horizontale.....	31
3.2.4.	Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant.....	31
3.2.5.	Ferraillage.....	31
3.2.5.1.	Calcul d'excentricité.....	31
3.2.5.2.	Vérification au cisaillement.....	32
3.2.5.3.	Dessin de ferraillage.....	33

3.3.	Etude de l'acrotère (Terrasse accessible).....	33
3.3.1.	Calcul de ferrailage.....	34
3.3.1.1.	La force horizontale.....	34
3.3.1.2.	Effort normal et moment fléchissant.....	34
3.3.1.3.	Position du point d'application de l'effort normal.....	34
3.3.1.4.	Armature de répartition.....	35
3.3.1.5.	Vérification au cisaillement.....	36
3.3.1.6.	Dessin de ferrailage.....	37
3.4.	Etude de l'escalier.....	37
3.4.1.	Introduction.....	37
3.4.2.	Définition des éléments d'un escalier.....	38
3.4.3.	Dimensionnement des escalier-étage courant et RDC.....	38
3.4.4.	Détermination des charges et surcharges.....	41
3.4.4.1.	Charge permanente et d'exploitation.....	41
3.4.5.	Marche porteuse.....	42
3.4.5.1.	Combinaison de charge.....	42
3.4.5.2.	Calcul des efforts internes.....	43
3.4.5.2.1.	Etat limite ultime pour la pailasse .....	43
3.4.5.2.2.	Calcul à l'ELU .....	44
3.4.5.2.3.	Vérification à l'ELU .....	44
3.4.5.2.4.	Condition de non fragilité .....	44
3.4.5.2.5.	Vérification au cisaillement.....	44
3.4.5.3.	Calcul des efforts internes à l'état ultime service (ELS).....	45
3.4.5.4.	Dessin de ferrailage .....	47
3.4.6.	Pailasse porteuse .....	48
3.4.6.1.	Combinaison de la charge .....	48
3.4.6.2.	ETAT limite ultime (E.L.U) En travée .....	49
3.4.6.3.	les diagrammes de l'effort tranchant et le moment fléchissant du RDM6 à l'LEU.....	50
3.4.6.4.	les diagrammes de l'effort tranchant et le moment fléchissant du RDM6 à l'LES.....	51
3.4.6.4.1.	Calcul du moment fléchissant maximum .....	52
3.4.6.4.2.	Calcul du ferrailage .....	52
3.4.6.4.3.	Vérification d l'existence des armatures comprimées .....	52
3.4.6.4.4.	Détermination des armatures .....	52
3.4.6.4.5.	Condition de non fragilité .....	52
3.4.6.5.	ETAT limite ultime (E.L.U) En appuis .....	53
3.4.6.5.1.	Vérification de l'existence des armatures comprimées .....	53
3.4.6.5.2.	Vérification des contraintes de cisaillement .....	54
3.4.6.5.3.	Dessin de ferrailage.....	55
3.4.7.	Poutre palière .....	55
3.4.7.1.	Evaluation des charges .....	56
3.4.7.1.1.	Charge permanente .....	56
3.4.7.1.2.	Calcul des combinaisons des charges .....	56
3.4.7.1.3.	les diagrammes de l'effort tranchant et le moment fléchissant du RDM6 à l'ELU.....	57
3.4.7.1.4.	les diagrammes de l'effort tranchant et le moment fléchissant du RDM6 à l'ELS.....	58
3.4.7.1.6.	Calcul du moment fléchissant maximum .....	59
3.4.7.2.	Calcul de ferrailage .....	59

3.4.7.2.1.	Vérification d l'existence des armatures comprimées en travée.....	59
3.4.7.2.2.	Vérification de l'existence des armatures comprimées en appuis .....	60
3.4.7.2.3	. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.....	61
3.4.7.2.4.	vérification d l'influence d l'effort tranchant sur les armateurs longitudinales inférieurs .....	61
3.4.7.2.5.	Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne.....	62
3.4.7.2.6.	Section et écartement des armatures transversales A t.....	62
3.4.7.2.7.	Espacement des armatures transversales .....	62
<b><u>Chapitre04:</u></b>	<b><u>Etude des éléments structuraux</u></b>	
4.1.	Les Planchers.....	66
4.1.1.	Introduction.....	66
4.1.2.	Plancher dalle pleine.....	67
4.1.2.1.	Evaluation des charges et combinaisons fondamentale.....	68
4.1.3.	Dalle portante sur un seul sens .....	78
4.2 :	Les Voiles.....	84
4.2.1 :	Généralité.....	84
4.2.2 :	Définition d'un voile.....	85
4.2.3 :	Procédure de ferrailage.....	85
4.2.3.1 :	Armature vertical RPA.....	85
4.2.3.2 :	Armature horizontale RPA.....	86
4.2.3.3 :	Règle commune RPA.....	86
4.2.4 :	Ferrailage verticale des voiles à l'ELU.....	87
4.2.5 :	Ferrailage verticales des voiles à l'ELS.....	88
4.2.6 :	Ferrailage horizontale des voiles à l'ELU.....	90
4.2.7 :	Ferrailage horizontale des voiles à l'ELS.....	91
4.2.8 :	Ferrailage horizontale des poutres voile à l'ELU.....	96
4.2.9 :	Ferrailage horizontale des poutres voile à l'ELS.....	97
<b><u>Chapitre05:</u></b>	<b><u>Etude dynamique et sismique</u></b>	
5.1.	Introduction.....	100
5.2.	Objectif de l'étude dynamique.....	100
5.3.	Critère de classification de RPA99/v2003.....	100
5.3.1.	Classification des zones sismiques.....	100
5.3.2.	Classification de l'ouvrage.....	100
5.3.3.	Classification du site.....	100
5.4.	Choix de la méthode de calcul.....	100
5.4.1.	Méthode statique équivalente.....	101
5.4.2.	Méthode dynamique modale spectrale.....	101
5.5.	Méthode statique équivalente.....	101
5.5.1.	Détermination des paramètres de spectre de réponse.....	104
5.5.1.1.	Coefficient d'accélération de zone « A ».....	104
5.5.1.2.	Coefficient de comportement globale de la structure « R ».....	104
5.5.1.3.	Facteur de qualité « Q ».....	104
5.6.	Poids totale de la structure.....	104
5.7.	Modélisation de la structure.....	105
5.7.1.	Disposition des voiles .....	105
5.8.	Calcul de la force sismique totale.....	106
5.9.	Résultat de calcul.....	107
5.9.1.	Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003.....	109

5.9.1.2.	Evaluation de l'excentricité.....	109
5.9.1.3.	Excentricité théorique.....	109
5.10.	Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente.	109
5.11.	Vérification des déplacements inter-étage.....	110
5.12.	Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	111
<b><u>Chapitre06:</u></b>	<b><u>Etude de fondation :</u></b>	
6.1.	Introduction.....	114
6.1.1.	Fondation superficielle.....	114
6.1.2.	Fondation profonde.....	114
6.2.	Choix du type de fondation .....	115
6.3.	Etude du radier.....	116
6.3.1.	Pré-dimensionnement du radier.....	116
6.3.1.1.	Condition de rigidité.....	116
6.3.1.2.	Condition forfaitaire.....	117
6.3.1.3	Condition de non-cisaillement.....	117
6.3.1.4.	Condition de non-poinçonnement.....	118
6.3.2.	Dimensionnement de la nervure.....	119
6.4.	Détermination des sollicitations.....	120
6.5.	Combinaison d'action.....	121
6.5.1.	Vérification des contraintes sous-radier.....	121
6.5.1.1.	Calcul à l'ELU.....	121
6.5.1.2.	Calcul à l'ELS.....	123
6.6.	Vérification de l'effet de sous-pression.....	123
6.7.	Ferraillage de radier.....	124
6.7.1.	Calcul à l'ELU travée « sens x-x ».....	126
6.7.1.1.	Vérification l'ELU.....	126
6.7.2.	Calcul à l'ELS travée « sens x-x ».....	127
6.7.2.1.	Détermination des armatures.....	127
6.7.2.2.	Ferraillage minimales RPA.....	128
6.7.3.	Calcul à l'ELU appuis « sens x-x ».....	128
6.7.3.1.	Vérification à l'ELU.....	129
6.7.4.	Calcul à l'ELS appuis « sens x-x ».....	129
6.7.4.1.	Détermination des armatures.....	130
6.7.5.	Calcul à l'ELU travée « sens y-y ».....	133
6.7.5.1.	Calcul de ferraillage.....	133
6.7.5.2.	Vérification à l'ELU.....	133
6.7.6.	Calcul à l'ELS travée « sens y-y ».....	134
6.7.7.	Calcul à l' ELU appuis « sens y-y ».....	135
6.7.7.1.	Calcul de ferraillage.....	135
6.7.8.	Calcul à l' ELS appuis « sens y-y ».....	136
6.8.	Ferraillage des poutres radiers.....	138
6.8.1.	Calcul à l'ELU travée .....	140
6.8.1.1.	Calcul de ferraillage.....	140
6.8.1.2.	Vérification à l'ELU.....	141
6.8.2.	Calcul à l'ELS travée.....	141
6.8.3.	Calcul à l'ELU appuis.....	144
6.8.3.1.	Calcul de ferraillage.....	144
6.8.4.	Calcul à l'ELS appuis.....	145
6.8.5.	Calcul armature transversales .....	146
6.8.5.1.	Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	146

6.8.5.2.	Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales intérieures.....	147
6.8.5.3.	Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne. Moyenne.....	147
6.8.5.4.	Section et écartement des armatures transversales $A_t$ .....	147
6.8.5.5.	Espacement des armatures transversales $s_t$ .....	147

## La liste des figures

<b>Chapitre1 :</b>	<b>présentation du projet</b>	
Figure 1.1 :	diagramme parabole-rectangle des contraintes –déformations du béton	21
<b>Chapitre 2 :</b>	<b>pré-dimensionnement de l'élément et descente des charges.</b>	
Figure 2.1 :	Dimensionnement d'un voile .....	25
Figure 2.2 :	section transversale d'un plancher .....	26
Figure 2.3 :	plancher terrasse accessible .....	27
Figure 2.4 :	section transversale d'un plancher.....	28
<b>Chapitre3</b>	<b>Chapitre 3 : Etude des éléments non structuraux</b>	
Figure 3.1 :	schéma statistique de l'acrotère.....	30
Figure 3.2 :	schéma ferrailage de l'acrotère.....	33
Figure 3.3 :	Dimensions et schéma statistique de l'acrotère.....	33
Figure 3.4 :	position du centre de pression .....	35
Figure 3.5 :	schéma de ferrailage de l'acrotère.....	37
Figure 3.6 :	terminologie de l'escalier .....	37
Figure 3.7 :	schéma de l'escalier RDC.....	38
Figure 3.8 :	schéma de l'escalier de l8 : schéma de l'escalier de l'étage courant	39
Figure 3.9 :	les différentes éléments de l'escalier.....	42
Figure 3.10 :	schéma statistique de calcul à l'ELU .....	43
Figure 3.11 :	diagramme du moment fléchissant à l'ELU .....	43
Figure 3.12 :	schéma statistique de calcul à l'ELS .....	45
Figure 3.13 :	diagramme du l'effort tranchant à l'ELS.....	45
Figure 3.14 :	diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	46
Figure 3.15 :	ferrailage de la marche porteuse .....	47
Figure 3.16 :	un palier d'escalier de 3 volée .....	48
Figure 3.17 :	schéma statistique d'un escalier a paillasse avec 2 palier .....	49
Figure 3.18 :	diagramme du l'effort tranchant à l'ELU.....	50
Figure 3.19 :	diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	50
Figure 3.20 :	diagramme du l'effort tranchant à l'ELS.....	51
Figure 3.21 :	diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	51
Figure 3.22 :	ferrailage de la paillasse .....	55
Figure 3.23 :	schéma statique d'un escalier a poutre palier.....	56
Figure 3.24 :	diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	57
Figure 3.25 :	diagramme du l'effort tranchant à l'ELU.....	57
Figure 3.26 :	diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	58
Figure 3.27 :	diagramme du l'effort tranchant à l'ELU.....	58
Figure 3.28 :	ferrailage de la poutre palier .....	64
Figure 3.30 :	ferrailage de la poutre palier .....	64
	<b>Chapitre 4 : Etude des éléments structuraux</b>	
Figure 4.1 :	Numérotation des panneaux de notre structure.....	67
Figure 4.2 :	dimensions d'un panneau de dalle pleine .....	67
Figure 4.3 :	Enrobage .....	68
Figure 4.4 :	schéma représentatif de déférents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant .....	69
Figure 4.5:	Moment d'encastrement de dalle rectangulaire .....	70
Figure 4.6 :	Moment d'encastrement de dalle rectangulaire.....	70
Figure 4.7 :	Section de calcul de la dalle sens x.....	73
Figure 4.8 :	Section de calcul de la dalle sens y.....	75
Figure 4.9 :	ferrailage dalle pleine 2 sens.....	78

Figure 4.10 :	Section de calcul de la dalle sens x .....	81
Figure 4.11 :	ferraillage dalle pleine un seul sens.....	83
Figure 4.12 :	schéma du voile.....	84
Figure 4.13 :	flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction.....	87
Figure 4.14 :	section rectangulaire entièrement.....	88
Figure 4.15 :	coup ferraillage voile verticale.....	89
Figure 4.16 :	flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction.....	90
Figure 4.17 :	Section rectangulaire partiellement comprimée.....	91
Figure 4.18 :	Position de centre de pression.....	92
Figure 4.19 :	Coupe ferraillage voile horizontale.....	94
Figure 4.20 :	Schéma poutre voile.....	95
Figure 4.21 :	flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction.....	96
Figure 4.22 :	flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction.....	97
Figure 4.23 :	Coupe ferraillage poutre voile horizontale.....	98
<b>Chapitre 5 :</b>	<b>Etude dynamique et sismique</b>	
Figure 5.1 :	disposition des voiles.....	105
Figure 5.2 :	vue de la structure modalisée.....	106
Figure 5.3 :	séisme sens (x-x).....	108
Figure 5.4 :	séisme sens (y-y).....	109
Figure 5.5 :	Un tableau récapitulatif .....	112
<b>Chapitre 6 :</b>	<b>Etude de fondation</b>	
Figure 6.1 :	dessin de la section de calcul du radier .....	120
Figure 6.2 :	Radier et poutre radiers en 3D.....	121
Figure 6.3 :	cartographie contrainte de sol à l'ELU.....	122
Figure 6.4 :	cartographie contrainte de sol en ACC.....	122
Figure 6.5 :	cartographie contrainte de sol à l'ELS.....	123
Figure 6.6 :	moment dans la dalle du radier à l'ELU.....	124
Figure 6.7 :	moment dans la dalle du radier en ACC.....	125
Figure 6.8 :	moment dans la dalle du radier à l'ELS.....	125
Figure 6.9 :	Coupe ferraillage dalle radier sens x-x.....	131
Figure 6.10 :	moment dans la dalle du radier ELU.....	131
Figure 6.11 :	moment dans la dalle du radier ACC.....	132
Figure 6.12 :	moment dans la dalle du radier ELS.....	132
Figure 6.13 :	Coupe ferraillage dalle radier sens Y-Y.....	138
Figure 6.14 :	diagramme moment dans la poutre du radier à l'ELU.....	138
Figure 6.15 :	diagramme moment dans la poutre du radier en ACC.....	139
Figure 6.16 :	diagramme moment dans la poutre du radier à l'ELS.....	139
Figure 6.17 :	section en T sans armature.....	140
Figure 6.18 :	section en T sans armature.....	141
Figure 6.19 :	Coupe ferraillage radié en travée.....	143
Figure 6.20 :	section rectangulaire sans armatures comprimée.....	145
Figure 6.21 :	Coupe ferraillage radié en appuis.....	146

## Liste des tableaux

<b>Chapitre 2 :</b>	<b>pré-dimensionnement des éléments et descente des charges</b>	
Tableau 2.1 :	Plancher étage courant.....	26
Tableau 2.2 :	Plancher terrasse inaccessible.....	27
Tableau 2.3 :	Plancher terrasse accessible.....	27
Tableau 2.4 :	Plancher sous-sol .....	28
<b>Chapitre 3</b>	<b>Etude des éléments non-structuraux</b>	
Tableau 3.1 :	Les charges du palier.....	41
Tableau 3.2 :	Les charges de la palissade.....	41
Tableau 3.3 :	Calcul de ferrailage en appuis et en travée.....	52
Tableau 3.4 :	Calcul de ferrailage en appuis et en travée.....	59
Tableau 3.5 :	Espacement des armatures transversales.....	63
<b>Chapitre 4 :</b>	<b>Etude des éléments structuraux</b>	
Tableau 4.1 :	Détails des panneaux.....	66
Tableau 4.2 :	ferrailage vertical des voiles.....	87
Tableau 4.3 :	Ferrailage horizontale des voiles.....	90
Tableau 4.4 :	Ferrailage horizontale des poutres voiles.....	95
<b>Chapitre 5 :</b>	<b>Etude dynamique et sismique</b>	
Tableau 5.1 :	Pénalité de facteur de qualité.....	104
Tableau 5.2 :	Taux de participation modale.....	107
Tableau 5.3 :	Les forces sismiques des deux directions.....	110
Tableau 5.4 :	Vérification des déplacements inter-étage selon x et y.....	110
Tableau 5.5 :	Un tableau récapitulatif.....	112
<b>Chapitre 6 :</b>	<b>Etude de fondation</b>	
Tableau 6.1 :	Les dimensions des poutres radiers.....	120



## LISTE DES NOTATIONS :

$f_{cj}$ :	résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.
$f_{tj}$ :	résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.
$E_{ij}$ :	déformations instantanées.
$E_{vj}$ :	déformations différées.
$\nu$ :	coefficient de poisson.
$\alpha$ :	Angle, coefficient dimension.
$\delta_k$ :	déplacements relatifs.
$\Delta_k$ :	déplacements admissibles inter étages.
$\beta$ :	Coefficient de pondération.
$\gamma$ :	coefficient partiel de sécurité.
$\gamma_s$ :	coefficient de sécurité de l'acier.
$\gamma_b$ :	coefficient de sécurité du béton.
$\theta$ :	coefficient d'application de charge
$\sigma_{st}$ :	contrainte d'acier.
$\sigma_{bc}$ :	contrainte du béton.
$\epsilon_{bc}$ :	déformation du béton en compression.
$f_e$ :	limite élastique d'acier.
$E_b$ :	module de déformation du béton.
$E_s$ :	module de déformation du béton.
$A$ :	coefficient d'accélération de zone.
$G$ :	charge permanente.
$Q$ :	charge d'exploitation.
$E$ :	charge sismique.
$\rho$ :	poids volumique.
$\mu$ :	moment réduit.
$\tau$ :	contrainte tangentielle.
ELU :	état limite ultime.
ELS :	état limite service.
AS :	aire d'une section d'acier.
$A_t$ :	section d'armatures transversales.
$A_r$ :	armatures de rive.
$A_{min}$ :	armatures minimales.
$A_v$ :	armatures verticales.
$A_h$ :	armatures horizontales.
$\emptyset$ :	diamètre.
$T_u$ :	contrainte ultime de cisaillement.
$T$ :	période.
$T_1, T_2$ :	périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
$e$ :	enrobage.
$hd$ :	épaisseur des dalles.
$ep$ :	épaisseur.
$L$ :	longueur.
$M_t$ :	moment en travée.

Mo :	moment en appuis d'une poutre reposant sur 2 appuis libres.
Ma :	moment en appuis.
M1 :	coefficient par rapport aux armatures tendus : coefficient de PIGEAUD.
M2 :	coefficient de PIGEAUD.
Mu :	moment à l'état limite ultime ;
Mser:	moment à l'état limite service.
St :	espacement.
Mxu,Myu:	moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.
Mxser,Myser:	moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.
Madxu,Madyu:	moment en appuis droite à l'état limite ultime dans les direction X et Y.
Madxser,Madyser	moment en appuis droite à l'état limite service dans les direction X et Y.
:	
Magxu,Magyu :	moment en appuis gauche à l'état limite ultime dans les direction X et Y.
Magxser,Magyser:	moment en appuis gauche à l'état limite service dans les direction X et Y.
Mr :	moment de renversement.
Ms :	moment stabilisant.
Mf:	moment fictive.
a :	épaisseur du de voile.
d :	hauteur utile
C :	centre de pression.
he :	hauteur libre d'étage.
Vu :	effort tranchant.
Wp:	poids propre de l'acrotère.
Cp :	facteur de force horizontale.
Fp :	l'action de la force sismique appliquée sur l'acrotère.
Nser :	effort normal pondéré l'état limite service.
Nu :	effort normal pondéré à l'état limite ultime.
P :	force concentrée.
Lv :	longueur de la volée.
f :	flèche.
$\bar{f}$ :	flèche admissible.
Qu :	charge calculée à l'état limite ultime.
Qser :	charge calculée à l'état limite service.
D :	facteur d'amplification dynamique.
Q :	facteur de qualité.
R :	coefficient de comportement ;
W :	poids total de la structure.
$\xi$ :	pourcentage d'amortissement critique.
d :	dimension du bâtiment mesure à sa base.
pq:	pénalité.
WGi :	poids du aux charges permanentes.
WQi :	poids du aux charges d'exploitation.
V :	effort sismique
Fi :	force concentrée au sommet de la structure.
Rx,Ry:	coordonnées du centre de masse selon X et Y;
Gx,Gy:	coordonnées du centre de rigidité selon X et Y.
Ixi,Iyi:	moment d'inertie par rapport aux axes OX et OY.
ex0, ey0:	l'excentricité théorique dans les directions X et Y.

ex1,ey1: l'excentricité accidentelle dans les directions X et Y.  
Lr : longueur de recouvrement.

## Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé ,a pour but de vérifier la stabilité et la résistance des éléments de structure afin d'assurer la sécurité des utilisateurs .

On sait que le développement des pays industrialisé privilège la construction verticales dans un soucis d'économie de l'espace .Cependant, il ne faut pas négliger les risques induits par ce choix, liés au séismes et au vent .Pour cela il y a lieux de respecter les normes et les recommandations pour assurer une rigidité horizontale convenable de la structure.

Quels que soit les types des bâtiments en béton armé, rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque modèle de bâtiments.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance de différents éléments structuraux (poteaux, poutre, voile,...) aux différentes sollicitations (compression, flexion,...).

Cette résistance est elle-même en fonction des dimensions et des caractéristiques des matériaux utilises.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage , on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL99 ,RPA2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton-acier) , du dimensionnement et du ferrailage des éléments résistants de la structure.

# **Chapitre 01 :**

## **Présentation du projet**

### 1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Pour tout construction le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes.....) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations.

### 1.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste en une étude d'un bâtiment (R+8 + sous-sol ) à usage d'habitation au rez-de-chaussée .

Cet ouvrage sera implanté dans la wilaya d'Oran , dans une zone classée selon ( le RPA 99/ V 2003) comme une zone de sismicité moyenne ( zone IIa) .

### 1.3. Caractéristique géométrique :

Hauteur totale de bâtiment	31.62 m
Hauteur de RDC	4.08 m
Hauteur des étages courant	3.06 m
Hauteur du sous-sol	3.06 m
Longueur totale du bâtiment	26.10 m
Largeur totale du bâtiment	13.50 m

### **1.4. Les éléments de l'ouvrage :**

#### **1.4. 1. Plancher :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et les surcharges.

Les planchers assurent deux fonctions principales qui sont :

#### **1.4. 1.1. La Fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

#### **1.4. 1.2. La fonction d'isolation acoustique et thermique :**

Qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié. Dans notre cas, les étages courants seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, portée sur des poutrelles préfabriquées.

#### **1.4. a.3. Ossature de l'ouvrage:**

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 .

#### **1.4. 1.4. Le Remplissage :**

-Les murs extérieurs :

et de séparation des appartements sont constitués de doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs, séparées par une lame d'air de 5 cm.

-Les murs intérieurs :

Sont constitués de cloisons simples en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

#### **1.4. 1.5. Les Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage .

### **1.4. 1.6. Les Revêtements :**

On a :

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

### **1.4. 1.7.Voile :**

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

### **1.4. 1.8.La fondation :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

· Les caractéristiques de sol sont : 2bar.

### **1.4. 1.9.Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

### **1.4. 1.10.Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

### **1.4. 2.1.Hypothèses de calcul :**

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règles :

1. BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites) .
2. RPA99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes) .
3. DTR (document technique réglementaire) .



### 1.4. 2.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

#### 1.4. 2.2.1. Le béton :

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale , il met en présence des matières inertes ,appelées granulats ou orgeats ( gravies+ciment +sable+eau de gâchage ) et in liant (ciment , bitume, argile).

Selon les règles du BAEL91, on obtient les caractères des matériaux suivants :

1. **Ciment utilisé** ..... CPJ 42.5 (dosage 350 kg /m<sup>3</sup>)
2. **Sable** ..... 400 litres/m<sup>3</sup> (Ds ≤ 0.5 mm)
3. **Gravier** ..... 800 litres/m<sup>3</sup> (3 ≤ Dg ≤ 25 mm)
4. **Eau de gâchage** ..... 160 à 180 litres/m<sup>3</sup>.

#### 1.4. 2.2.2. Résistances mécaniques du béton a la compression :

Le béton est définit 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 < 28 jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} < 40 \text{ MPa .}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95} \times f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  .

#### 1.4. 2.2.3. Résistances mécaniques du béton a la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa.}$$

### 1.5.1 Contrainte limite :

On a deux états limites : état limite ultime et service .

### 1.5.2. Contrainte limite ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion) , on calcule l'état ultime du béton par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations du béton sont :

$\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$  .

-  $\epsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰}$  si  $f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$ .  
 =  $\text{Min}(4,5 ; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰}$  si  $f_{cj} > 40 \text{ Mpa}$ .

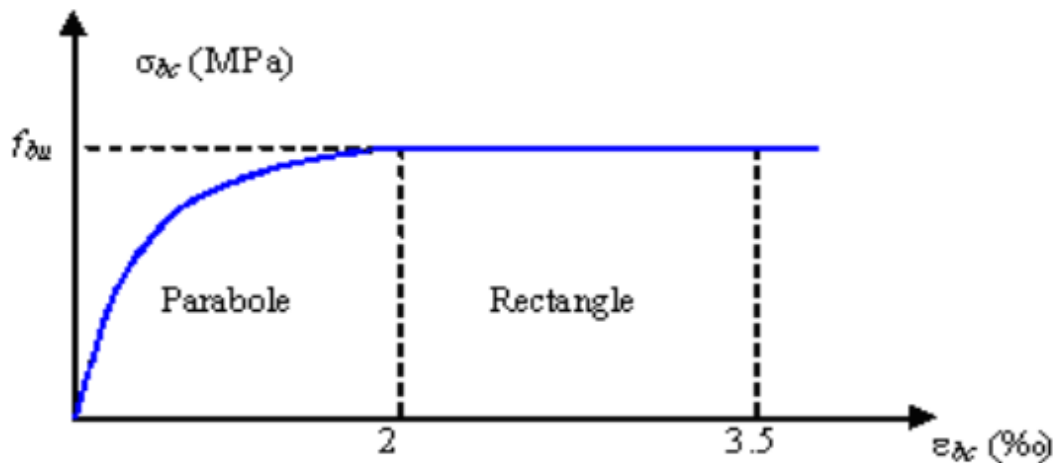


Figure 1.1. : Diagramme parabolé –rectangle des Contraintes– Déformations du béton

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel et vaut :

$$\gamma_b \begin{cases} 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 & \text{Pour une situation durable et transitoire .} \end{cases}$$

### 1.5.3. Contrainte limite de cisaillement :

. Contrainte limite de cisaillement on doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.9 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

### 1.5.4. Contrainte limite service du béton :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq -\sigma_{bc} = \min (2/3 f_e, 110 t_j \eta f)$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq -\sigma_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 t_j \eta f)$ .

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ .

## **Chapitre 2 :**

# **Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges**

## 2.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements BAEL 91 RPA99 V 2003.

Cette étape représente le point de départ et la base de justification de la résistance , la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations.

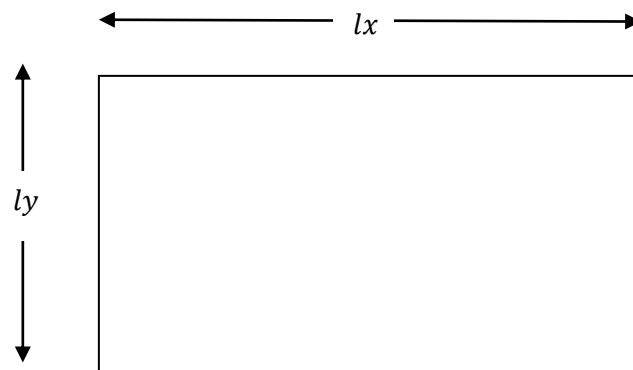
## 2.2. Plancher dalle pleine :

On adopte sur notre projet un plancher dalle pleine pour tous les étages y compris le sous-sol et la terrasse.

On note :  $L_x$  pour la petite dimension de la dalle.

$L_y$  pour la grande dimension de la dalle.

- Si  $\rho = L_x / L_y \leq 0,4$  donc la dalle est uniformément chargée (la dalle se comporte sur un seul sens)
- Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  donc la dalle est portante sur deux sens



❖ exemple : le panneau le plus défavorable vis-à-vis les dimensions est le panneau 3.

On a :  $\begin{cases} L_x = 553cm \\ L_y = 640cm \end{cases}$  alors :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow \frac{553}{50} < e < \frac{553}{30} \Rightarrow 11.06cm < e < 18.43cm$$

### 2.2.1. Critères de résistance de coupe-feu :

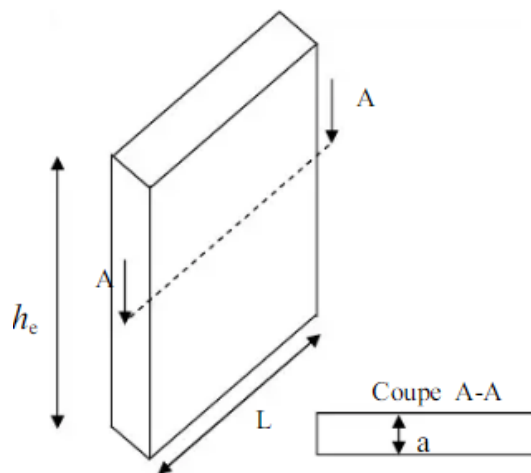
1.  $hd \geq 7cm$  Pour une heure de coupe-feu.
  2.  $hd \geq 11cm$  Pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)
- Isolation phonique :  $hd \geq 13cm$ .  
Avec :  $hd$  épaisseur de la dalle.

- ✓  $20\text{ cm} > 7\text{ cm}$  → critère de résistance 1 heure coupe-feu.
- ✓  $20\text{ cm} > 11\text{ cm}$  → critère de résistance 2 heures coupe-feu.
- ✓  $20\text{ cm} > 13\text{ cm}$  → isolation phonique.

**Conclusion :** Donc on prend **e=20cm**

### 2.3. Voile :

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement on prévoit des murs voiles dimensionnés selon RPA. Dans l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003) ; l'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités.



**Figure 2.1. : Dimensionnement d'un voile**

voile de l'étage courant et le sous-sol  $h_e=3.06$

$$L \geq 4a \text{ et } a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$a \geq \frac{306}{20} = 15.3\text{ cm}$$

On prend **a=20cm**

$$L \geq 4a \rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80\text{ cm}$$

Voile du rez de chaussée  $h_e=4.08$

$$a \geq \frac{408}{20} = 20.4\text{ cm}$$

On prend **a=25cm**

$$L \geq 4 \times 25 = 100\text{ cm}$$

## 2.4. Descente de charge :

### 2.4.1. Introduction :

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

### 2.4.2. Plancher de l'étage courant :

matériaux	Ep (m)	P (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol+mortier	/	/	1.07
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Dalle en BA	0.20	25	5.00
Cloisons intérieures	/	/	0.75
Charge permanente			7.02
Surcharge d'exploitation			1.5

Tableau 2.1. : Plancher étage courant.

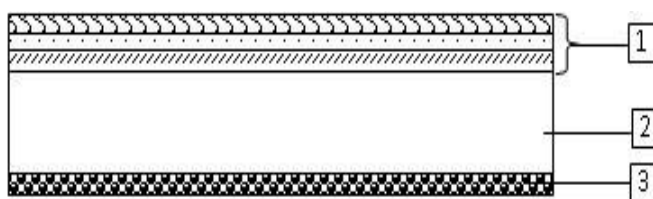
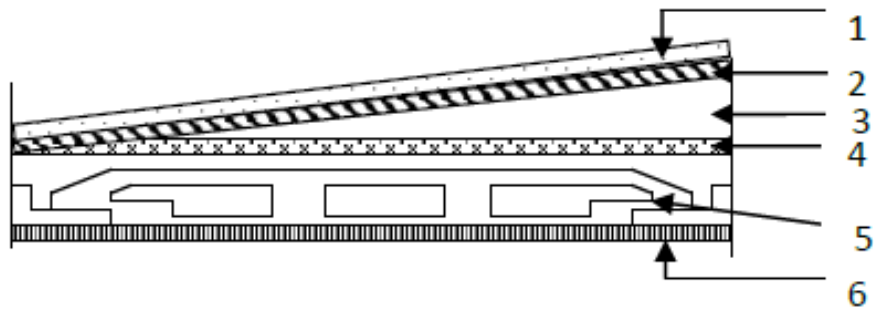


Figure 2.2. : Section transversale d'un plancher.

**2.4.3. Plancher Terrasse inaccessible :**

Matériaux	Ep(m)	P(KN/m <sup>2</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1) Protection gravillon roule	0.05	15	1
2) Etanchéité multicouche	/	/	0.12
3) Béton en forme de pente	0.1	22	2.2
4) Isolation thermique	/	/	0.16
5) Dalle en béton arme	0.20	25	5.00
6) Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			8.68
Charge d'exploitation			1

**Tableau 2.2. : plancher terrasse inaccessible**



**Figure 2.3. : plancher terrasse accessible**



**2.4.4. Plancher Terrasse accessible :**

Matériaux	Ep(m)	P(KN/m <sup>2</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
1) Dalle+mortier	/	/	1.07
2) Béton en forme de pente	0.1	22	2.2
3) Isolation thermique	/	/	0.16
4) Dalle en béton arme	0.20	25	5.00
5) Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			8.63
Charge d'exploitation			3.5

**Tableau 2.3. : plancher terrasse accessible**

**2.4.5. Plancher de sous-sol :**

matériaux	Ep (m)	P (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol+mortier	/	/	1.07
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Dalle en BA	0.20	25	5.00
Cloisons intérieurs	/	/	0.75
Charge permanente			7.02
Surcharge d'exploitation			2.5

Tableau 2.4. : Plancher sous-sol

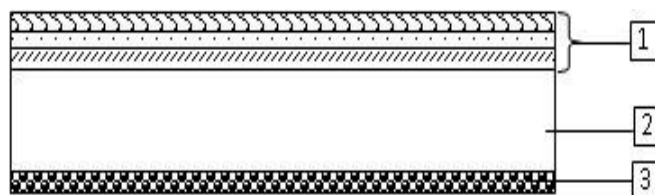


Figure 2.4. : Section transversale d'un plancher.

# **Chapitre 3 :**

## **Etude des éléments non structuraux**

### 3.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

### 3.2. Etude de l'acrotère :(Terrasse inaccessible)

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q)

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

#### 3.2.1. Principe de calcul :

- Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

#### 3.2.2.Évaluation des charges:

- Charge permanente :  $G= 2.20 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q= 1 \text{ KN/ml}$

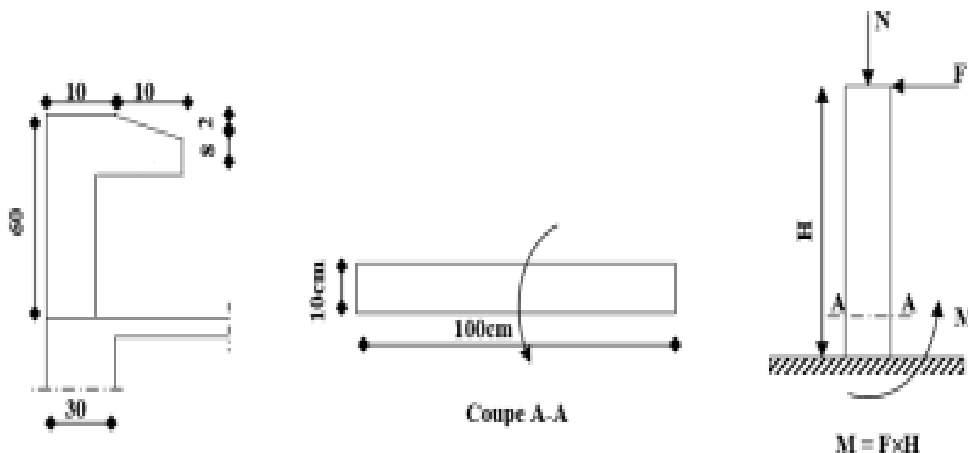


Figure3.1: schéma statique de l'acrotère.

### 3.2.3. La force horizontale : $F_p$ [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)] :

$$A' = 0.069 \text{ m}^2$$

$$W_p = A' \times 1 \text{ ml} \times 22 \text{ KN/m}^3 = 1.52 \text{ KN/ml}$$

$$A = 0.15 \quad \text{Coefficient d'accélération de la zone Iia.}$$

$$W_p = 1.52 \text{ kN/ml} \quad \text{Poids de l'acrotère.}$$

$$C_p = 0.8 \text{ KN} \quad \text{Facteur de la force horizontale}$$

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

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.52 = 0.73 \text{ KN/ml}$$

### 3.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

• Calcul a E.L.U:

$$N_U = 1.35 * W_P = 2.052$$

$$M_U = 1.5 * F_P * h = 0.66$$

• Calcul a E.L.S:

$$N_S = W_P = 1.52 \text{ KN}$$

$$M_S = F_P * h = 0.44 \text{ KN}$$

### 3.2.5. Ferrailage :

#### 3.2.5.1. Calcul d'excentricité :

$$M_U = N_U * e_u \Rightarrow e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.66}{2.056} = 0.32 \text{ m}$$

$$M_S = N_S * e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.44}{1.52} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

$$(e_u, e_s) > e_0$$

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif  $M_{au} = N_U * ea$  avec  $(ea)$ .

À distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$ea = e_u + (d - h/2) \quad \text{Avec} \quad d = 0.6 * ht = 0.09 \text{ m}$$

$$ea = 0.32 + (0.09 - 0.1 / 2) = 0.36 \text{ m.}$$

On obtient une section fictive d'acier Alu puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$M_{ua} = NU * ea = 0.32 * 2.052 = 0.656 \text{ kn. m}$$

➤ **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.656 \times 10^3}{100 \cdot 6^2 \cdot 14.17} = 0.0128$$

$$\mu = 0.0128 < \mu_l = 0.392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \implies \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ mpa.}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.993$$

$$A_u = \frac{M_U}{\delta_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{656}{348 \cdot 0.993 \cdot 6} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_U = 0.36 - \frac{2052}{100 \cdot 348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 6 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.725 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = 0.725 \text{ cm}^2 .$$

**Alors en prend les choix d'armatures :**

$$A_{\text{réel}} = A_{min} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$E = 20 \text{ cm}$$

➤ **E.L.S :**

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.44}{1.52} = 0.30 \text{ m}$$

$$E'0 = h/2 = 0.05 \text{ m}$$

$$C = e'_0 - \frac{h}{2} = 5 - 30 = -25 \text{ cm} < 0$$

$$q = -2c^3 \frac{90A'}{b} (c - d') \frac{90A}{b} (d - c) = -2.$$

**3.2.5.2. Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91.**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\text{Avec : } V_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5 * 0.73 = 1.095 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{1095}{100 \cdot 6 \cdot 100} = 0.0182 < \tau_u = \min \{ 15 * f_{c28} \gamma_s = 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa.}$$

**Condition vérifie**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 3.2.5.3. Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

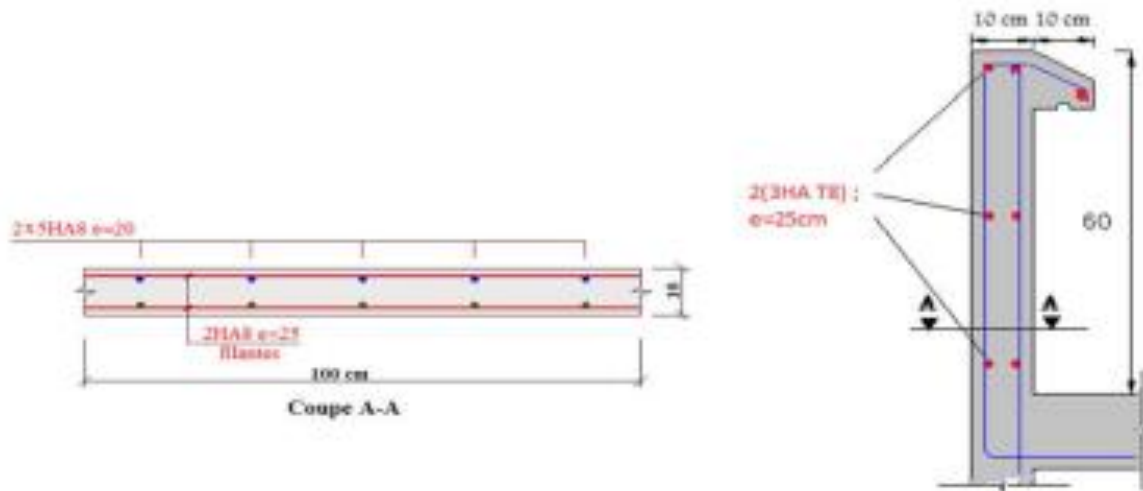


Figure 3.2: schéma ferrailage de l'acrotère

### 3.3. Etude de l'acrotère : (Terrasse accessible)

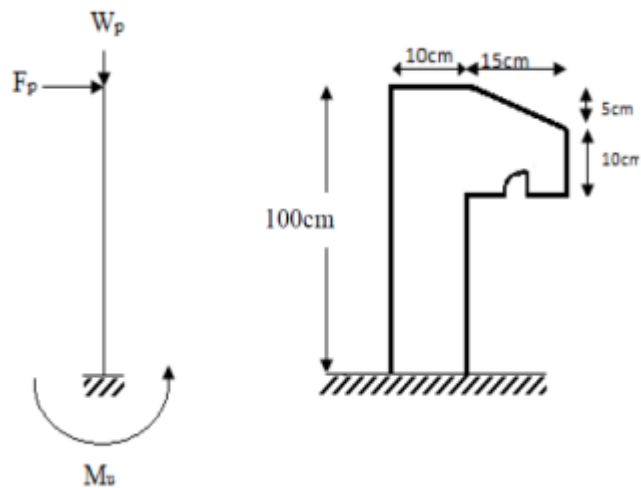


Figure 3.3 : Dimension et schéma statique de l'acrotère.

### 3.3.1. Calcul de ferrailage :

#### 3.3.1.1. La force horizontale : (Fp R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)) :

$$A' = 0.109 \text{ m}^2$$

$$W_p = 0.109 \times 22 = 2,4 \text{ KN}$$

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console)}$$

$$F_p = 4.A.C_p.W_p = 1,152 \text{ KN}$$

#### 3.3.1.2. Effort normal et moment fléchissant :

➤ **E.L.U :**

$$N_u = 1,35.W_p = 3.24 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5.L.F_p = 1.728 \text{ KN.}$$

➤ **E.L.S :**

$$N_s = w_p = 2.4 \text{ Kn}$$

$$M_s = F_p . l = 1,152 \text{ KN}$$

#### 3.3.1.3. Position du point d'application de l'effort normal : (N)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.728}{3.24} = 0,53 \text{ m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.152}{2.4} = 0,48 \text{ m}$$

$$e_0 = h/6 = 0.016 \text{ m.}$$

$$e_a = e_u + (d - h/2) = 0,43 \text{ m.}$$

$$M_f = N \times e = 3.24 \times 0,43 = 1,3932 \text{ kN.m}$$

➤ **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_f}{\delta_b . b . d^2} = 0.0153$$

$$\mu = 0,0153 < \mu_l = 0,392 \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$\varepsilon_{1000} > 1000 \text{ l } \varepsilon \implies \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.019$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_t}{\delta_s . \beta . d} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.43 - \frac{3240}{100.348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = 0.966 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$4T10 \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

**3.3.1.4. Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

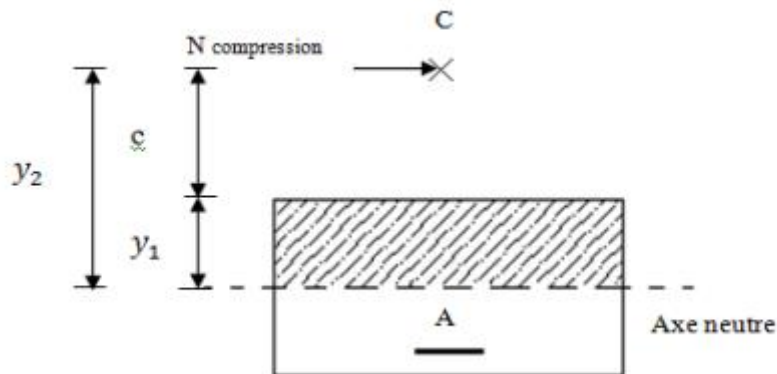
➤ **E.L.S :**

$$E_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.48 \text{ m}$$

$$e'0 = h/2 = 0.05 \text{ m}$$

$E_{ser} > e'0 \Rightarrow$  Le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C).

- Détermination de l'axe neutre :



**Figure 3.4 : Position du centre de pression.**

C : Centre de pression (point d'application) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée ;

$2 y$  : La distance du point C à l'axe neutre

$$2y = 2y + c$$

N est un effort de compression  $\Rightarrow 2y > 0$ .

C sera considéré comme négatif  $\Rightarrow$  C se trouve à l'extérieur de la section

$$C = e'0 - \frac{h}{2} = 48 - 5 = 43 \text{ cm} \Rightarrow c = -43 < 0$$



$$Q = -2c^3 - \frac{90A'}{b} (c - d') \frac{90A}{b} (d - c) = 238376,87$$

$$Y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + y_2 \cdot p + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 5691,12 y_2 + 238376,87 = 0$$

Donc la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} p^3 = 238376,87^2 + \frac{4}{27} (5691,12)^3 = 2,95 \cdot 10^{10} > 0$$

$$\Delta > 0 \begin{cases} t = 0,5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) = -33287,97 \\ z = \sqrt[3]{t} = -32,17 \\ y_2 = z - \frac{p}{3z} = -91,14 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Y_2 > 0 \Rightarrow y_1 = y_2 + c = 48,14$$

- Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A (d - y_1) = 117781,63 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{100 \cdot s} = 0,00025$$

$$\delta_b = k \cdot y_1 = 0,00025 \times 48,14 = 0,12 \text{ mpa}$$

$$\delta_s = 15 \cdot k (d - y_1) = -0,15 \text{ mpa} < 0$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} -\delta_b < \delta'_b = 15 \text{ mpa} \\ \delta_s < \delta'_s = 240 \text{ mpa} \end{array} \right\} \text{ Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

**3.3.1.5. Vérification au cisaillement :**

$$T_u = \frac{v_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1,5q = 1,5 \times fp = 1,5 \times 1,152 = 1,728 \text{ KN.M}$$

$$T_u = \frac{1728}{100 \times 8 \times 100} = 0,022 \text{ mpa} \Rightarrow t' u = \min \left( \frac{0,15 f_c 28}{\delta_b} = 2,5 \text{ mpa} \mid 4 \text{ mpa} \right) = 2,5 \text{ mpa}$$

-Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

### 3.3.1.6. Dessin de ferrailage :

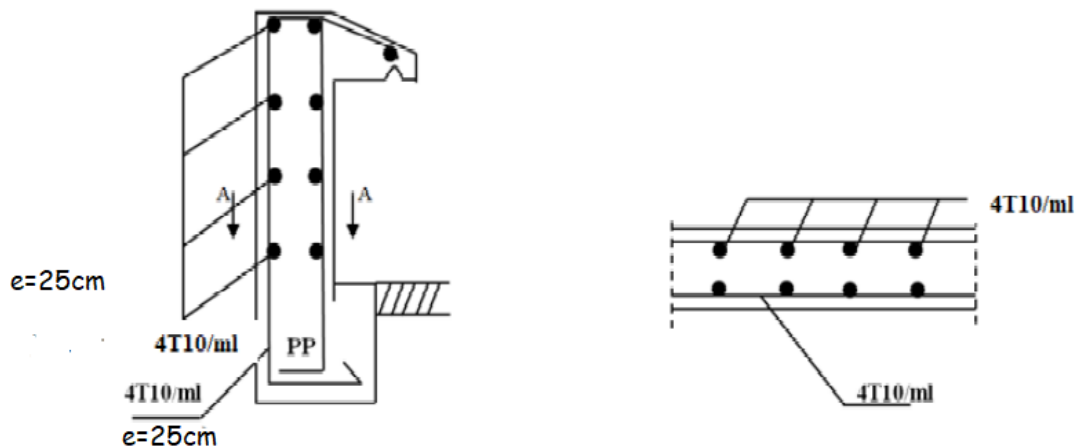


Figure 3.5 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

## 3.4. Etude de l'escalier :

### 3.4.1. Introduction :

L'escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marche qui permet d'accéder à un étage ou de passer d'un niveau à un autre.

C'est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers). Il est important dans la réglementation d'un escalier de savoir sa destination ou son usage pour bien respecter la réglementation qui lui sera appliquée.

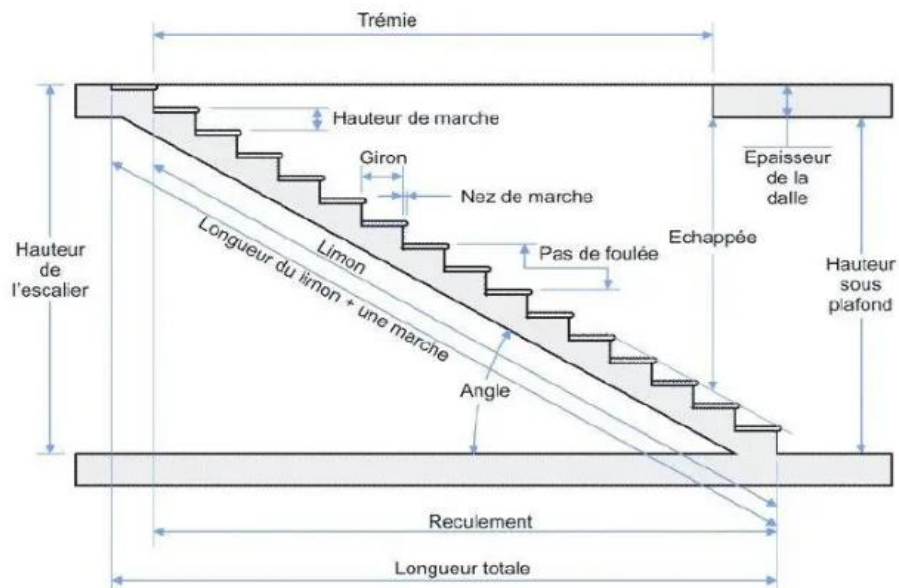


Figure 3.6 : terminologie de l'escalier.

### 3.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

- Le giron : c'est la distance horizontale mesuré entre le nez de marche consécutive.
- Le contre marche : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.
- La marche : c'est la surface plane de l'escalier sur laquelle on pose les pieds pour monter ou descendre.
- Le nez de marche : c'est le borde avant de la marche.
- L'échappée : une hauteur libre de passage mesurée l'aplomb des marches.
- Le reculement : longueur de l'escalier projetée au
- sole.
- La trémie de l'escalier : l'ouverture ménagée dans un plancher permettant le passage.
- La volée : c'est l'ensemble de marches d'un escalier compris entre deux paliers consécutifs. La volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches.
- L'angle : l'angle de l'escalier qui donne la valeur du pente ou l'inclinaison de l'escalier.

### 3.4.3. Dimensionnement des escaliers de l'étage courant et le RDC :

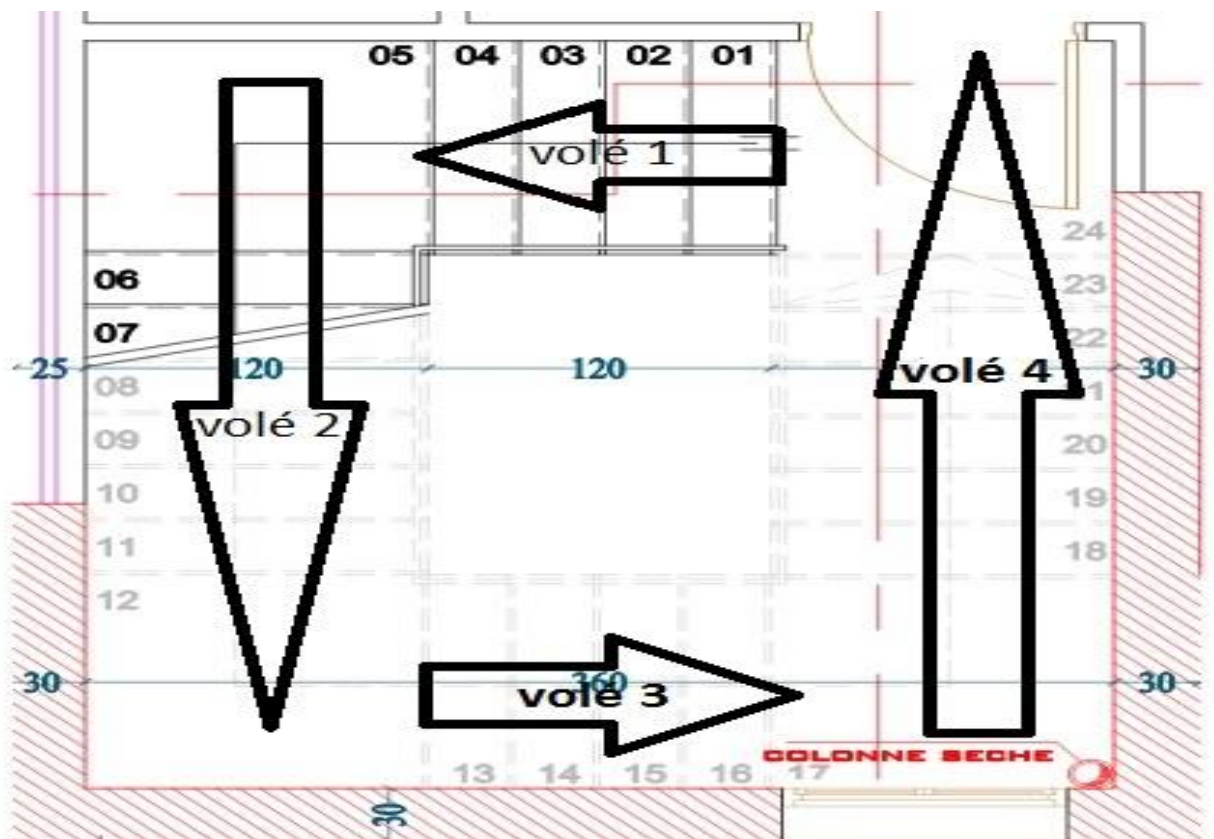


Figure 3.7 : schéma de l'escalier RDC

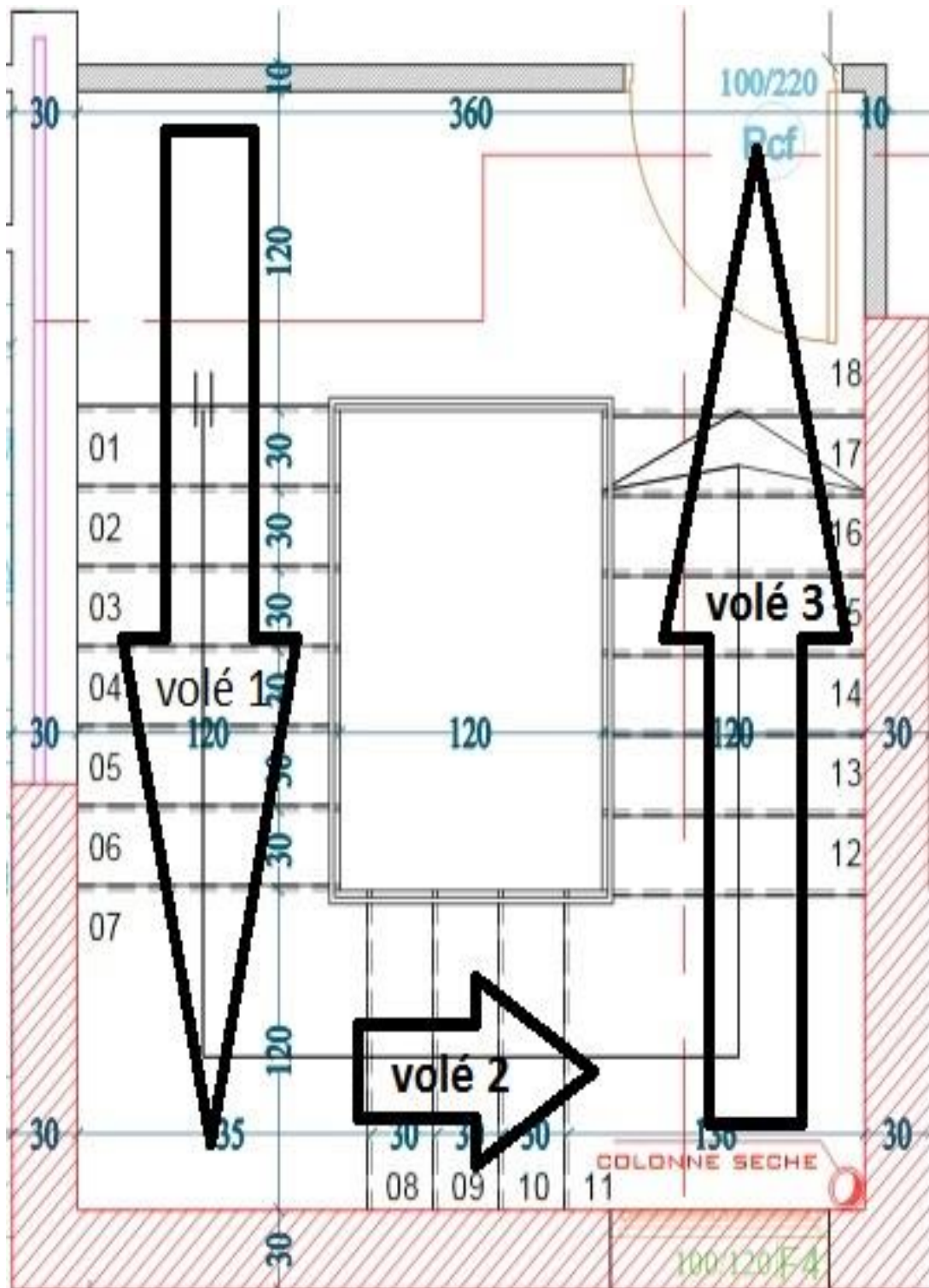


Figure 3.8 : schéma de l'escalier de l'étage courant

## Chapitre 3 : Etude des éléments non structuraux

---

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h". Utilise généralement la formule de BLONDEL : **60 cm < g + 2h < 65 cm.**

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22\text{m} \leq g \leq 33\text{cm}.$$

Vérification de la loi de BLANDEL :

$$\text{Vérification de la formule de Blondel : } 59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

On prend:

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

$$h = 17 \text{ cm.}$$

✓ **Nombre de contre marches :**

$$N = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ contre marche .}$$

$$N = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marche}$$

On a 7 contre marche et 6 marches

✓ **La ligne de foulée :**

- **Lf** = g x m = 30 x 7 = 210 cm.

✓ **L'inclinaison :**

$$\tan \alpha = h \div g = 17 \div 30 = 0.567$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

✓ **La longueur de la paillasse (L paillasse) :**

$$L_{\text{paillasse}} = \frac{210}{\cos(29.54)} = \frac{210}{0.87} = 241 + 120 = 361 \text{ m .}$$

- L'épaisseur de la paillasse :

- $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 260/30 < e < 260/20$

- $\Rightarrow 8.7 \text{ cm} < e < 13 \text{ cm}$

- On opte pour une épaisseur de **20 cm** d'épaisseur pour la paillasse et le palier

### 3.4.4. Détermination des charges et surcharges :

#### 3.4.4.1. Charges permanente et exploitation :

➤ **Palier :**

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de palier	25	0.15	3.75
Revêtement en marbre	21	0.02	0.42
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Charge permanent G			4.97

**Tableau 3.1: Les charges du Palier**

➤ **Paillasse :**

Matériaux	EP (m)	P (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en marbre horizontal	E-za0.01	20	0.2
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
Revêtement en marbre vertical	0.02	21	0.4
Poids propre de la paillasse	0.15	25	4.30
Poids propre des marches	0.17	25	2.125
Garde-corps	0.02	22	0.44
Enduit en pâte	0.02	10	0.2
Charges permanentes :		8.065	
Surcharge d'exploitation :		2.5	

**Tableau 3.2: Les charges de la paillasse.**

On a deux systèmes de marche :

### 3.4.5. Marche porteuse :

les volé (1) et (3) des escalier de RDC ils ont 5 contre marche et 4 marche , ainsi volé (2) de les escalier étage courant ou la même schéma statique représentés comme suit :

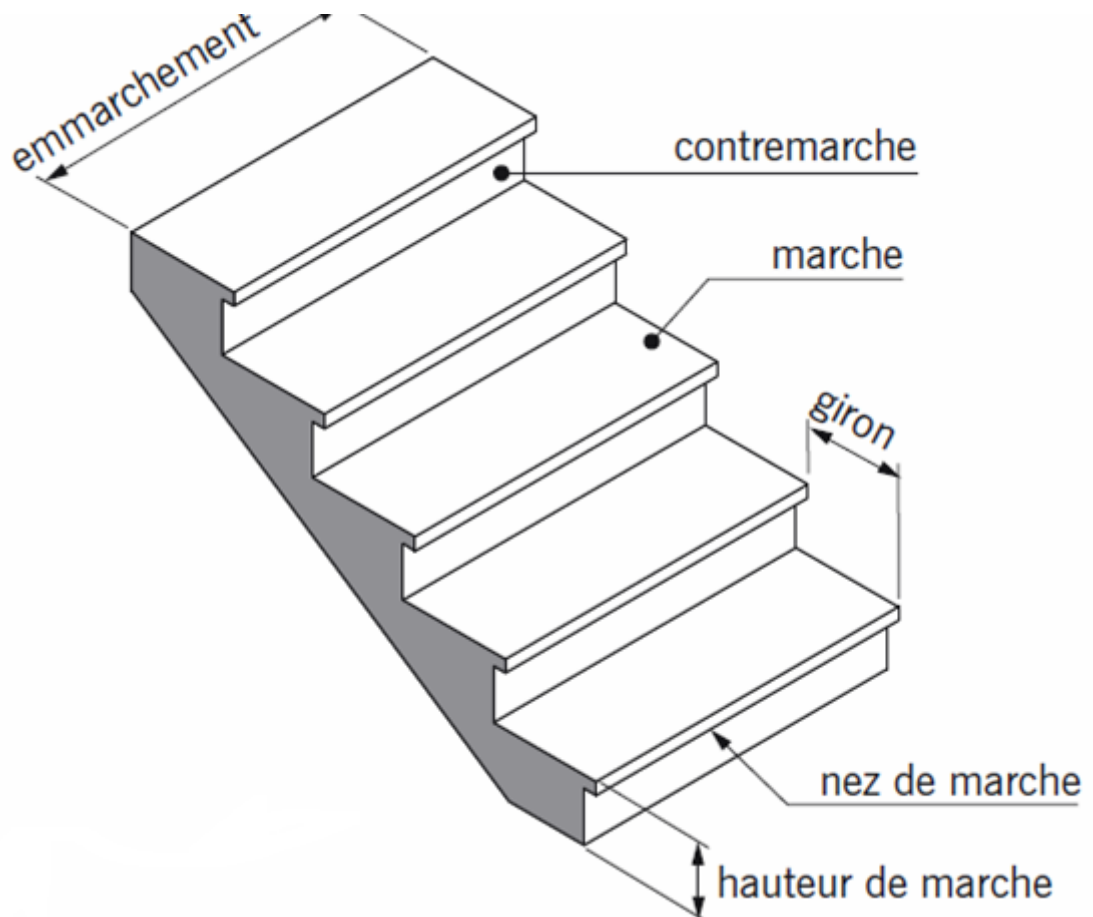


Figure 3.9 : Les différents éléments de l'escalier.

#### 3.4.5.1. Combinaison de charge :

❖ *Etat limite ultime (E.L.U) :*

$$\text{Paillasse : } Q_u' = 1.35G_p + 1.5Q = 1.35 \times 8.065 + 1.5 \times 2.5 = 14.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } Q_u' = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 1 = 8.20 \text{ KN/m}^2$$

### ❖ Etat limite service (E.L.S) :

$$\text{Paillasse : } Q.s. = G+Q = 8.065 + 2.5 = 10.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } Q.s. = G+Q = 4.97+2.5 = 7.47 \text{ KN/m}^2$$

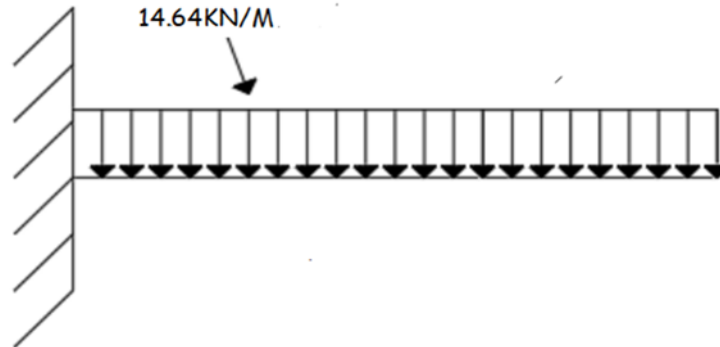


Figure 3.10 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

### 3.4.5.2. Calcul des efforts internes :

#### 3.4.5.2.1. Etat limite ultime pour la paillasse :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{14.64 \times 1.8^2}{2} = 23.61 \text{ KN/m}$$

$$T_u = -q_l u \times l = -14.64 \times 1.8 = 26.35 \text{ KN/m}$$

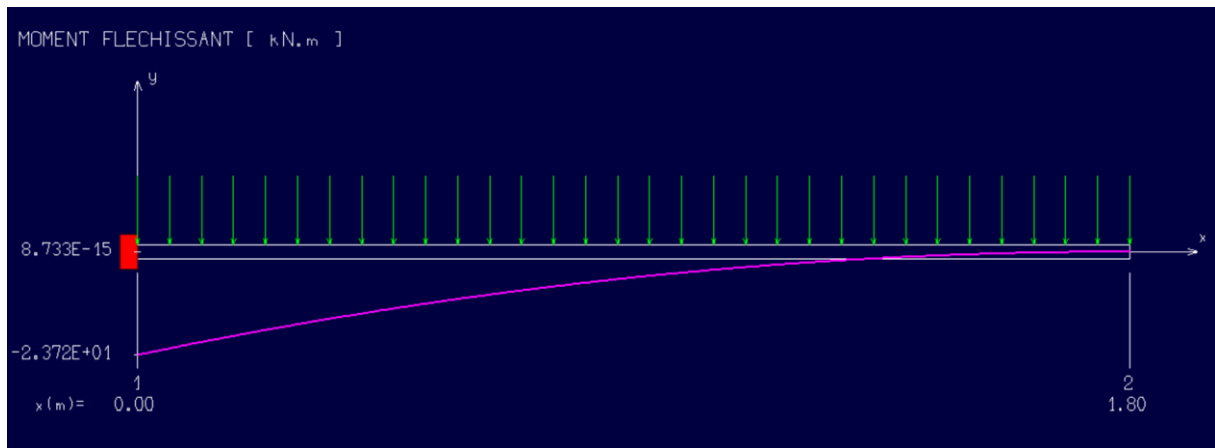


Figure 3.11 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.



### 3.4.5.2.2. Les Calcul à l'ELU :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$c = \text{enr} + \frac{\emptyset}{2} = 2 \text{ cm} + \frac{1.2}{2} = 2.6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on pose } c=3$$

$$\text{Donc : } d = h - c = 17 \text{ cm}$$

#### ➤ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{23.61 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 17} = 0.048$$

$\mu < \mu_l$   $0.048 < 0.392$  (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}) = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.058 = \mathbf{0.977}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{23.61 \times 10^3}{0.977 \times 17 \times 348} = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Choix des armatures :

$$4T10 \Rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

### 3.4.5.2.3 Vérification A L'ELU :

#### 3.4.5.2.4. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPA}}$$

$A_{cal} > A_{min}$  ..... Condition vérifiée.

$$\text{Avec un espacement de } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm.}$$

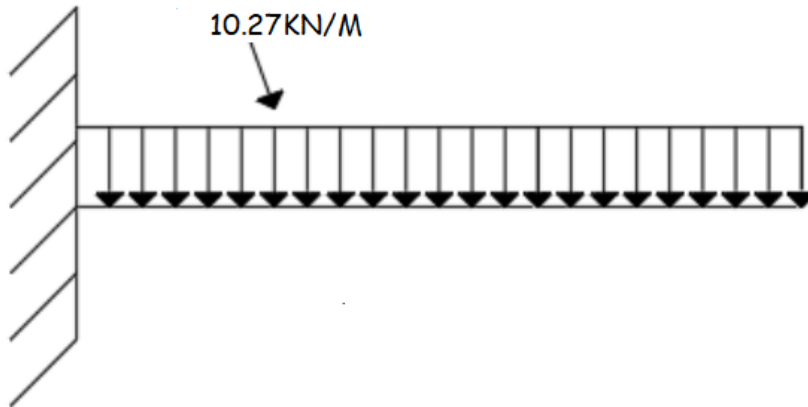
#### 3.4.5.2.5. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

$$T_u = 26.35 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.15 \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPA} \right.$$

$$\tau_u = \frac{TU}{b \times d} = \frac{26.35 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.155 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

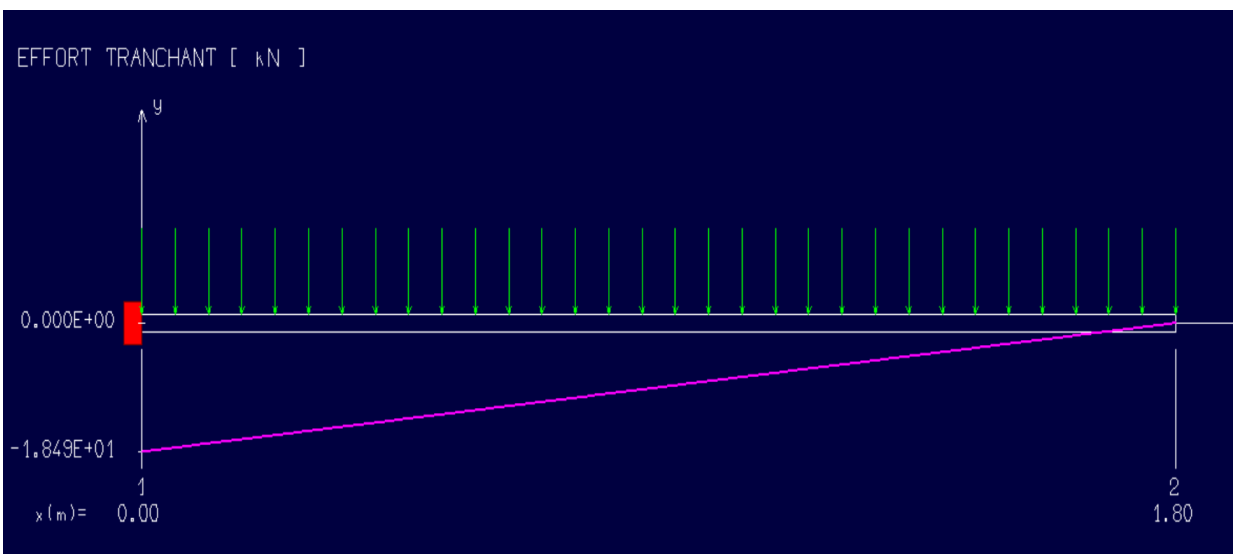


**Figure 3.12 : Schéma statique de calcul à l'ELS.**

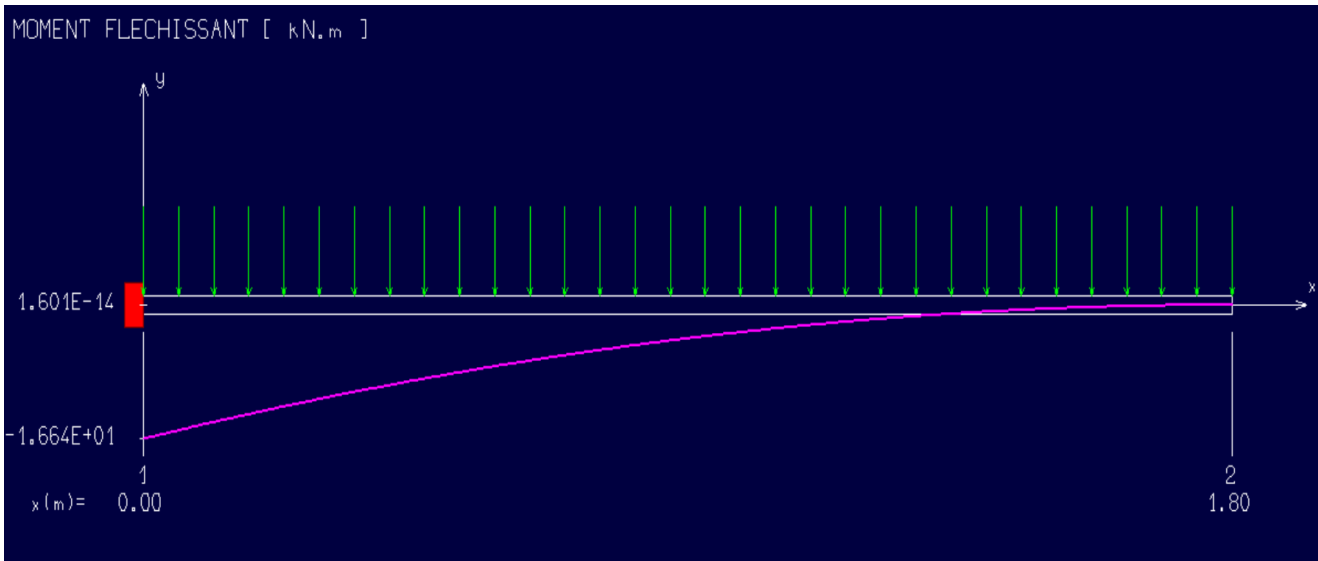
### 3.4.5.3. Calcul des efforts internes à l'état ultime service (ELS) :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = \frac{10.27 \times 1.8^2}{2} = 16.64 \text{ KN.m}^2$$

$$T_u = -q_{ser} \times l = 10.27 \times 1.8 = -18.48 \text{ KN.m}^2$$



**Figure 3.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS .**



**Figure 3.14 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yi^2 - 15 \times Acoh \times (d - yi) = 50 \times Yi^2 - 15 \times 6.79 \times (17 - Yi) = 50 \times Yi^2 + 101.85 \times Yi - 1731.45$$

$$Yi = 4.95 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yi^3}{3} + 15 \times (Acoh \times (d - Yi)^2) = \frac{100 \times 4.95^3}{3} + 15 \times (6.79 \times (17 - 4.95)^2)$$

$$I = 15605.62 \text{ cm}^4$$

**3.4.5.3.1. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91) :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times ft28 = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Yi = \frac{16.64}{15605.62} \times 4.95 = 5.27 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 5.27 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

**Condition vérifiée.**

### 3.4.5.3.2. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min ( 2.3 \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta} ) = \min ( 266.67 ; 169.77 ) = 169.77 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{srV}}{I} ( d - YI ) = \frac{15 \times 16.64}{14934.07} ( 17 - 4.95 ) = 192.73 \text{MPa}$$

### 3.4.5.3.3. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91) :

$$h/L \geq 1/16$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{Condition vérifiée} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{0.17}{1.8} = 10 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right.$$

$$\text{Condition vérifiée} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 10 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = 0.1 \end{array} \right.$$

$$\text{Condition vérifiée} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{6.79}{100 \times 17} = 0.00399 \\ \frac{4.2}{f_e} = 0.00105 \end{array} \right.$$

### 3.4.5.3.4. Dessin de ferrailage :

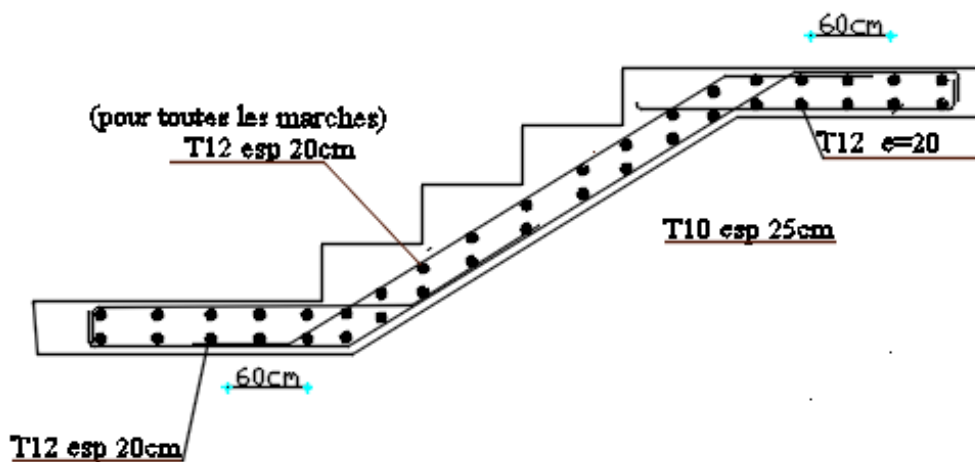
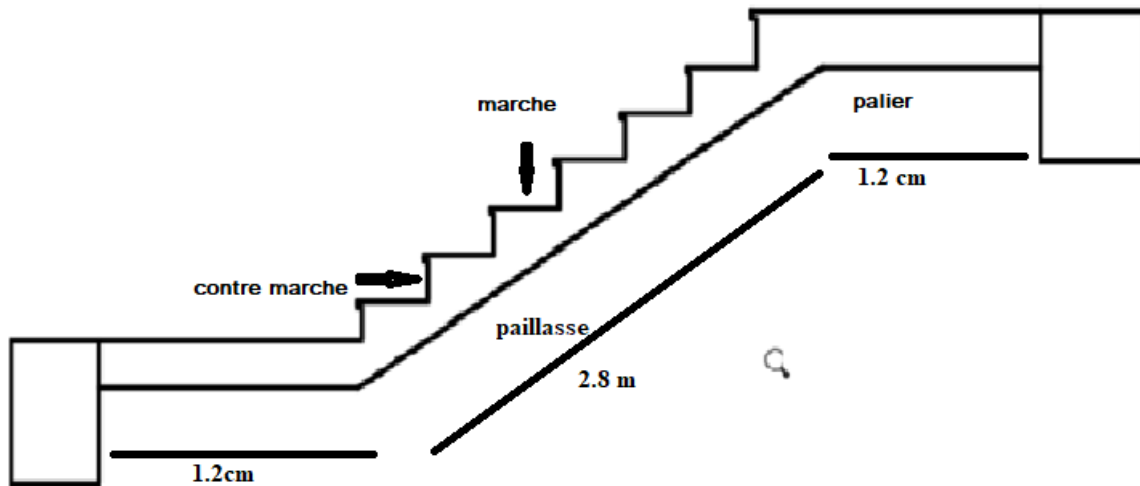


Figure 3.15 : Ferrailage de la marche porteuse.

### 3.4.6. Paillasse porteuse :

on a les volé 2 et 4 d'escalier RDC comme volé 1 et 3 d'escalier de étage courant on le même schéma statique comme suite :



Figuré 3.16 : un perlier d'escalier de 3 volée.

#### 3.4.6.1. Combinaison de la charge :

- **Etat limite ultime :( paillasse et palier)**

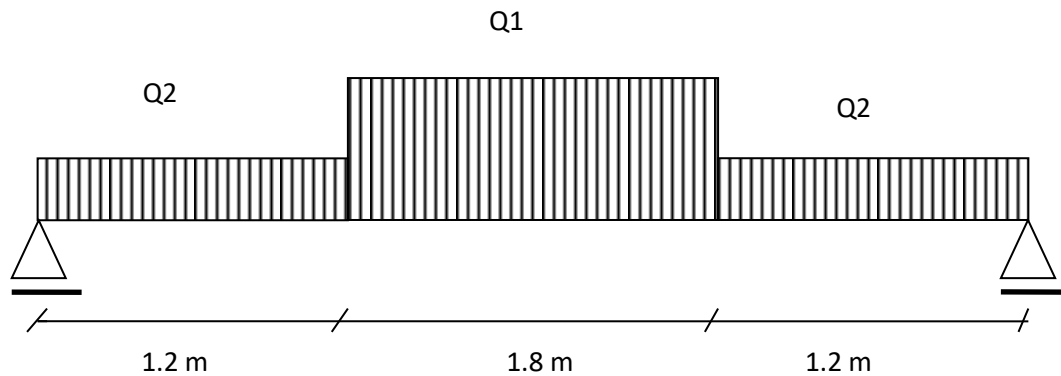
$$Q1u : 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 8.056 + 1.5 \times 2.5 = 14.63 \text{ KN/ ml}$$

$$Q2U : 1.35 G + 1.5 Q = 10.50 \text{ KN/ml}$$

- **Etat limite service :( paillasse et palier)**

$$Q1S : G+Q = 10.56 \text{ KN/ml}$$

$$Q2S : G+Q = 7.47 \text{ KN/ml}$$



**Figure 3.17 : schéma statique d'un escalier a paillasse avec deux**

### 3.4.6.2. ETAT limite ultime (E.L.U) En travée :

➤ **Calcul des réactions :**

$$\sum \frac{M}{B} = 0$$

$$R_A \times 4.2 - Q_{2U} \times 1.2 \left( \frac{1.2}{2} + 1.8 + 1.2 \right) - Q_{1U} \times 1.8 \left( \frac{1.8}{2} + 1.2 \right) - Q_{2U} \times 1.2 \left( \frac{1.2}{2} \right)$$

$$R_A = \frac{10.50 (4.32) + 14.63 (3.78) + 10.50 (0.72)}{4.2} = 25.77 \text{ KN / m}$$

$$R_A + R_B = 25.77 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Vérification :**

$$\sum f = 0$$

$$R_A + R_B = 25.77 + 25.77 = q_{2u} \times 1.2 \times 2 + q_{1u} \times 1.8 = 51.54 \text{ KN}$$

### 3.4.6.3. Les diagrammes de l'effort tranchant et le moment fléchissant du RDM6 à E.L.U :

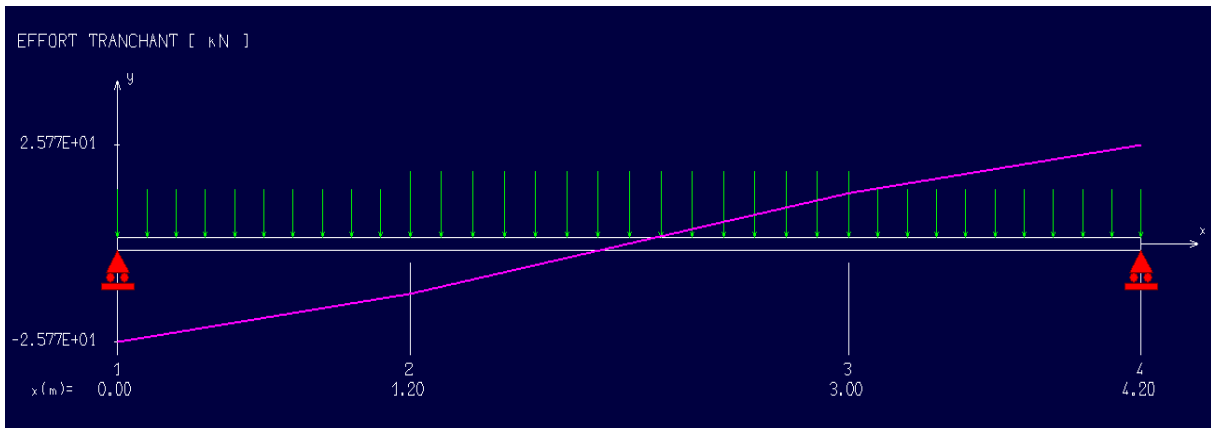


Figure 3.18 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

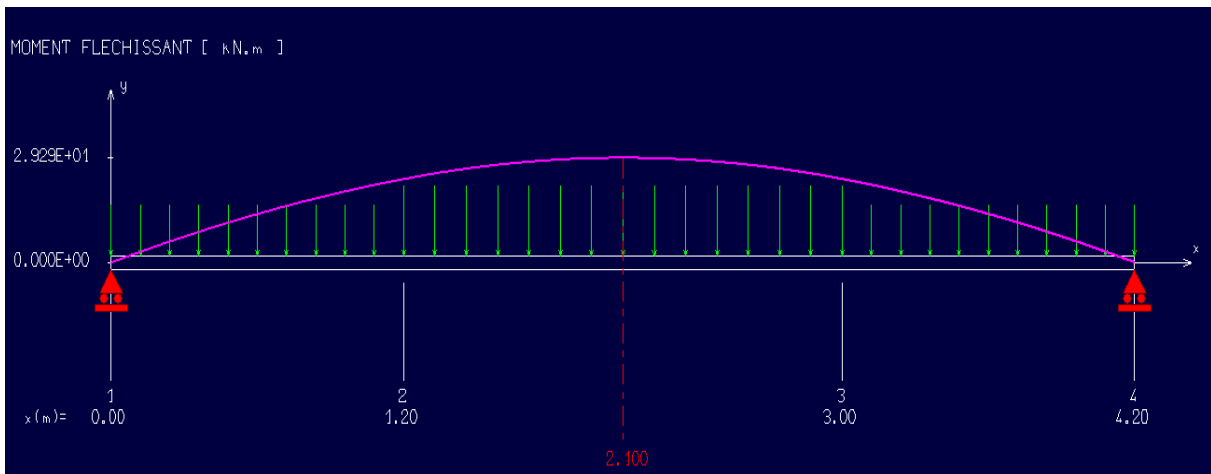


Figure 3.19 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU.

### 3.4.6.4. Les diagrammes de l'effort tranchant et le moment fléchissant du RDM6 à E.L.S :

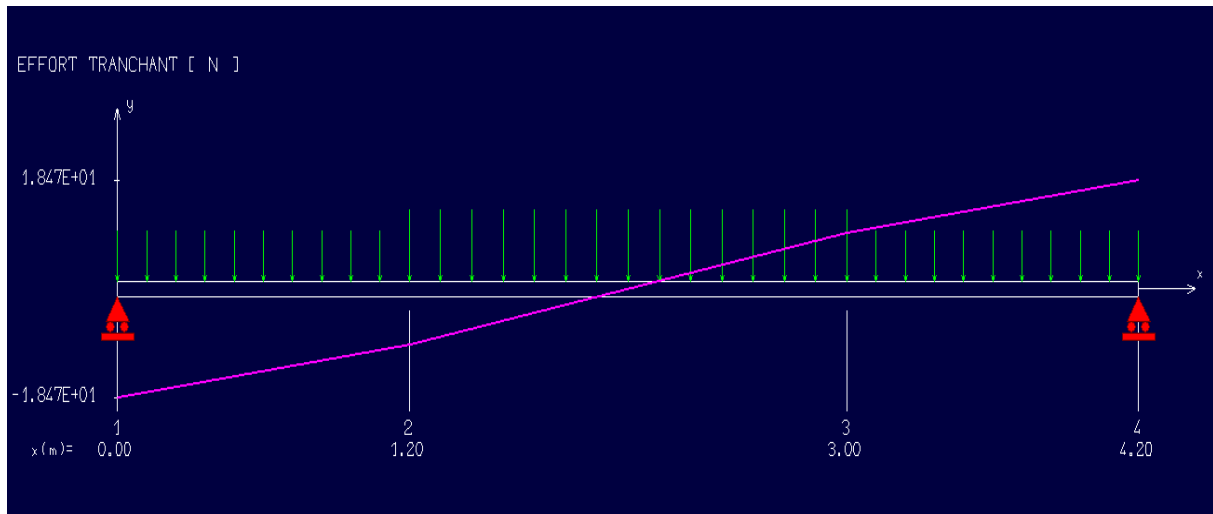


Figure 3.20 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

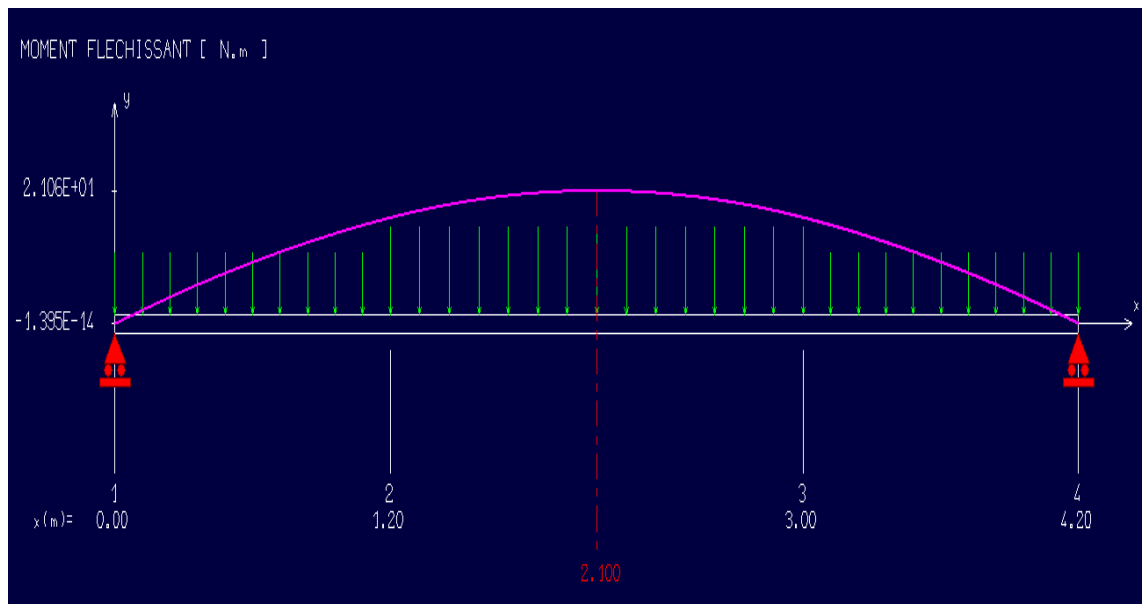


Figure 3.21 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.



### 3.4.6.4.1. Calcul du moment fléchissant maximum :

➤ *E.L.U* :

$$M (\text{max}) = 29.29 \text{ KN.M}$$

➤ *E.L.S* :

$$M_{\text{max}} = 24.06 \text{ KN.M}$$

### 3.4.6.4.2. Calcul du ferrailage :

$$M_{tu} = 0.8 M_{\text{max}} = 23.432 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 0.8 M_{\text{max}} = 19.248 \text{ KN.M}$$

$$M_{au} = -0.4 M_{\text{max}} = -11.716 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -0.4 M_{\text{max}} = -9.624 \text{ KN.M}$$

Etat	Mt ( KN.m )	Ma ( KN.m )
ELU	23.432	- 11.716
ELS	19.248	-9.624

**Tableau 3.3 : calcul de ferrailage en appui et en travée.**

### 3.4.6.4.3. Vérification d l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{b.d.2.\sigma_b} = \frac{23.432 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.17} = 0.057$$

$\mu = 0.047 < \mu_l = 0.392$  (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \implies \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.073$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.97$$

### 3.4.6.4.4. Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\delta_s . \beta . d} = \frac{23.432 \times 10^3}{348 \times 0.97 \times 17} = 4.08 \text{ CM}^2 / \text{ML}$$

### 3.4.6.4.5. Condition de non fragilité : ( BAEL91 )

$$A_{\text{min}} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max ( A_t, A_{\text{min}} ) = 4.08 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 \Rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

➤ **E.L.S :**

- $\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier feE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \Rightarrow \delta b \leq \bar{\sigma}b = 0.6 \times fc28 =$

$$15 \text{ mpa}$$

- Acier feE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{m_a^u}{m_a^{sr}} = \frac{11.716}{9.624} = 1.22$$

$$\frac{1.22-1}{2} + \frac{20}{100} = 0.31 > \alpha = 0.216 \text{ Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

$\left. \begin{array}{l} \delta b \leq \bar{\sigma}b = 15 \text{ MPa} \\ \text{fissuration peu préjudiciable} \\ \text{aucune vérification pour } \delta s \end{array} \right\} \text{ Les armatures calculées l'état limite ultime seront}$

maintenues

- **Armatures d répartition :**

$$A_R^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41$$

$$A_r^t \geq 0.84$$

- **Choix des armatures :**

$$4T10 \Rightarrow 3.14 \text{ cm}^2$$

### 3.4.6.5. ETAT limite ultime (E.L.U) En appuis :

#### 3.4.6.5.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{m_a^u}{\delta b \times b \times d^2} = \frac{11.716 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 17^2} = 0.029$$

$$\mu = 0.029 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A \text{ n'existe pas .}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \delta s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu)}) = 0.037$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

⇒

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \beta_d} = \frac{11,716 \cdot 10^3}{348,0,89,17} = 2,23$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t ; A_{min}) \Rightarrow 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T12 \Rightarrow A = 5,65$$

$$5T12 = e = 20 \text{ cm}$$

- **E.L.S :**

$$\left. \begin{array}{l} \delta b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{fissuration peu préjudiciable} \\ \text{aucune vérification pour } \delta s \end{array} \right\} \alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \delta b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{m_a^u}{m_a^s} = \frac{11,716}{9,624} = 1,22$$

$$\frac{1,22-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 > \alpha = 0,216 \text{ condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \delta b = 0,36 \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ mpa} \\ \text{fissuration peu préjudiciable} \\ \text{( aucune vérification pour } \delta s \end{array} \right\} \text{Les armatures calculées l'état limite ultime seront}$$

maintenues.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T10 \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$T10 \Rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

### 3.4.6.5.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

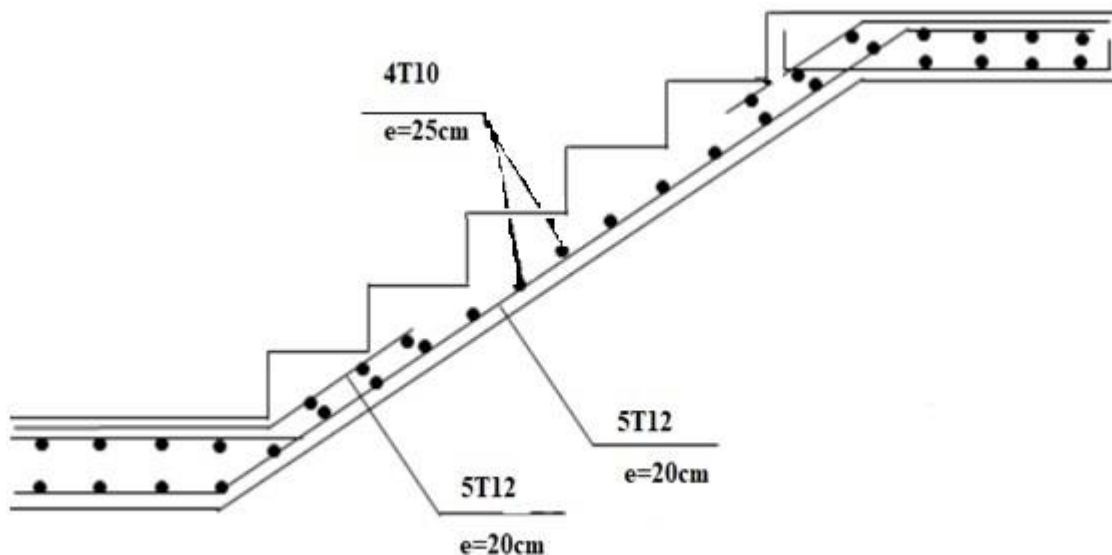
$$t_u = \frac{\tau_u}{b \times d} = \frac{25,77 \times 10^3}{100 \times 17 \times 100} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}\bar{u} = 0,05.f_c28 = 1.25 \text{ MPA}$$

$tu = 0.15 \text{ mpa} \leq \bar{\tau}\bar{u} = 1.25 \text{ mpa}$  } les armatures transversales ne sont pas nécessaires  
il n'ya pas de reprise de bétonage }

### 3.4.6.5.3. Dessin de ferrailage :

**Paillasse porteuse :**



**Figure 3.22 : Ferrailage de la paillasse.**

### 3.4.7. Poutre palière :

La poutre palière est une section rectangulaire donc le calcul se fait en  $(h \times b)$

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

Avec :

L : portée entre nus de la poutre palière .

$$L = 360 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{360}{10} \leq h \leq \frac{360}{15} \Rightarrow 36 \leq h \leq 24 \text{ cm}$$

On prend  $h = 30 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$

Donc la poutre palière est de section  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

### 3.4.7.1. Evaluation des charges :

#### 3.4.7.1.1. Charge permanente :

- poids propre de la poutre :  $0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- poids des paliers et paillasse :  $R_a = R_b$

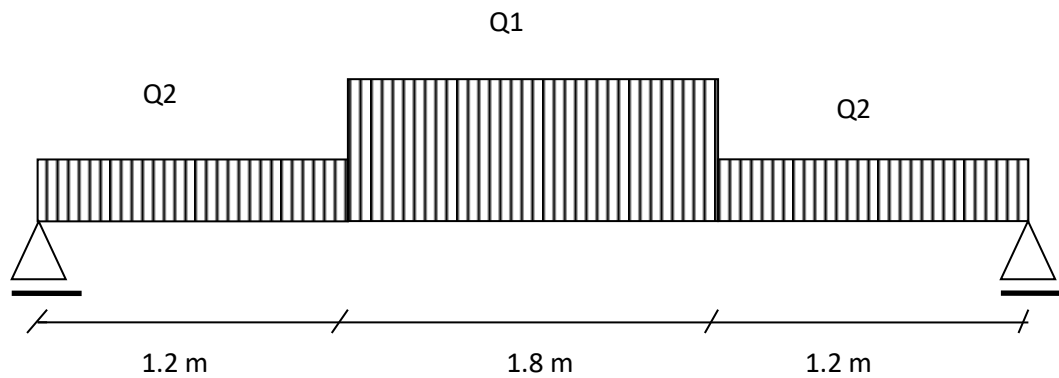


Figure 3.23. : schéma statique d'un escalier a poutre palière escalier

#### 3.4.7.1.2. Calcul des combinaisons des charges :

➤ *E.L.U* :

$$Q2u : (R_a + g_0) \cdot 1.35 / \cos \alpha = 43.47 \text{ KN.M}$$

$$Q1u : R_a / \cos \alpha + 1.35 \cdot g_0 / \cos \alpha = 33.11 \text{ KN.M}$$

➤ *E.L.S* :

$$Q1s : (R_s + g_0) / \cos \alpha = 26.79 \text{ KN.M}$$

$$Q2s : R_s + g_0 = 23.31 \text{ KN.M}$$

### 3.4.7.1.3. Les diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant du RDM6 à E.L.U :

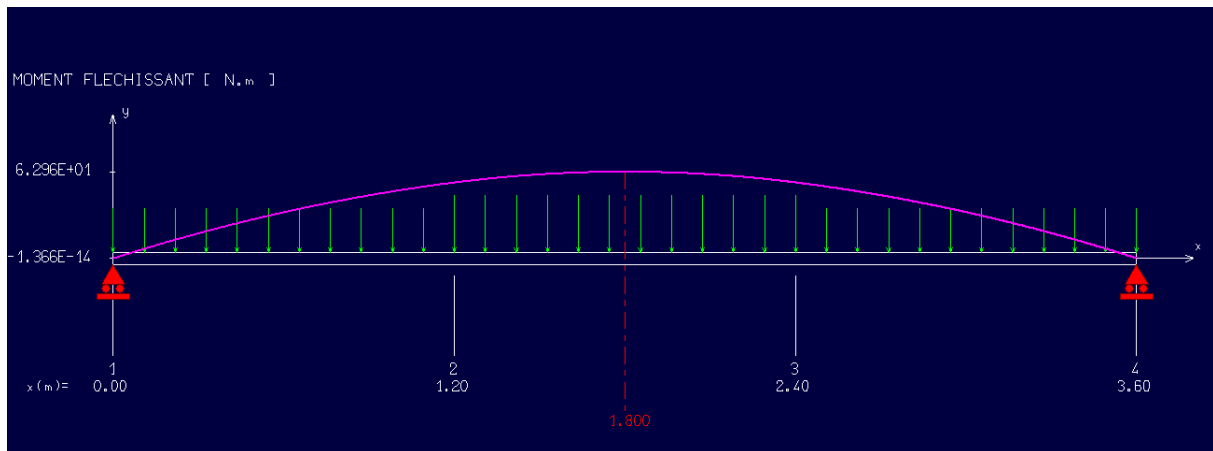


Figure 3.24 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

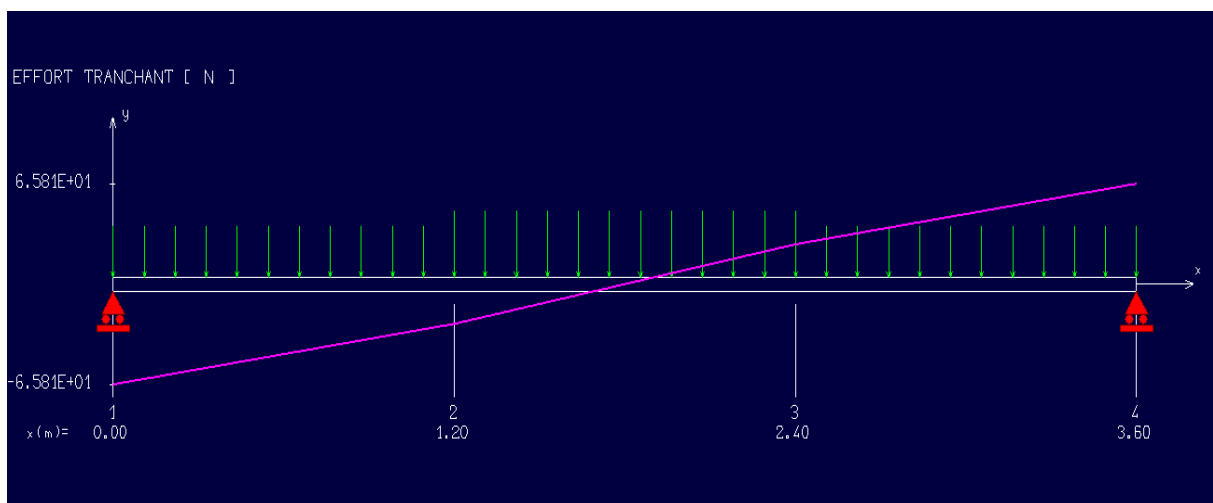


Figure 3.25 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

### 3.4.7.1.4. Les diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant du RDM6 à E.L.S :

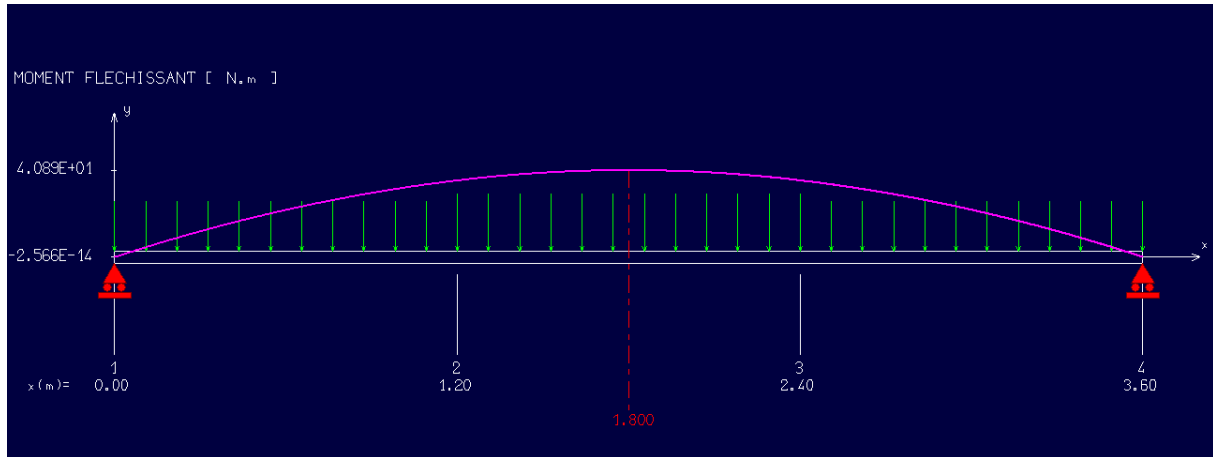


Figure 3.26: Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

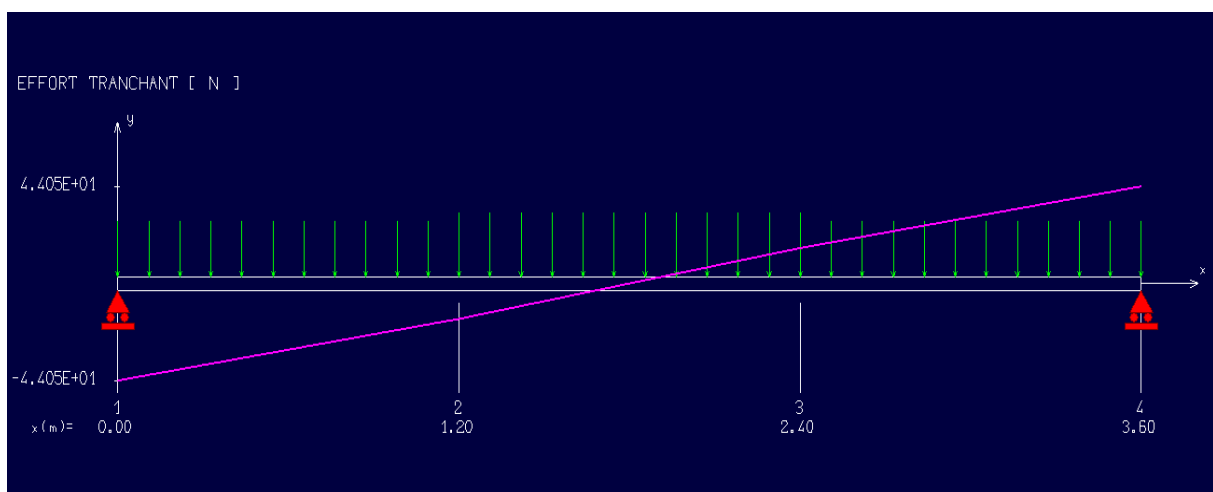


Figure 3.27 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

### 3.4.7.1.6. Calcul du moment fléchissant maximum :

➤ *E.L.U* :

$$M_{max} = 62.96 \text{ KN.M}$$

➤ *E.L.S* :

$$M_{max} = 40.89 \text{ KN.M}$$

### 3.4.7.2. Calcul de ferrailage :

$$M_{au} = -0.4 M_{max} = -25.184$$

$$M_{as} = -0.4 M_{max} = -16.356$$

$$M_{tu} = 0.8 M_{max} = 50.368$$

$$M_{ts} = 0.8 M_{max} = 32.712$$

Etat	Mt ( KN.m )	Ma ( KN.m )
ELU	50.368	-25.184
ELS	32.712	-16.356

**Tableau 3.4 : calcul de ferrailage en appui et en travée.**

### 3.4.7.2.1. Vérification d l'existence des armatures comprimées :

✓ **En travée :**

➤ *E.L.U* :

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{50368}{30.27^2 \cdot 14.17} = 0.162 < 0,392 \text{ (FeE400)}$$

donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L \Rightarrow \delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.222$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.91$$

**Détermination des armatures :**

$$A_t^U = \frac{M_t^u}{\delta_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{50368}{348.091.27} = 5.89 \text{ cm}^2$$



- **Condition de non fragilité : (BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 30 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 5,89 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6\text{T12} \Rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S:**

$$M_t^S = 32,712 \text{ KN.M}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier } feE400 \\ \text{Acier } fe24 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \Rightarrow \delta b \leq \bar{\sigma} b = 0,6 \cdot fc28 = 15 \text{ mpa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{m_a^u}{m_a^{sr}} = \frac{25,184}{16,356} = 1,53$$

$$\frac{1,53-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,515 > \alpha = 0,216 \text{ Condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

- $\delta b \leq \bar{\sigma} b = 15 \text{ MPa}$   
 fissuration peu préjudiciable }  $\Rightarrow$  les armatures calculées l'état limite ultime seront  
 aucune vérification pour  $\delta s$   
 maintenues

- ✓ **En appuis :**

- **E.L.U :**

### 3.4.7.2.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{m_a^u}{\delta b \times b \times d^2} = \frac{-25,184}{14,17 \cdot 30 \cdot 27^2} = 0,081$$

$$\mu = 0,081 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A \text{ n'existe pas .}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \Rightarrow \delta s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu)}) = 0,105$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{25184}{348.0,96.27} = 2.79 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 30 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ) = 2.51 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$3T12 \Rightarrow A=3.39 \text{ cm}$$

➤ **E.L.U :**

$$\left. \begin{array}{l} \delta b \leq \bar{\sigma} b = 15 \text{ MPa} \\ \text{fissuration peu préjudiciable} \\ \text{aucune vérification pour } \delta s \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \delta b \leq \bar{\sigma} b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{25184}{16356} = 1.53$$

$$\frac{1.53-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.515 > \alpha = 0.216 \text{ Condition vérifiée.}$$

### 3.4.7.2.3. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u^{\text{mas}} = \frac{q_{eq} \times L}{2} = \frac{62960 \times 3.60}{2} = 113328 \text{ dan}$$

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$A=0.9d=0.9 \times 30 = 27$$

$$\text{Avec : } T_U = 1133280 \text{ N} \leq 0.267 \times 27 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 540675$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

### 3.4.7.2.4. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures

#### Longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\delta_s}{f_e} \left( T_U + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = 5.56 \geq \frac{1.15}{400} \left( 113328 + \frac{25184}{0.9 \times 27} \right) \times 10^{-2} = 3.28 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

### 3.4.7.2.5. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

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

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \Rightarrow \tau_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{mas}}}{b \times d} = \frac{113328}{30.27 \cdot 10^2} = 1.40 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.40 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33$$

### 3.4.7.2.6. Section et écartement des armatures transversales A t : [Article BAEL91/4.2.3]

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{30}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 0.86 \text{ cm} = 8.6 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier F<sup>e</sup>E235

$$\text{Choix : } 4T8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

### 3.4.7.2.7. Espacement des armatures transversales : $\delta$

$$\begin{cases} k = 1 \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Contrainte	$\tau_u$ [MPa]	1.40
Espacement [cm]	$\delta_{t_1} \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}$	14.58
	$\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{0.4 b \times \sin \alpha}$	47.92
	$\delta_{t_3} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$	24.3
Choix [cm <sup>2</sup> ]	$\delta_t \leq \min(\delta_{t_1} ; \delta_{t_2} ; \delta_{t_3})$	14.58
Conclusion		
Espacement au niveau des travées		$s_t = 10\text{cm}$
Espacement au niveau des appuis		$s_t = 15\text{cm}$

**Tableau 3.5 : Espacement des armatures transversales :  $\delta$**

Schéma de ferrailage :

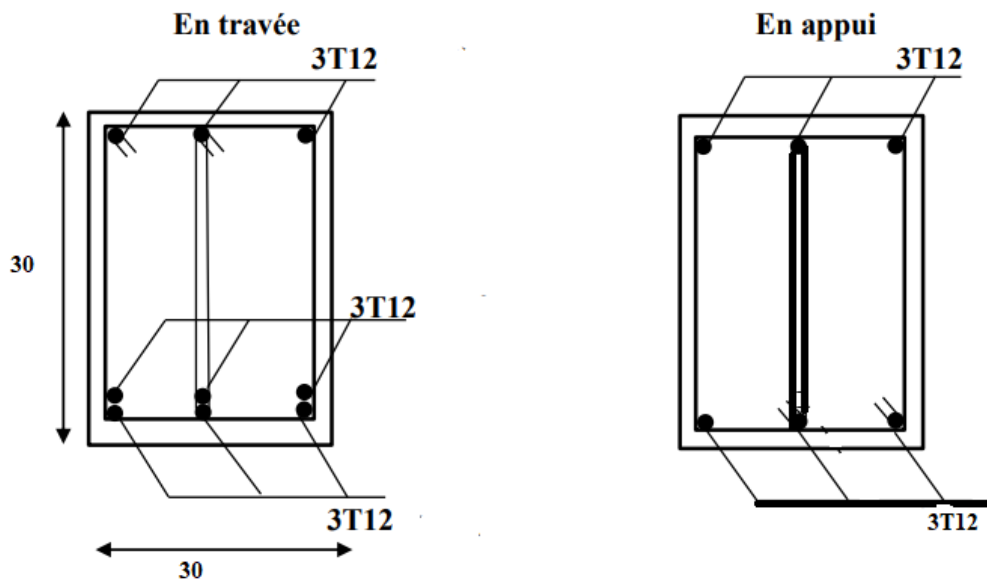


Figure 3.28 : coupe de Ferrailage de la poutre palier.

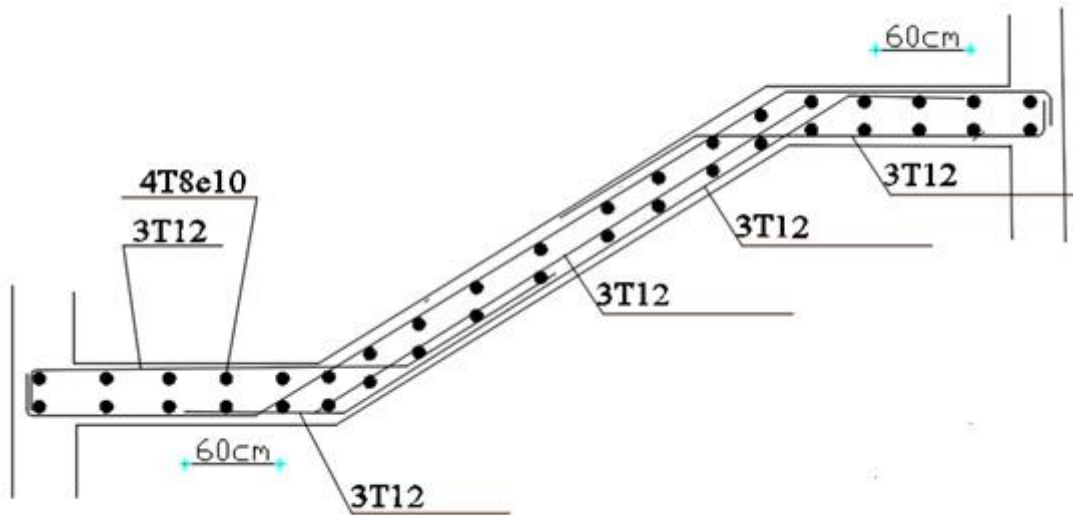


Figure 3.29 : Ferrailage de la marche porteuse.

# **Chapitre 4**

## **Etude des éléments structuraux**

### 4.1. Les planchers :

#### 4.1 .1.Introduction :

Les planchers se sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur ; ils limitent les différents étages et ils ont deux fonctions principales.

a. Fonction de résistance.

Les planchers supportent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

b. Fonction d'isolation Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

On peut distinguer deux grandes classes de planches :

- planche coulés sur place (Traditionnel)
- planches préfabriqués, partiellement, totalement.

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- Dalle,
- Nervures ou poutrelles,
- Poutres,
- Linteaux.

Il existe plusieurs types de planchers, les plus courants sont :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

A noté que notre ouvrage comporte que des planchers à dalle pleine.

Panneaux	Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	La direction
1	3.55	10,00	0.355	1 seul sens
2	3.50	4,10	0.85	2 sens
3	5,53	6,40	0.86	2 sens
4	4,01	4,46	0.89	2 sens
5	3,70	8,87	0.41	2 sens
6	3,70	4,10	0.90	2 sens
7	3,55	5,50	0.64	2 sens
8	5,25	9,45	0.55	2 sens
9	2,75	3,91	0.70	2 sens
10	3,70	6,36	0.58	2 sens

Tableau 4.1. : Détails des panneaux

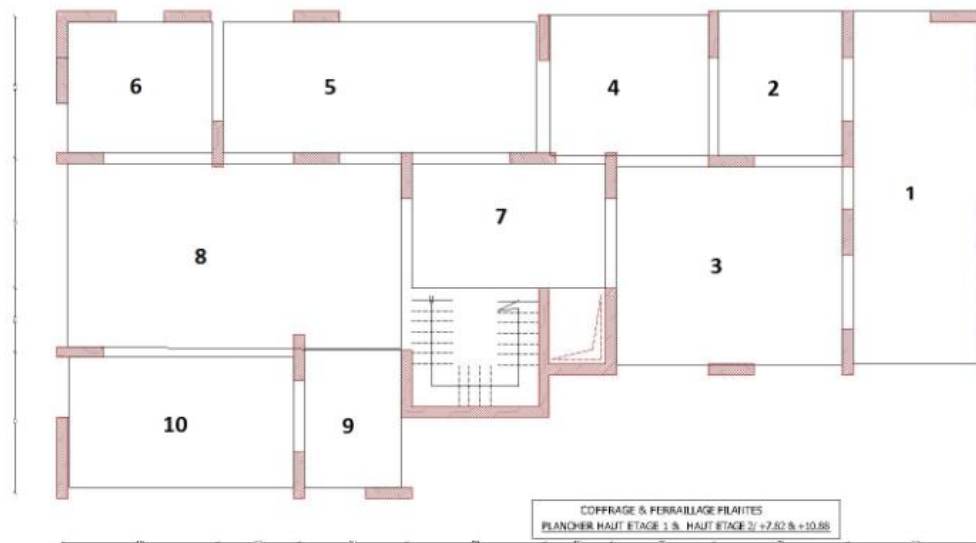


Figure 4.1. : Numérotation des panneaux dalles pleines

### 4.1.2. Plancher dalle pleine :

Les dalles pleines sont des planchers rectangulaires de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  dont ( $L_x \leq L_y$ ) et d'une épaisseur  $h_d$  dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé. Ce sont des dalles partiellement ou totalement encastrés sur le contour des murs en maçonnerie (dalle simplement appuyé sur le contour).

- Pour  $\rho < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; la dalle porte suivant deux directions.

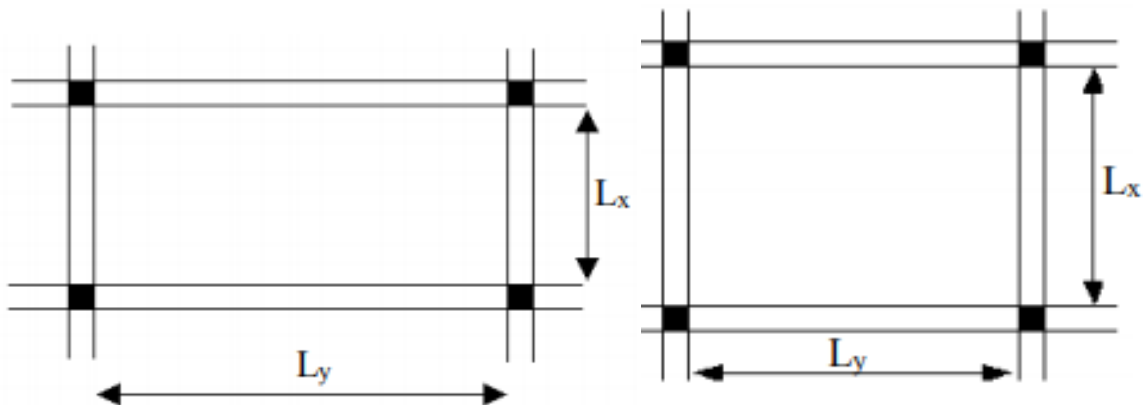


Figure 4.2. : Dimensions d'un panneau de dalle pleine



- Le diamètre des armatures à utiliser sera égal au dixième de l'épaisseur de la dalle  
'r(B.A.E.L) :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{hd}{10} \text{ avec } h_d = 20\text{cm}$$

$$\Phi_{\max} \leq \frac{20}{10} = 2.0\text{cm}$$

Alors ; on prendra  $\phi = 10\text{mm}$

### Calcul l'enrobage :

l'enrobage du BAEL 99 A.7.1  $\rightarrow a = 1\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_x = (10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2}) \text{ mm} = 25\text{mm} \end{array} \right.$$

### Les hauteurs utiles :

$$dx = hd - C_x = 20 - 1,5 = 18,5 \text{ cm}$$

$$dy = hd - C_y = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

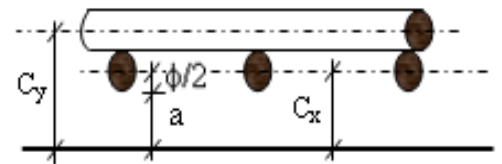


Figure 4.3 : Enrobage.

### 4.1.2.1. Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

$$G = 8.68\text{kn/m}^2 \quad q = 1\text{KN/m}^2 \text{ (plancher Terrasse inaccessible)}$$

$\Rightarrow$  Combinaison fondamentale :

**ELU:**

$$Q_u = 1.35G + 1.5q$$

$$Q_u = 1.35 \times 8.68 + 1.5 \times 1$$

$$Q_u = 13.22\text{KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$Q_u = 13.22 \times 1\text{m} = 13.22\text{KN/ml}$$

**ELS:**

$$Q_s = G + q$$

$$Q_s = 8.68 + 1$$

$$Q_s = 9.68\text{KN/m}^2$$

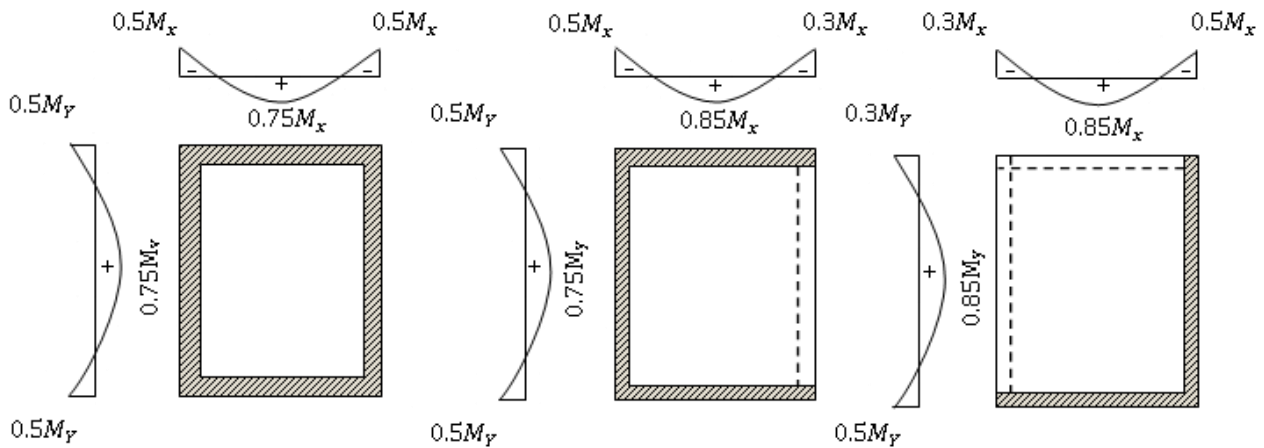


Figure 4.4. : Schéma représentatif de différents types des panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.

**ELU**

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l^2_x & \text{suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

**ELS**

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l^2_x & \text{suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

- Exemple de calcul : Panneau 3 (est le panneau plus défavorable).

$L_x = 5.53\text{m}$

$L_y = 6.40\text{m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.86$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho; \nu)$  et  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Détermination de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

**ELU**

$$\begin{cases} \mu_{xu} = 0.0496 \\ \mu_{yu} = 0.7052 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0xu} = 0.0496 \times 13.22 \times 5.53^2 = 20.052 \text{ KN.m} \\ M_{0yu} = 0.7052 \times 20.052 = 14.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**ELS**

Détermination de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\begin{cases} \mu_{xs} = 0.0566 \\ \mu_{ys} = 0.7933 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0XS} = 0.0566 \times 9.68 \times 5.53^2 = 16.75 \text{ KN.m} \\ M_{0YS} = 0.7933 \times 16.75 = 13.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Mode d'encastrement :

Panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel.

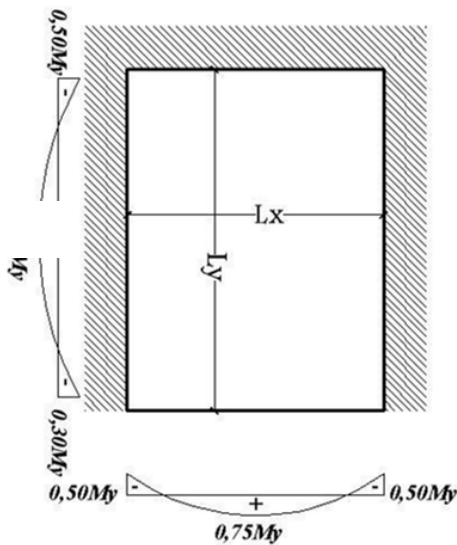


Figure 4.5: moment d'encastrement de dalle rectangulaire.

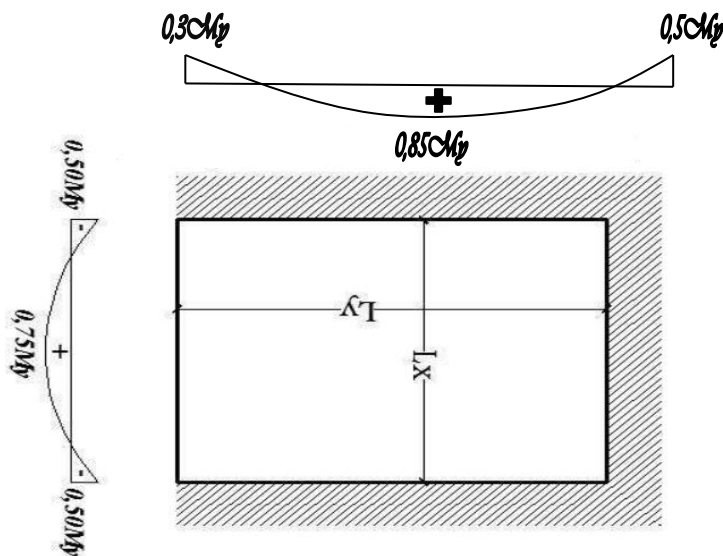


Figure 4.6: moment d'encastrement de dalle rectangulaire.

### **ELU**

#### ➤ **Sens X-X**

- Moment en appuis :

$$M_x^a u = -0.5M_x^U = -0.5 \times 20.052 = -10.026 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a u = -0.5M_x^U = -0.5 \times 20.052 = -10.026 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_x^t u = 0.75M_x^U = 0.75 \times 20.052 = 15.039 \text{ KN.m}$$

#### ➤ **Sens Y-Y**

- Moment en appuis :

$$M_y^a u = -0.3M_y^U = -0.3 \times 14.14 = -4.242 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a u = -0.5M_y^U = -0.5 \times 14.14 = -7.07 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_y^t u = 0.85M_y^U = 0.85 \times 14.14 = 12.019 \text{ KN.m}$$

### **ELS**

#### ➤ **Sens X-X**

- Moment en appuis :

$$M_x^a ser = -0.5M_x^{ser} = -0.5 \times 16.75 = -8.375 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a ser = -0.5M_x^{ser} = -0.5 \times 16.75 = -8.375 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_x^t ser = 0.75M_x^{ser} = 0.75 \times 16.75 = 12.56 \text{ KN.m}$$

#### ➤ **Sens Y-Y**

- Moment en appuis :

$$M_y^a ser = -0.3M_y^{ser} = -0.3 \times 13.29 = -3.987 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a ser = -0.5M_y^{ser} = -0.5 \times 13.29 = -6.645 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_y^t ser = 0.85M_y^{ser} = 0.85 \times 13.29 = 11.30 \text{ KN.m}$$

### **ELU**

Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

➤ **Sens X-X**

En travées

ELU :

$$M_{xu}^t = 15039 \text{ N.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{xu}^t}{b \cdot d \cdot x^2 \cdot \sigma_b} = \frac{15039}{100 \times 18.5^2 \times 14.17} = 0.031$$

$$\mu = 0.031 < \mu_L = 0.392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.039$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.039 = 0.984$$

✓ Détermination des armatures

$$A_{tu}^x = \frac{M_{xu}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15039}{0.984 \times 18.5 \times 348} = 2.38 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu}^x = \max(A_{tu}^x ; A_{\min})$$

$$A_{tu}^x = 2.38 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximale des armatures

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures

$$4\mathbf{T10} \longrightarrow \mathbf{A = 3.140 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{T10} \longrightarrow \mathbf{e = 25 \text{ cm}}$$

**ELS**

$$M_{x,ser}^t = 12560 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{x,u}^t}{M_{x,ser}^t} = \frac{15039}{12560} = 1.20$$

$$\alpha \leq \frac{1.20-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

• **En appuis :**

➤ **ELU :**

$$M_{x,u}^a = 10026 \text{ N.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{x,u}^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{10026}{100 \times 18.5^2 \times 14,17} = 0.021$$

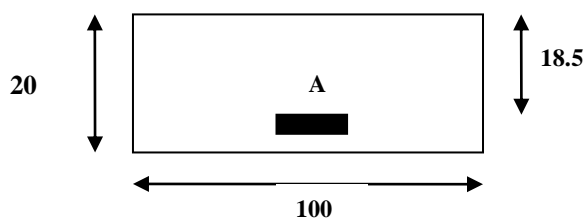


Figure 4.7: Section de calcul de la dalle sens X

$$\mu = 0.021 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.021 = 0.99$$

✓ Détermination des armatures

$$A_{\text{au}}^x = \frac{M_{xu}^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10026}{0.99 \times 18.5 \times 348} = 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{au}}^x = \max (A_{\text{au}}^x ; A_{\text{min}})$$

$$A_{\text{au}}^x = 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximale des armatures

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min (3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures

$$3\text{T10} \longrightarrow A = 2.355 \text{ cm}^2$$

$$\text{T10} \longrightarrow e = 33 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$M_{xu}^a = 8375 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{xu}^a}{M_{xu}^a_{\text{ser}}} = \frac{10026}{8375} = 1.20$$

$$\alpha \leq \frac{1.20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenue

➤ **Sens Y-Y**

En travées

**ELU :**

$$M_{yu}^t = 12019 \text{ N.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{yu}^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{12019}{100 \times 17.5^2 \times 14.17} = 0.028$$

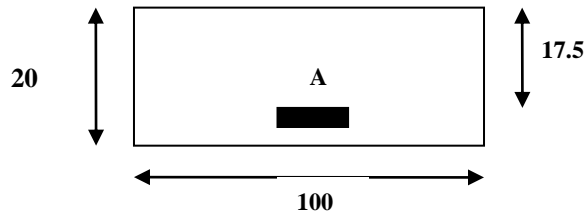


Figure 4.8: Section de calcul de la dalle sens Y

$$\mu = 0.028 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.036$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.036 = 0.98$$

✓ Détermination des armatures

$$A_{tu}^y = \frac{M_{yu}^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12019}{0.98 \times 17.5 \times 348} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu}^y = \max(A_{tu}^y ; A_{\min})$$

$$A_{tu}^y = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximale des armatures

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures

$$4\mathbf{T10} \longrightarrow \mathbf{A} = 3.140 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{T10} \longrightarrow \mathbf{e} = 25 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$M_{y\text{ser}}^t = 11300 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{xu}^t}{M_{x\text{ser}}^t} = \frac{12019}{11300} = 1.06$$

$$\alpha \leq \frac{1.06 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

- En appuis :

➤ **ELU :**

$$M_{y_u}^a = 7070 \text{ N.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{y_u}^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{7070}{100 \times 17.5^2 \times 14.17} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < \mu_L = 0.392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_S > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.020$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.020 = 0.99$$

✓ Détermination des armatures :

$$A_{y_{au}}^Y = \frac{M_{y_u}^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7070}{0.99 \times 17.5 \times 348} = 1.20 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{y_{au}}^Y = \max(A_{y_{au}}^Y ; A_{\min})$$

$$A_{y_{au}}^Y = 1.20 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximale des armatures

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures

$$\mathbf{3T10} \longrightarrow \mathbf{A = 2.355 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{T10} \longrightarrow \mathbf{e = 33 \text{ cm}}$$

➤ **ELS :**

$$M_{y_{ser}}^a = 6645 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas :

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{x_u}^a}{M_{x_{ser}}^a} = \frac{7070}{6645} = 1.06$$

$$\alpha \leq \frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenues

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

Aucune armature transversale n'est requise si les suivantes sont remplies :

- ✓ La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur [article A.5.2.2 BAEL91]
- ✓ Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées
- ✓ La contrainte tangentielle  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{q_{max}^u}{2} \times L_x \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{13220}{2} \times 5.53 \times \frac{6.40^4}{5.53^4 + 6.40^4} = 23470.46 \text{ N}$$

$$T_y = \frac{q_{max}^u}{2} \times L_y \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{13220}{2} \times 6.40 \times \frac{5.53^4}{5.53^4 + 6.40^4} = 15141.08 \text{ N}$$

$$T^u_{max} = \max(T_x ; T_y) = 23470.46 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d_x} = \frac{23470.46}{100 \times 18.5 \times 100} = 0.127 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.127 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa}$  : donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

Conditions de la flèche : [BAEL91/C.3.5]

$$\frac{h_d}{l_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{M_{0x}^{ser}} \rightarrow M_{0x}^{ser} = \frac{q_s L^2}{8} = 37003$$

$$\rho = \frac{A_s^t}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{0.20}{5.53} = 0.036 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{0x}^{ser}} = \frac{12560}{20 \times 37003} = 0.017 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\rho = \frac{A_s^t}{b \times d_x} = \frac{3.140}{100 \times 18.5} = 0.0017 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Conclusion :

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

## Ferraillage Dalle pleine étage courant 2 sens

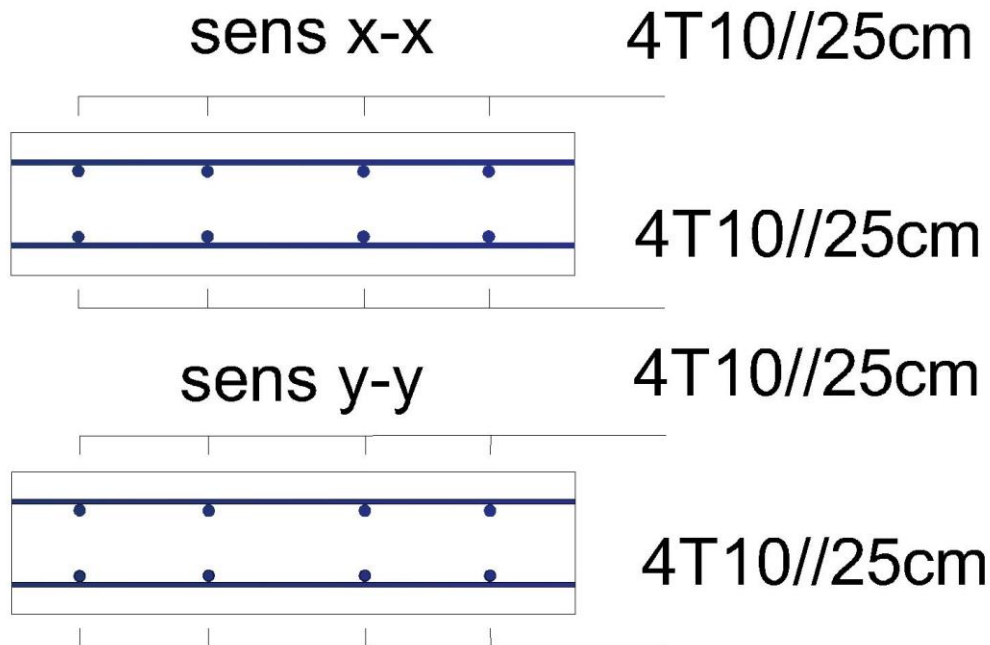


Figure 4.9 : Ferraillage dalle pleine 2 sens

### 4.1.3. Dalle portante seul un seul sens :

Le calcul se fait comme une poutre de section rectangulaire de largeur  $b=1\text{m}$  et de hauteur  $h_0$  et de portée  $L_x$ .

Les armatures calculées sont parallèle à  $L_x$  ( $A_x$ ) et suivant le sens de  $L_y$ , on place des armatures de répartitions ( $A_y$ ).

Pour la détermination des moments fléchissant d'une dalle continue et lorsqu'il s'agit d'un plancher à charge d'exploitation modérée et en considération semi-encastrement au niveau des appuis de rive.

$$h_0 = (1/35 ; 1/30)L_x$$

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées :

- a-  $\rho = L_x L_y \leq 0,4$
- b- La charge est uniformément répartie.

Les moments fléchissant sont évalués en prenant en compte la flexion uniquement suivant la petite dimension  $L_x$ .

- Vérification si la dalle porte dans un sens :

- **Calcul du Panneau 1 (le seul qui se porte sur 1 seul sens).**

$$L_x = 3.55\text{m}$$

$$L_y = 10\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.355 < 0.4$$

- Les moments fléchissant :

Moments en appuis :

➤ **ELU**

$$M_{0u} = q_u \frac{L_x^2}{8} = 20.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0.5 \cdot M_{0u} = -10.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{av} = -0.3 \cdot M_{0u} = -6.25 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS**

$$M_{0ser} = q_{ser} \frac{L_x^2}{8} = 15.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} = -0.5 \cdot M_{0ser} = -7.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{avser} = -0.3 \cdot M_{0ser} = -4.58 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

➤ **ELU**

$$M_{tu} = +0.85 \cdot M_{0u} = 17.71 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS**

$$M_{tser} = +0,85. M_{0ser} = 12.96 \text{KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

➤ **Sens X-X**

En travées

**ELU :**

$$M_{xu}^t = 17710 \text{ N.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{xu}^t}{b.d.x^2.\sigma_b} = \frac{17710}{100 \times 18.5^2 \times 14,17} = 0.037$$

$$\mu = 0.031 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.047$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.047 = 0.981$$

✓ Détermination des armatures

$$A_{tu}^x = \frac{M_{xu}^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{17710}{0.981 \times 18.5 \times 348} = 2.80 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu}^x = \max(A_{tu}^x ; A_{\min})$$

$$A_{tu}^x = 2.80 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement maximale des armatures

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min(3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures

$$4\text{T10} \longrightarrow A = 3.140 \text{ cm}^2$$

$$\text{T10} \longrightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ **ELS :**

$$M_{xser}^t = 12960 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{xu}^t}{M_{xser}^t} = \frac{17710}{12960} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont retenues

- En appuis :

- **ELU :**

$$M_{xu}^a = 10420 \text{ N.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_{xu}^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{10420}{100 \times 18.5^2 \times 14,17} = 0.021$$

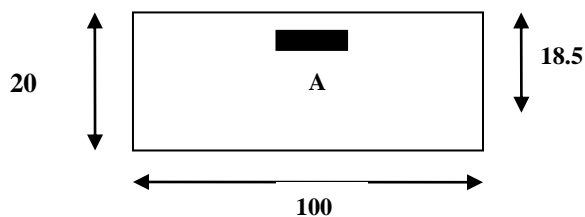


Figure 4.10: Section de calcul de la dalle sens X

$$\mu = 0.021 < \mu_L = 0,392 \text{ A' n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.021 = 0.99$$

✓ Détermination des armatures

$$A_{xu}^a = \frac{M_{xu}^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10420}{0.99 \times 18.5 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{au}^x = \max (A_{au}^x ; A_{min})$$

$$A_{au}^x = 1.64 \text{cm}^2$$

✓ Espacement maximale des armatures

$$\text{Ecartement des armatures : } \delta \leq \min (3 h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ Choix des armatures

$$\mathbf{3T10} \longrightarrow \mathbf{A = 2.355 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{T10} \longrightarrow \mathbf{e = 33 \text{ cm}}$$

➤ **ELS :**

$$M_{xser}^a = 7630 \text{ N.m}$$

Fissuration peu nuisible

Acier FeE400 ;

Section rectangulaire et A' n'existe pas ;

Flexion simple

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

$$\gamma = \frac{M_{xu}^a}{M_{xser}^a} = \frac{10420}{7630} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'E.L.U. sont maintenue

➤ **Sens Y-Y**

En travée

$$\frac{Ax}{4} = \frac{2.80}{4} = 0.7 \text{cm}^2$$

✓ Choix des armatures

$$\mathbf{2T10} \longrightarrow \mathbf{A = 1.570 \text{cm}^2}$$

$$\mathbf{T10} \longrightarrow \mathbf{e = 33 \text{cm}}$$

En Appuis

$$\frac{Ax}{4} = \frac{1.64}{4} = 0.41 \text{cm}^2$$

✓ Choix des armatures

2T10  $\longrightarrow$   $A = 1.570\text{cm}^2$

T10  $\longrightarrow$   $e = 33\text{cm}$

## Ferraillage Dalle pleine étage courant 1 seul sens

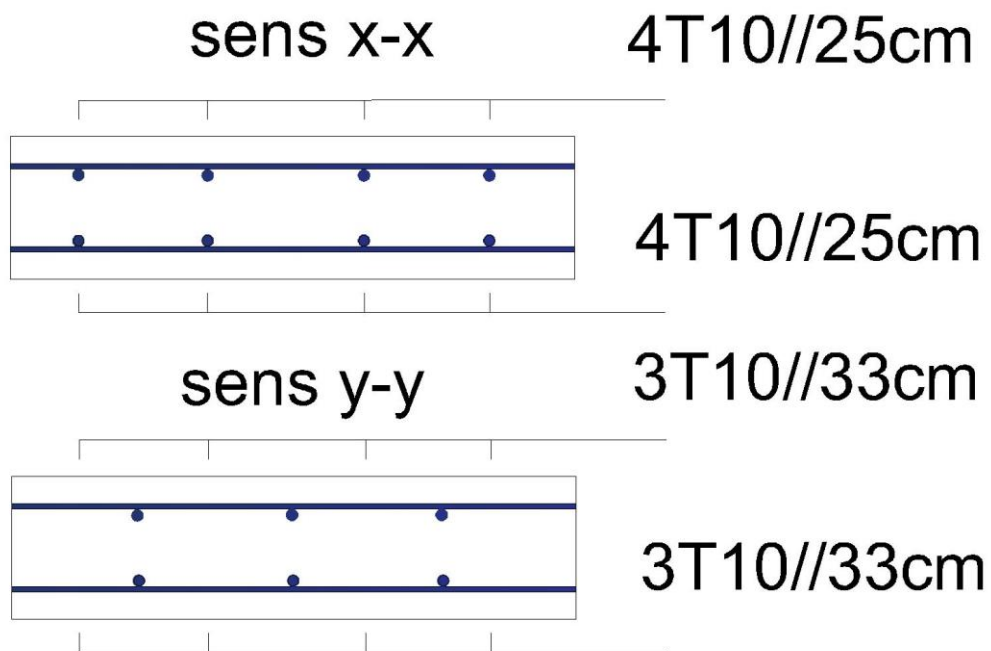


Figure 4.11 : Ferraillage dalle pleine un seul sens



### 4.2. Les Voiles :

#### 4.2.1. Généralités :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers
- A leurs extrémités.

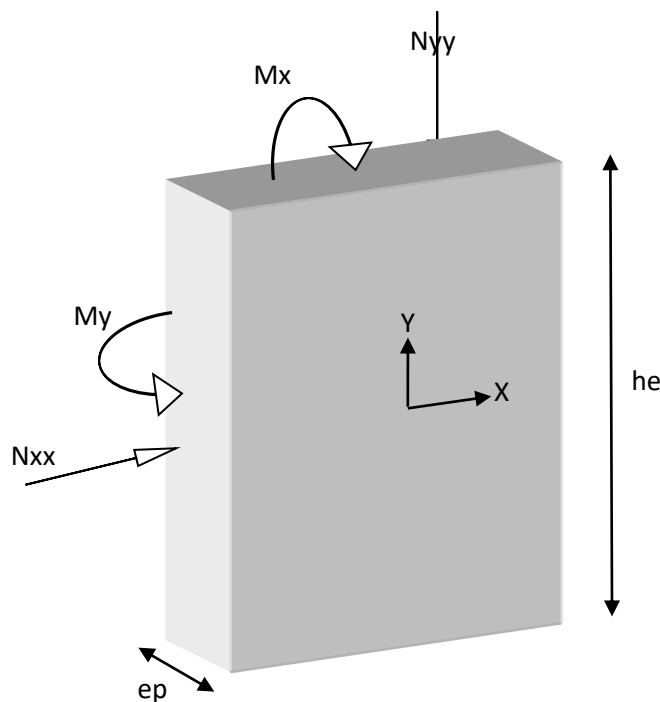


Figure 4.12 : schéma du voile

### 4.2.2. Définition d'un Voile :

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs et elles est aussi uniformément réparties.
3. D'armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

### 4.2.3. Procédure de ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93** et **RPA 99 version 2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

**Note :** Les moments max et min et  $N$  du voile sont lues à partir du fichier résultat de ROBOT2016.

**1<sup>er</sup> cas : Section Entièrement Comprimée**

**2<sup>ème</sup> cas : Section Entièrement tendue**

**3<sup>ème</sup> cas : Section Partiellement Tendue**

#### 4.2.3.1. Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003:

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme.

### 4.2.3.2. Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003:

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

### 4.2.3.3 Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15%
- En zone courante : 0,10 % Armatures transversales
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : (1,5.a ; 30 cm).
- Les deux nappes doit être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
- $\left\{ \begin{array}{l} 40\emptyset \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement de sign des efforts est possible} \\ 20\emptyset \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons} \end{array} \right.$
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

**Remarque :** les sollicitations dans le tableau qui suivent sont obtenues après l'étude dynamique et sismique.

cas	sollicitations	Panneau	Ferraillages calculés	Amin Bael	Amin RPA	Choix
ELU	Nyy <sub>max</sub> =189.05 Mxx <sub>cor</sub> =4.95	1331	As1 = 4.36 As2 = 6.14 (cm <sup>2</sup> )	As min = 9,6 (cm <sup>2</sup> )	/	
	Mxx <sub>max</sub> =48.87 Nyy <sub>cor</sub> =20.98	1578	As1 = 0 As2 = 8.57 (cm <sup>2</sup> )	As min = 9,6 (cm <sup>2</sup> )	/	
	Nyy <sub>min</sub> =-907.30 Mxx <sub>cor</sub> =-0.17	13	As1 = 0 As2 = 0 (cm <sup>2</sup> )	As min = 9,6 (cm <sup>2</sup> )	/	
ACC	Nyy <sub>max</sub> =1183,74 Mxx <sub>cor</sub> =1.77	21 22(cas)	As1 = 14.57 As2 = 15.07 (cm <sup>2</sup> )	As min = 9,6 (cm <sup>2</sup> )	/	10T14 10T14
	Mxx <sub>max</sub> =39,71 Nyy <sub>cor</sub> =-2.56	1029 18(cas)	As1 = 0 As2 = 5.74 (cm <sup>2</sup> )	As min = 9,6 (cm <sup>2</sup> )	/	
	Nyy <sub>min</sub> =-1723.76 Mxx <sub>cor</sub> =-1.76	08 19(cas)	As1 = 0 As2 = 0 (cm <sup>2</sup> )	As min = 9,6 (cm <sup>2</sup> )	/	
ELS	Nyy <sub>max</sub> =132.94 Mxx <sub>max</sub> =9.54		As1 = 15.39 As2 = 15.39 (cm <sup>2</sup> )	/	As min = 20,0 (cm <sup>2</sup> )	10T14 10T14

Tableau 4.2 : Ferraillage Verticales des voiles

#### 4.2.4. Ferraillage verticales des voiles à l'ELU

- Flexion composée :
- ✓ Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue :

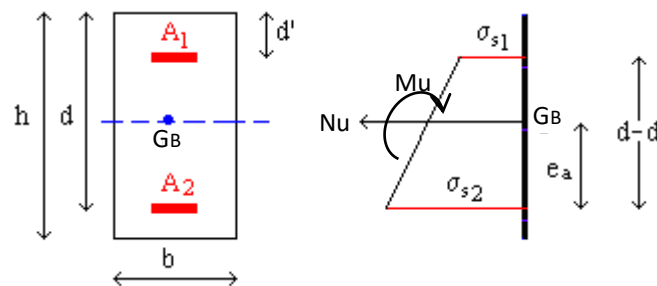


Figure 4.13. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction.

Pour une section rectangulaire on a :  $Y_{G=\frac{h}{2}} = \frac{h}{2} = 10\text{cm}$

L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité :  $e_0 = \frac{100M}{N} = \frac{100 \cdot 1.77}{1183.74} =$

0.15[cm]

- ✓ Détermination de la nature de sollicitation :

- Si  $e_0 \leq d - Y_G$
- On a :  $d - Y_G = 18 - 10 = 8 \text{ cm}$  alors  $e_0 \leq d - Y_G$  donc :
- Section entièrement tendue donc le calcul est comme suivant :

Détermination des sections des armatures tendues :  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{10} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

✓ Calcul des sections des armatures tendues :

$$A_2 = \frac{N(Y_G - d' + e_0)}{\sigma_{10}(d - d') \cdot 100} ; A_1 = \frac{N}{100 \sigma_{10}} - A_2 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_2 = \frac{1183740(10 - 2 + 0.15)}{400(18 - 2) \cdot 100} = 15.07 \text{ cm}^2 ; A_1 = \frac{1183740}{100 \cdot 400} - 15.07 = 14.52 \text{ cm}^2$$

**10T14 → 15.39 cm<sup>2</sup>**

**T14 → esp=10cm**

### 4.2.5. Ferrailage verticales des voiles à l'ELS

➤ **Section rectangulaire entièrement tendue :**

Considérons une section rectangulaire soumise aux efforts  $N_{\text{ser}}$  (traction) et  $M_{\text{ser}}$  dont le diagramme des contraintes est :

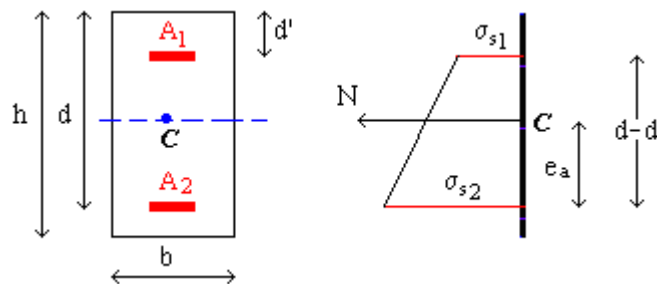


Figure 4.14. Section rectangulaire entièrement

✓ **Condition pour que la section soit entièrement tendue :**

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée sera entièrement tendue, si l'effort normal est un effort de traction appliqué entre les armatures.

✓ **Détermination des contraintes :**

$$\sigma_{s_1} = \frac{N \cdot e_a}{100 \cdot (d - d') \cdot A_1} \quad ; \quad \sigma_{s_2} = \frac{N(d - d' - e_a)}{100 \cdot (d - d') \cdot A_2}$$

$$\sigma_{s_1} = \frac{132940 \cdot 0.82}{100(18-2)14.52} = 4.69 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{s_2} = \frac{132940(18-2-0.82)}{100(18-2)15.07} = 83.69 \text{ MPa}$$

N en [N] ; b, h, e<sub>a</sub>, d et d' en [cm] ; A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> en [cm<sup>2</sup>] ; ⇒ σ<sub>s<sub>1</sub></sub>, σ<sub>s<sub>2</sub></sub> en [MPa].

σ<sub>b</sub> = 1.48 < σ̄<sub>b</sub> Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

σ<sub>b</sub> = 1.48 < σ̄<sub>b</sub> Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

Choix des armatures

**10T14 → 15.39 cm<sup>2</sup>**

**T14 → esp=10cm**

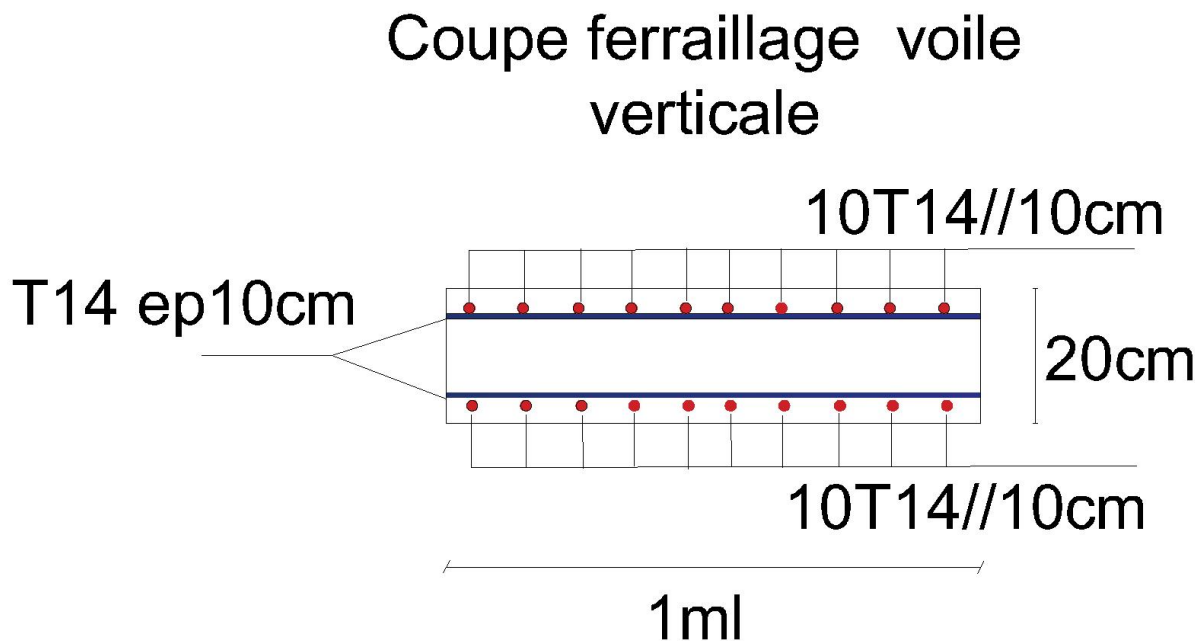


Figure 4.15 : Coupe ferrailage voile vertical

cas	sollicitations	Panneau	Ferraillages calculés	Amin Bael	Amin RPA	Choix
ELU	N <sub>xx</sub> max=94.40 M <sub>yy</sub> cor=0.78	1270	As1 = 5.11 As2 = 5.39 (cm <sup>2</sup> )	As min = 9,6 (cm <sup>2</sup> )	/	

	Myymax=16.44 Nxxcor=17	1338	As1 = 0 As2 = 2.94 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	
	Nxxmin=-191.52 Myycor=-2.87	1482	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	
ACC	Nxxmax=553,69 Myycor=9.52	940 24(cas)	As1 = 5.43 As2 = 8.41 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	10T12 10T12
	Myymax=37.82 NXXcor=30.16	998 20(cas)	As1 = 0 As2 = 5.83 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	
	Nxxmin=-580.65 Myycor=-8.34	940 21(cas)	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	
ELS	Nxxmax=66.55 Myymax=11.52		As1 = 11.31 As2 = 11.31 (cm2)	/	As min = 20,0 (cm2)	10T12 10T12

Tableau 4.3. Ferrailage horizontale des voiles

#### 4.2.6. Ferrailage horizontale des voiles à l'ELU :

- Flexion composée :
- ✓ Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue :

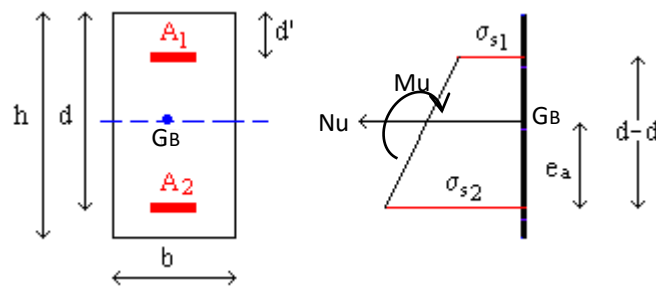


Figure 4.16. Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction.

Pour une section rectangulaire on a :  $Y_G = \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$

- ✓ L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité :  $e_0 = \frac{100M}{N} =$

$$\frac{100 \cdot 9.52}{553.69} = 1.71[\text{cm}]$$

- ✓ Détermination de la nature de sollicitation :

- Si  $e_0 \leq d - Y_G$
- On a :  $d - Y_G = 18 - 10 = 8\text{ cm}$  alors  $e_0 \leq d - Y_G$  donc:
- Section entièrement tendue donc le calcul est comme suivant :

Détermination des sections des armatures tendues :  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{10} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

#### 4.2.7. Ferrailage horizontale des voiles à l'ELS :

✓ **Section rectangulaire partiellement comprimée :**

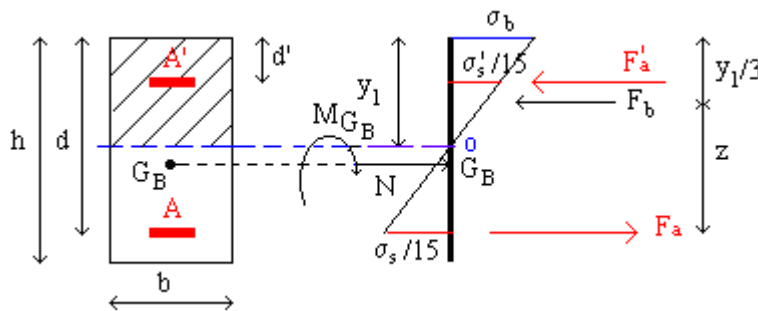


Figure 4.17: section rectangulaire partiellement comprimée

$N$  et  $M_{GB}$  sont l'effort normal et le moment fléchissant appliqués au centre de gravité de la section du béton seul.

✓ **Condition pour que la section soit partiellement comprimée :**

Une section est partiellement comprimée si :

- Le point d'application d'un effort normal de traction  $N$  se trouve en dehors des armatures.
- Le point d'application d'un effort normal de compression  $N$  se trouve en dehors de section.
- Si  $N$  est un effort de compression appliqué à l'intérieur de la section (à l'intérieur du segment des armatures) avec la condition suivante :

$$\frac{M_G}{N} \geq \frac{I_{xx'}}{[B + 15.(A + A')].v_2}$$

Où  $M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section homogène.

$I_{xx'}$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe  $xx'$  passant par son centre de gravité.

$B$  : Section du béton seul.

$v_2$  : Distance du centre de gravité à l'arête inférieur (la fibre la plus tendue).

Si  $A$  et  $A'$  ne sont pas connues, la condition précédente peut-être remplacée par :  $\frac{M_{GB}}{N} > \frac{h}{6}$

$$\frac{11520}{66330} = 0.17 > \frac{20}{6} = 3.33$$



✓ **Détermination des contraintes :**

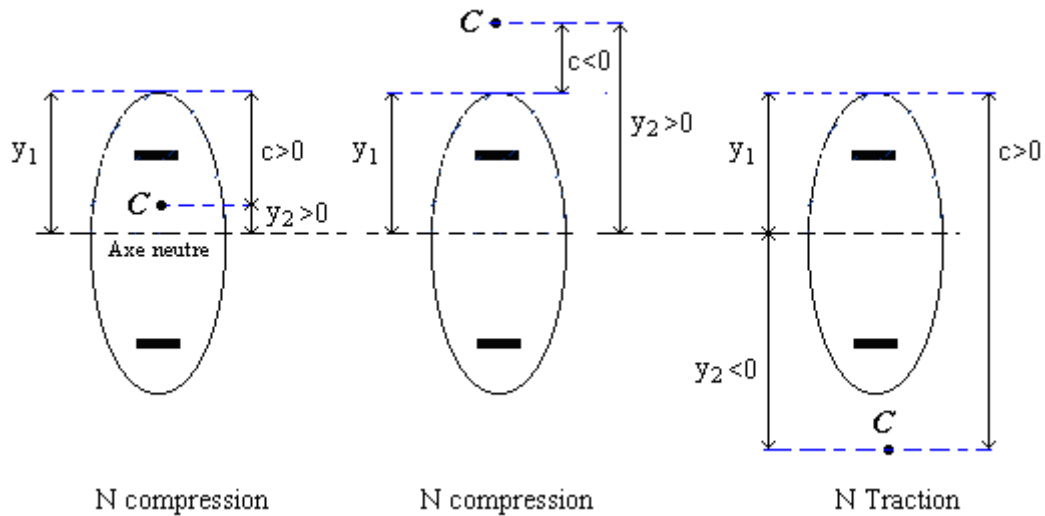


Figure 4.18 : Position de centre de pression

$C$  : centre de pression (point d'application).

$c$  : la distance du point  $C$  à l'arrête la plus comprimée.

- Si  $N$  est un effort de compression
  - $c$  sera considéré comme positif lorsque  $C$  se trouve à l'intérieur de la section.
  - $c$  sera considéré comme négatif lorsque  $C$  se trouve à l'extérieur de la section.

- Si  $N$  est un effort de traction  $\Rightarrow c$  sera considéré toujours comme positif.

- $y_2$  : la distance du point  $C$  à l'axe neutre :
  - Si  $N$  est un effort de compression  $\rightarrow y_2 > 0$ .
  - Si  $N$  est un effort de traction  $\rightarrow y_2 < 0$ .
  - $y_1 = y_2 + c$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$p = -3.c^2 - \frac{90.A'}{b} \cdot (c - d') + \frac{90.A}{b} \cdot (d - c) = -2589.96 \text{ cm}^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90.A'}{b} \cdot (c - d')^2 - \frac{90.A}{b} (d - c)^2 = -48141.99 \text{ cm}^2$$

$y_2$  est la solution de l'équation  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$  dont la résolution est comme suite :

Calculons :  $\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3$

$$\Delta = -48141.99^2 + \frac{4}{27} * -2589.96^3 = -0.3^{10}$$

\* Si  $\Delta < 0 \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3.q}{2.p} \sqrt{\frac{-3}{p}}$  ;  $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$

\*  $a = 2 \sqrt{\frac{2589.96}{3}} = 58.76$

✓ **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1}{2} + 15 \cdot [A' \cdot (y_1 - d') - A \cdot (d - y_1)]$$

$$K = \frac{N}{100 \cdot S} \quad (N \text{ négatif en cas de traction})$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 \quad ; \quad \sigma'_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - d') \quad ; \quad \sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1)$$

N en [N], M en [N.m] ; b, d, d' en [cm], A et A' en [cm<sup>2</sup>]  $\Rightarrow \sigma_b, \sigma_s$  et  $\sigma'_s$  en [Mpa]

$$S = \frac{100 \cdot 3.53}{2} + 15 [11.31 \cdot (3.53 - 2) - 11.31 \cdot (18 - 3.53)] = -1572.09$$

$$K = \frac{66.550}{100 \cdot (-1572.09)} = 0.42$$

$$\sigma_b = 0.42 * 3.53 = 1.48$$

$$\sigma'_s = 15 * 0.42 \cdot (3.53 - 2) = 9.64$$

$$\sigma_s = 15 * 0.42 \cdot (18 - 3.53) = 91.88$$

$\sigma_b = 1.48 < \bar{\sigma}_b$  Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

**8T16  $\rightarrow$  16.08cm<sup>2</sup>**

**T16  $\rightarrow$  esp=10cm**

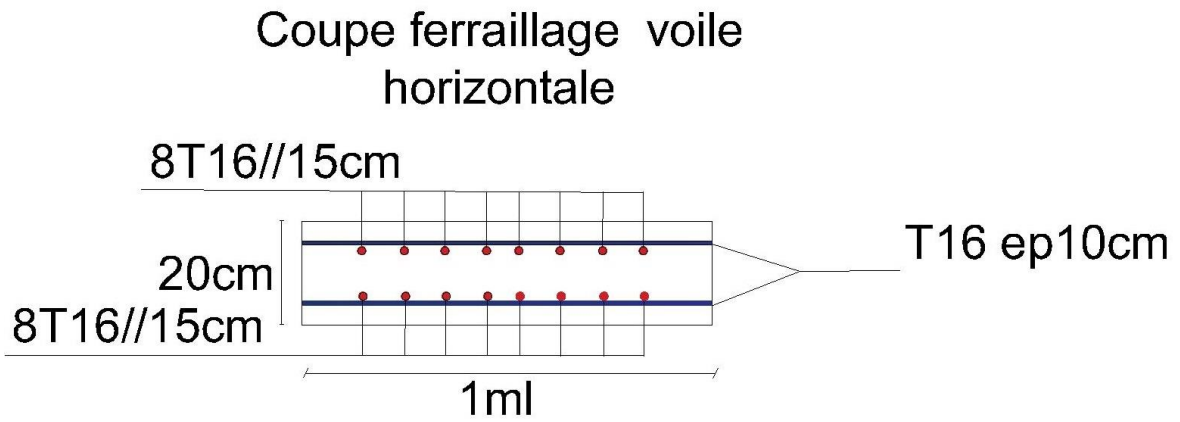


Figure 4.19: Coupe ferrailage voile horizontale

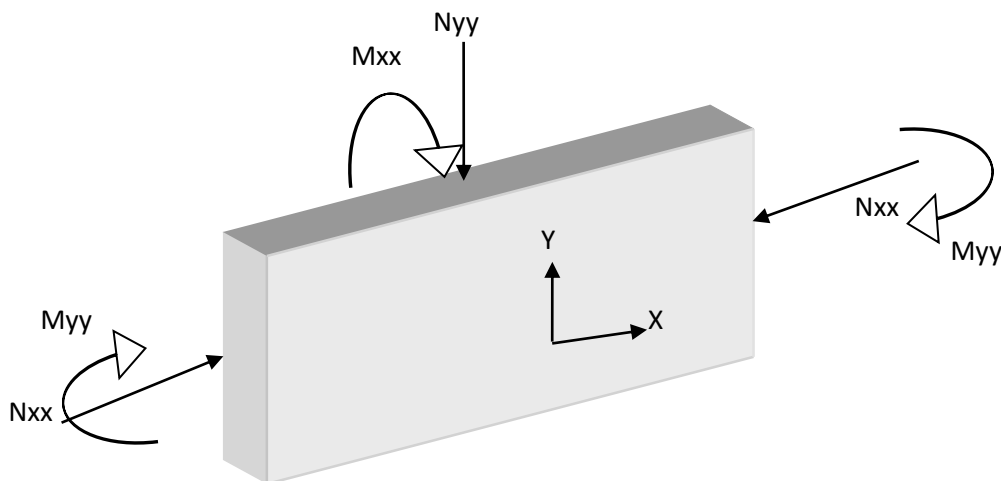


Figure 4.20 : Schéma poutre voile

cas	sollicitations	Panneau	Ferraillages calculés	Amin Bael	Amin RPA	Choix
ELU	Nxxmax=353.946 Myycor=6.51	1385	As1 = 3.92 As2 = 6.26 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	
	Myymax=12.96 Nxxcor=184.944	1392	As1 = 0.82 As2 = 5.48 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	
	Nxxmin=-412.932 Myycor=-1.938	1548	As1 = 0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	
ACC	Nxxmax= 893.514 Myycor=4.698	898 24(cas)	As1 = 10.43 As2 = 11.90 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	6T16
	Myymax= 16.746 NXXcor=197.25	1392 18(cas)	As1 = 0 As2 = 5.07 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	
	Nxxmin=-1139.568 Myycor=-4.296	980 21(cas)	As1 =0 As2 = 0 (cm2)	As min = 9,6 (cm2)	/	
ELS	Nxxmax=247.638 Myymax=9.084		As1 = 12.06 As2 =12.06 (cm2)	/	As min = 20,0 (cm2)	6T16

Tableau4.4 : Ferraillage Horizontale des poutres voile

#### 4.2.8. Ferraillage horizontale des poutres voile à l'ELU

➤ Flexion composée :

- ✓ Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue :

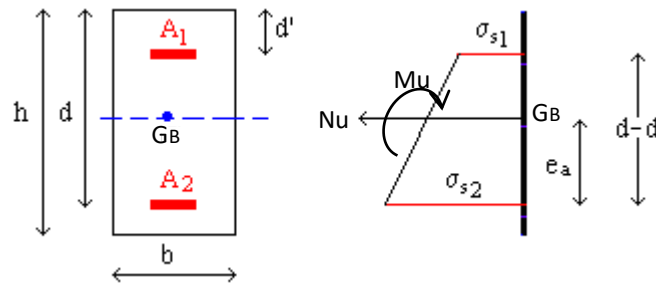


Figure 4.21 : Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction.

Pour une section rectangulaire on a :  $Y_G = \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$

L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité :  $e_0 = \frac{100M}{N} = \frac{100 \cdot 4.698}{893.514} = 0.52[\text{cm}]$

Détermination de la nature de sollicitation :

- Si  $e_0 \leq d - Y_G$
- On a :  $d - Y_G = 18 - 10 = 8\text{ cm}$  alors  $e_0 \leq d - Y_G$  donc:

- Section entièrement tendue donc le calcul est comme suivant :

Détermination des sections des armatures tendues :  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{10} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- ✓ Calcul des sections des armatures tendues :

$$A_2 = \frac{N(Y_G - d' + e_0)}{\sigma_{10}(d - d') \cdot 100} ; A_1 = \frac{N}{100 \sigma_{10}} - A_2 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_2 = \frac{893514(10 - 2 + 0.52)}{400(18 - 2) \cdot 100} = 11.90 \text{ cm}^2 ; A_1 = \frac{893514}{100 \cdot 400} - 11.90 = 10.43 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures

**6T16 → 12.058 cm<sup>2</sup>**

**T16 → esp=10cm**

### 4.2.9. Ferrailage horizontale des poutres voile à l'ELS

- Flexion composée :

- ✓ Section rectangulaire entièrement tendue ou partiellement tendue :

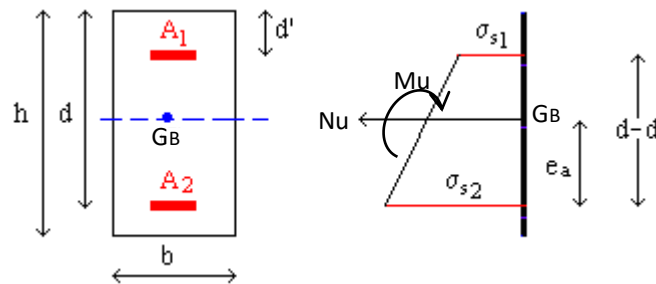


Figure 4.22 : Flexion composée, section rectangulaire et N effort de traction.

Pour une section rectangulaire on a :  $Y_G = \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité :  $e_0 = \frac{100M}{N} = \frac{100 \cdot 9.090}{247.640} =$

3.67[cm]

✓ Détermination de la nature de sollicitation :

- Si  $e_0 \leq d - Y_G$
- On a :  $d - Y_G = 18 - 10 = 8 \text{ cm}$  alors  $e_0 \leq d - Y_G$  donc:
- Section entièrement tendue donc le calcul est comme suivant :

Détermination des sections des armatures tendues :  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{10} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 1.48 < \bar{\sigma}_b$  Donc le ferrailage à l'ELU convient à l'ELS

6T16 → 12.058 cm<sup>2</sup>

T16 → ep=10cm

**Remarque :** le ferrailage vertical de la poutre voile sera le même que le ferrailage verticale du voile a fin de d'assuré la continuité, car les sollicitations verticales dans la poutre voile sont inférieur a celle du voile.

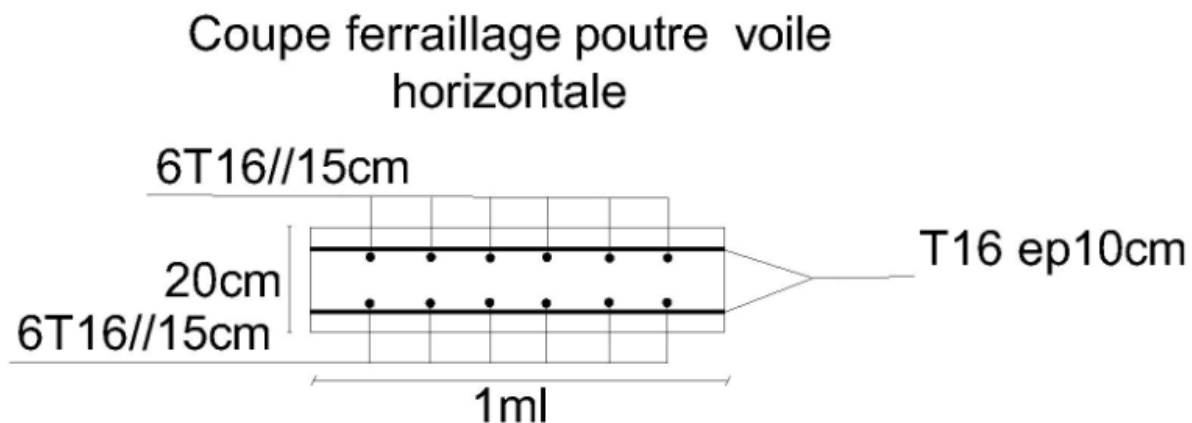


Figure 4.23 : Coupe ferrailage poutre voile horizontale

# **Chapitre 05:**

## **Etude dynamique et sismique**

### **5.1 Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### **5.2 Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **5.3 Critères de classification par le RPA99/V2003 :**

#### ***5.3.1 Classification des zones sismiques :***

Wilaya d'ORAN ( BIR EL DJIR) groupe de communes zone IIA(RPA99/V2003\_Article 3.1)

#### ***5.3.2 Classification de l'ouvrage :***

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation et commercial, il sera classé en groupe 2. (RPA99/V2003\_Article 3.2)

#### ***5.3.3 Classification du site :***

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol « Ferme » de catégorie S2.

### **5.4 Choix de la méthode de calcul :**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 modifié en 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :



- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### ***5.4.1 Méthode statique équivalente :***

Cette méthode faisant appel aux règlements et codes par les quelles les forces sismiques équivalentes dont le principe est de remplacer la force dynamique réelle que se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives, les efforts sont considérés équivalentes aux effets de l'action sismique.

#### **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

### ***5.4.2 Méthode dynamique modale spectrale :***

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### **5.5 Méthode statique équivalente :**

Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente : La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions selon la formule :

$$V = A \times D \times Q \times W \quad (4.1)$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

$g$  : Accélération de la pesanteur ;  $g=9,81\text{m/s}^2$

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

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure ; Sa valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

## Chapitre 3 : Etude des éléments non structuraux

---

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

### •Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : Déterminer en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

### Périodes caractéristiques T1, T2 :

Pour un site type S3 : T1= 0.15 s ; T2 = 0.5 s [RPA99/V2003-Tableau 4.7]

### •Coefficient de correction d'amortissement $\eta$ :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

D'où :  $\eta = 0.88 \geq 0.7$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi=7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense) [RPA99/V2003-Tableau 4.2]  $\eta = 0.88$

### •Estimation de la période fondamentale de la structure :

On donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

Avec :

$h_N$  :: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N := 34.68\text{m}$

## Chapitre 3 : Etude des éléments non structuraux

---

CT : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

CT = 0,05 (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé) D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$d_x = 26.10 \text{ m}$$

$$d_y = 13.50 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 34.68^{3/4} = \mathbf{0.71 \text{ s}}$$
 Dans les deux directions.

$$T_2 = 0.09 \times h_N / \sqrt{D}$$

⇒ **Sens X-X**

$$h_N = 34.68 \text{ m}$$

$$d_x = 26.10 \text{ m}$$

$$\mathbf{T_x} = 0.09 \times 34.68 / \sqrt{26.10} \Rightarrow \mathbf{T_x = 0,61 \text{ s}}$$

Donc on a: T2 (S3) = 0,50s

$$0 < T_x \text{ et } T_y < T_2 \quad \text{Donc } D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \eta = \mathbf{0.88}$$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.61}\right)^{2/3} = \mathbf{1.93 \text{ s}} \quad \mathbf{DX=1.93 \text{ s}}$$

⇒ **Sens Y-Y**

$$h_N = 34.68 \text{ m}$$

$$d_y = 13.50 \text{ m}$$

$$\mathbf{T_y} = 0.09 \times 34.68 / \sqrt{13.50} \Rightarrow \mathbf{T_y = 0.84 \text{ s}}$$

Donc On a: T2 (S3) = 0,5s

$$T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T_x = 0.84 \text{ s} < 3 \text{ s} \Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad \text{Avec } \eta = 0.88$$

$$D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.84}\right)^{2/3} = \mathbf{1.56 \text{ s}} \quad \mathbf{DY= 1.56 \text{ s}}$$

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

Dans les deux directions.

$$T_x = \min(0.71 ; 0.61) = \mathbf{0.61 \text{ s}}$$

$$T_y = \min(0.71 ; 0.84) = \mathbf{0.71 \text{ s}}$$

## Chapitre 3 : Etude des éléments non structuraux

### 5.5.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

#### 5.5.1.1 Coefficient d'accélération de zone A :

Zone IIA, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN (de BIR EL DJIR). RPA 99 version 2003, alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$A = 0.15$$

#### 5.5.1.2 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P. A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P. A99/2003

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

#### 5.5.1.3 Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$  [Formule 4.4]  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Q : Facteur de qualité, défini par :  $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

Critère « q »	$P_q$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
$\Sigma$	0.30

Tableau 5.1 : pénalités du facteur de qualité

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 p_{qx} = 1 + 0.30 = 1.30$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 p_{qy} = 1 + 0.30 = 1.30$$

$$Q_x = Q_y = 1.30$$

### 5.6 Poids total de la structure :

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau ( $i$ ).

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

$W_{Gi}$ : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.  $W$

$W_{Qi}$ : Poids dû aux charges d'exploitation.  $Q_i W$

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = 34015.7867\text{KN}$$

### 5.7 Modélisation de la structure :

#### 5.7.1. Disposition des voiles :

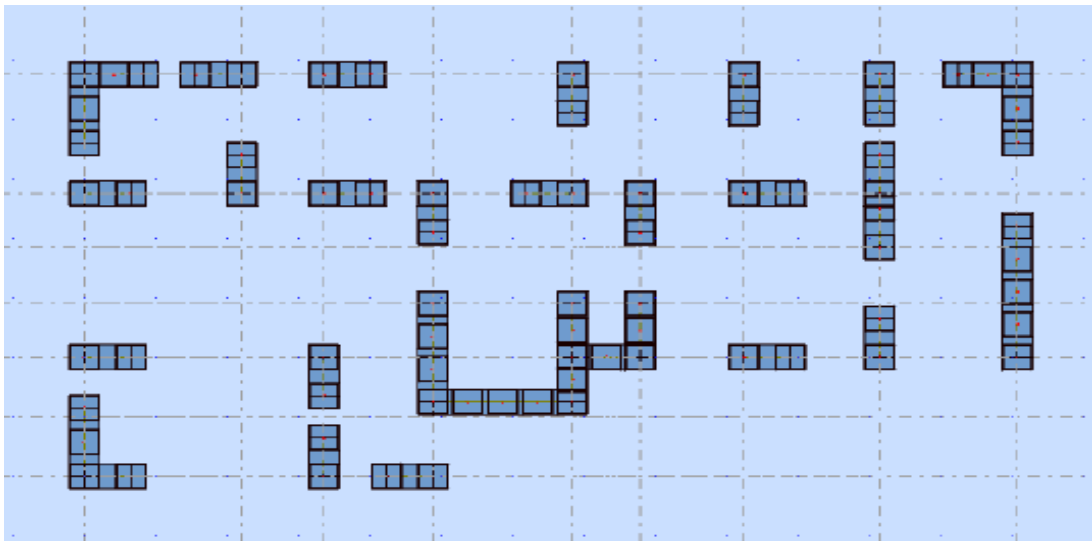


Figure 5.1 : disposition des voiles

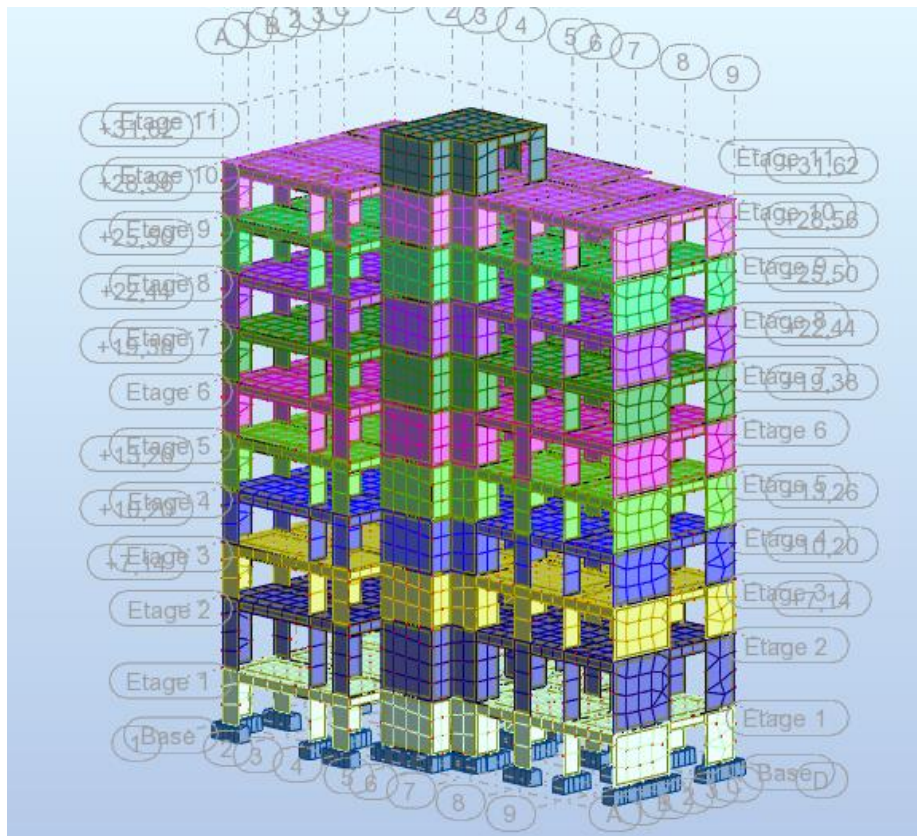


Figure 5.2 : vue de la structure modalisée

### 5.8. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

#### Donnée sismique de la structure :

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_{sol} = 3.5$  bars.
- ❖ Le site selon le rapport géotechnique est de classe (S2)

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

## Chapitre 3 : Etude des éléments non structuraux

---

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.93 \times 1.30}{3.5} \times 34015.7867 = \mathbf{3657.67 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.56 \times 1.30}{3.5} \times 34015.7867 = \mathbf{2956.46 \text{ KN}}$$

### 5.9 Résultats de calcul :

Mode	Période(s)	Ux	Uy	masse modal UX(%)	masse modal UY(%)
1	0,57	1,76	57,14	1,76	57,14
2	0,53	68,20	62,68	66,44	5,54
3	0,38	76,41	73,29	8,20	10,61
4	0,16	86,53	74,69	10,12	1,40
5	0,15	88,75	85,98	2,22	11,28
6	0,11	89,41	88,20	0,66	2,23
7	0,08	92,83	88,21	3,42	0,01
8	0,07	92,83	91,86	0,00	3,65
9	0,06	93,96	91,91	1,12	0,05
10	0,06	94,00	91,93	0,04	0,03
11	0,57	1,76	57,14	1,76	57,14
12	0,53	68,20	62,68	66,44	5,54
13	0,38	76,41	73,29	8,20	10,61
14	0,16	86,53	74,69	10,12	1,40
15	0,15	88,75	85,98	2,22	11,28
17	0,11	89,41	88,20	0,66	2,23
18	0,08	92,83	88,21	3,42	0,01
19	0,07	92,83	91,86	0,00	3,65
20	0,06	93,96	91,91	1,12	0,05

Tableau 5.2 : taux de participation modale.

Vérifications de la période : [RPA990/V2003-Article 4.2.4]

Le RPA99/version 2003 préconise qu'il faut que la valeur de T dyn calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur Te estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

T dyn= 0,57s

Te=0,71s

On a : Sens X-X :  $1,3 \times Te = 1,3 \times 0,61 = 0,79 \text{ s} > T \text{ dyn} = 0,53 \text{ s}$  (condition vérifiée).

Sens-Y-Y :  $1,3 \times Te = 1,3 \times 0,71 = 0,92 \text{ s} > T \text{ dyn} = 0,57 \text{ s}$  (condition vérifiée).

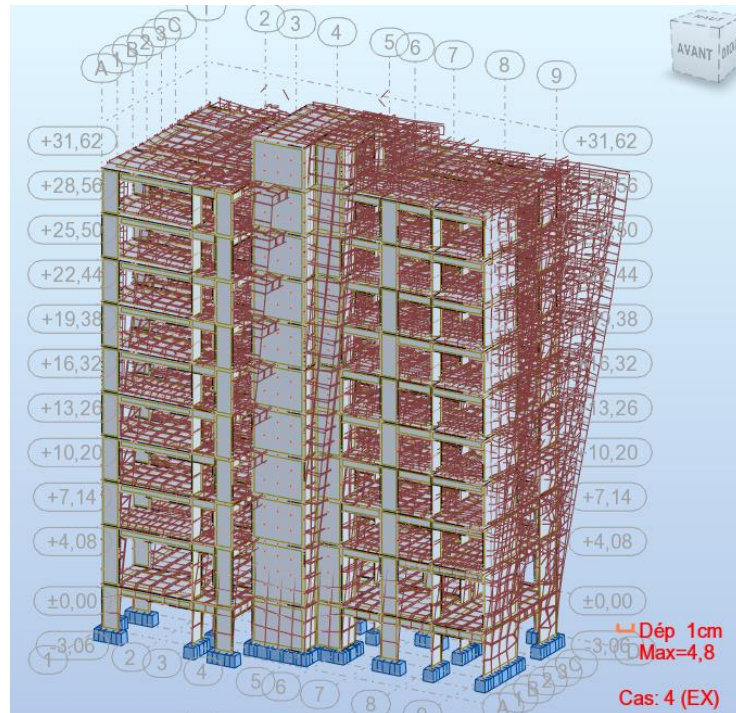


Figure 5.3 : Séisme sens (x-x)

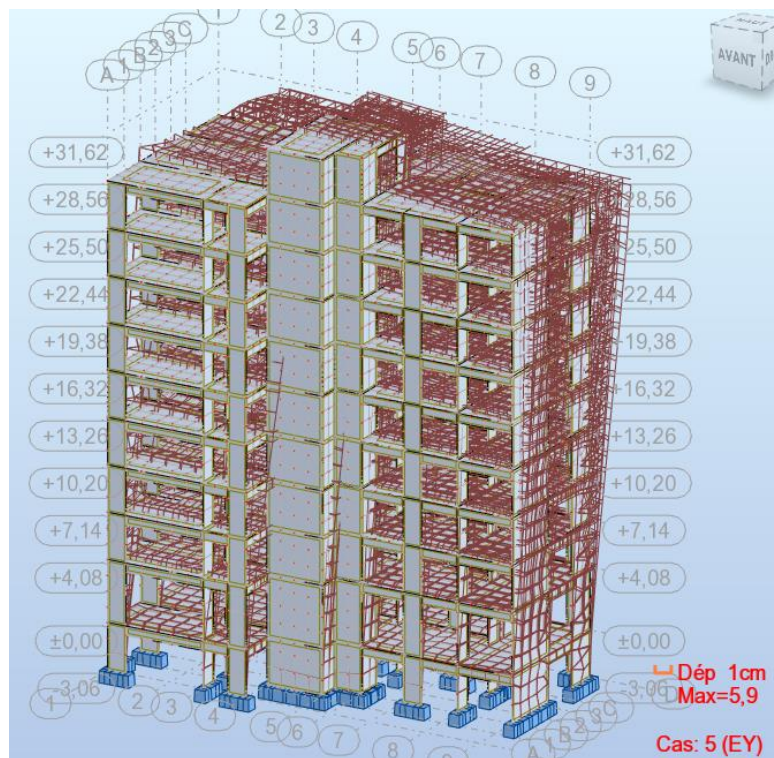


Figure 5.4 : Séisme sens (y- y)

### 5.9.1.1 Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003 :

Direction xx : 19eme t mode : Masse cumulée = 92.83 % >90%

**Condition vérifié.**



Direction yy : 20eme t mode : Masse cumulée = 91.91 %>90%

**Condition vérifié.**

### 5.9.1.2. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

### 5.9.1.3. Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t = 12.233 (m) - 12.209(m) = 0.024(m) \leq 0.05Lx \rightarrow CV \\ E_{xt} = Y_m - Y_t = 7.720(m) - 7.738(m) = -0.018(m) \leq 0.05Ly \rightarrow CV \end{cases}$$

$X_m$  ;  $Y_m$ : Les coordonnées du centre de masse.

$X_t$  ;  $Y_t$ : Les coordonnées du centre de torsion.

## 5.10. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la

formule suivante :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente  $V_{Statique}$  correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique ( $T_{emp}$ ).

Résultat donné par le logiciel « Robot Structural Analysis » est :

Sens	$V_{st}$	$0.8V_{st}$	$V_{dyn}$	$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$
<b>X</b>	3657.67	2926.136	2937.62	<b>C.V</b>
<b>Y</b>	2956.46	2365.168	2515.32	<b>C.V</b>

Tableau 5.3: les forces sismiques des deux directions.

## 5.11. Vérification des déplacements inter-étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit :  $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

$\sigma_K$  : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

$\sigma_{eK}$  : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 3,5)

## Chapitre 3 : Etude des éléments non structuraux

étage	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Dkx	Dky	He/100	Dkx<He/100	Dky<He/100
sous-sol	0,2	0,1	0,7	0,35	3,06	C V	C V
RDC	0,5	0,4	1,75	1,4	4,08	C V	C V
1er	0,4	0,4	1,4	1,4	3,06	C V	C V
2eme	0,4	0,4	1,4	1,4	3,06	C V	C V
3eme	0,4	0,4	1,4	1,4	3,06	C V	C V
4eme	0,4	0,4	1,4	1,4	3,06	C V	C V
5eme	0,4	0,4	1,4	1,4	3,06	C V	C V
6eme	0,4	0,4	1,4	1,4	3,06	C V	C V
7eme	0,3	0,4	1,05	1,4	3,06	C V	C V
8eme	0,3	0,3	1,05	1,05	3,06	C V	C V
9eme	0	0,1	0	0,35	3,06	C V	C V

Tableau 5.4 : vérification des déplacements inter étage selon x et y.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$   $0,1 \leq 1\% h_e = 3.06\text{cm}$ , donc **la condition est vérifiée**

### 5.1.2. Vérification de l'effet $P - \Delta$ :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet  $P - \Delta$  peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si  $0.10 < \theta_K < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{1-\theta_K}$ .
- Si  $\theta_K > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : 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'.

$$\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_{KX}}{V_{KX} \times h_K}$$

$$\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_{KY}}{V_{KY} \times h_K}$$

$\Delta_{KX}$  est le déplacement entre étage dans la direction x (due à l'effort EX) ;

$\Delta_{KY}$  est le déplacement entre étage dans la direction y (due à l'effort EY) ;

$V_{KX}$  est l'effort horizontale au niveau K (due à l'effort EX) ;

$V_{KY}$  est l'effort horizontale au niveau K (due à l'effort EY).

### Chapitre 3 : Etude des éléments non structuraux

étage	Q	G	pk	hk	Vkx	Vky	Dkx	Dky	$\theta_x$	$\theta_y$	t<0,1	t<0,1
S/sol	-6017,44	-5730,80	-11748,24	306,00	2937,62	2515,32	0,70	0,35	0,01	0,01	C V	C V
RDC	-5583,87	-5355,03	-10938,90	408,00	2904,46	2489,96	1,75	1,40	0,02	0,02	C V	C V
1er	-5145,49	-4979,27	-10124,76	306,00	2788,70	2397,10	1,40	1,40	0,02	0,02	C V	C V
2eme	-4711,92	-4603,50	-9315,42	306,00	2639,66	2273,69	1,40	1,40	0,02	0,02	C V	C V
3eme	-4278,34	-4227,74	-8506,08	306,00	2454,69	2121,64	1,40	1,40	0,02	0,02	C V	C V
4eme	-3844,77	-3851,97	-7696,74	306,00	2231,91	1939,13	1,40	1,40	0,02	0,02	C V	C V
5eme	-3411,19	-3476,21	-6887,40	306,00	1971,22	1722,99	1,40	1,40	0,02	0,02	C V	C V
6eme	-2977,62	-3100,44	-6078,06	306,00	1670,08	1471,63	1,40	1,40	0,02	0,02	C V	C V
7eme	-2544,04	-2724,68	-5268,72	306,00	1320,56	1177,83	1,05	1,40	0,01	0,02	C V	C V
8eme	-1999,84	-2244,61	-4244,45	306,00	893,67	809,42	1,05	1,05	0,02	0,02	C V	C V
9eme	-251,70	-564,45	-816,15	306,00	194,16	178,90	0,00	0,35	0,00	0,01	C V	C V

Tableau 5.5 : Un tableau récapitulatif

**Conclusion :** après les différents crit7res et vérification selon le règlement RPA 99modifier2003 on peut conclure que la structure est stable vis-à-vis les effets dynamiques causée par la charge sismique,

# **Chapitre 06 :**

# **Etude de fondation**

### 6.1. Introduction:

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

#### 6.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continuent sous mur.
- ❖ Les semelles continuent sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

#### 6.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux.
- ❖ Les puits.

### 6.2. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de **307.120 m<sup>2</sup>**, ainsi que le poids de la structure **W = 5730,80 KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.
- ❖ Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :  $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$ .

Avec :

**S<sub>S</sub>** : Est la surface de la semelle.

**S<sub>B</sub>** : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :  $N_{\text{ser}} = G + Q$

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal dû aux charges verticales.

On a : **N = 44748.24KN**

$$S_S = \frac{44748.24}{250} = \mathbf{178.98 \text{ m}^2}$$

**Vérification :**

$$\frac{S_S}{S_B} \leq \frac{178.98}{307.120} = 0.58 > 0.50$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.

- ❖ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ❖ La facilité de son exécution.

### 6.3. Etude de radier :

#### 6.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

##### ✓ 6.3.1.1. Condition de rigidité :

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

$L_e$  : Est la longueur élastique.

$L_{\max}$  : La plus grande distance entre deux voiles = 5.53 m.

$b$  : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

$E$  : Module de déformation  $3.2 \times 10^6$  MPa

$I$  : Inertie d'une bande de 1 m du radier  $I = \frac{bh_r^3}{12}$ .

$h_r$  : Hauteur du radier.

$K$  : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen.  $K = 40$  MN/m<sup>3</sup>.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$



$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 5.53^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \mathbf{1 \text{ m}}$$

✓ **6.3.1.2. Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{5.53}{8} \leq h_r \leq \frac{5.53}{5}$$

$$0.8 \leq h_r \leq 1.28$$

$$h_r = \mathbf{1 \text{ m}}$$

✓ **6.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :**

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 5.53 \text{ m} \\ L_y = 6.40 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ Mpa}} \\ 4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ Mpa}}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.53}{6.40} = 0.86 \quad \text{Si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille sur les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \text{ et } T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : Charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{16762,74}{307,120} = 54,58 \text{ KN/m}^2 \quad (N \text{ est } F_z \text{ pour ELU})$$

$$T_x = 54,58 \times \frac{5,53 \times 6,40}{(2 \times 5,53 + 6,40)} = 110,64 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 54,58 \times \frac{5,53}{3} = 100,609 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = \mathbf{110,64 \text{ KN/ml}}$$

$$hr \geq \frac{T_{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{110,64}{0,9 \times 1 \times 3 \times 10^3} = \mathbf{0,041 \text{ m}}$$

### ✓ 6.3.1.4. Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$h = \max(h_r/2 : 30\text{cm}) \Rightarrow (100/2 = 50\text{cm})$$

**h = 50cm**

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_1 = 2610 + 50 = 2660 \\ b_1 = 1177 + 50 = 1227 \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2 \cdot (2660 + 1227) = 7774$$

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure  $N_u = 752.43 \text{ KN}$

$$N_u \leq 0.045 \times 7774 \times 0.5 \times \frac{25}{1.5}$$

$752.43 \leq 2915.25$  Alors condition vérifiée.

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à  $h_r = 1.2 \text{ m}$ . Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

### 6.3.2. Dimensionnement de la nervure:

➤ **La hauteur de la nervure:**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{553}{10} = 55.3$$

**On prend:  $h_n = 60 \text{ cm}$**

➤ **Épaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{553}{20} = 27.65$$

**On prend :  $e = 60 \text{ cm}$**

➤ **Pré dimensionnement des poutres :**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 \cdot h \leq b_0 \leq 0,4 \cdot h$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{10} \right)$$

• **Application numérique :**

➤ **Sens x-x :**

$$0,3 \cdot h \leq b_0 \leq 0,4 \cdot h \qquad 0,3 \cdot 120 \leq b_0 \leq 0,4 \cdot 120$$

$$36 \text{ cm} \leq b_0 \leq 48 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{On prend : } b_0 = 40 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{10} \right) \qquad b_1 \leq \min \left( \frac{553-40}{2}; \frac{553}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \min (256.5; 55.3)$$

$b_1 \leq 55.3 \Rightarrow$  **On prend :  $b_1 = 50 \text{ cm}$**

Pour le sens y-y les poutres secondaires on prend les mêmes dimensions que les poutres principales :

<i>Type des poutres</i>	h(cm)	hn(cm)	h0(cm)	b0(cm)	b1(cm)	b(cm)
<b>Poutre principale</b>	160	100	60	40	50	140
<b>Poutre secondaire</b>	160	100	60	40	50	140

Tableau.6.1 : Les dimensions des poutres radiers

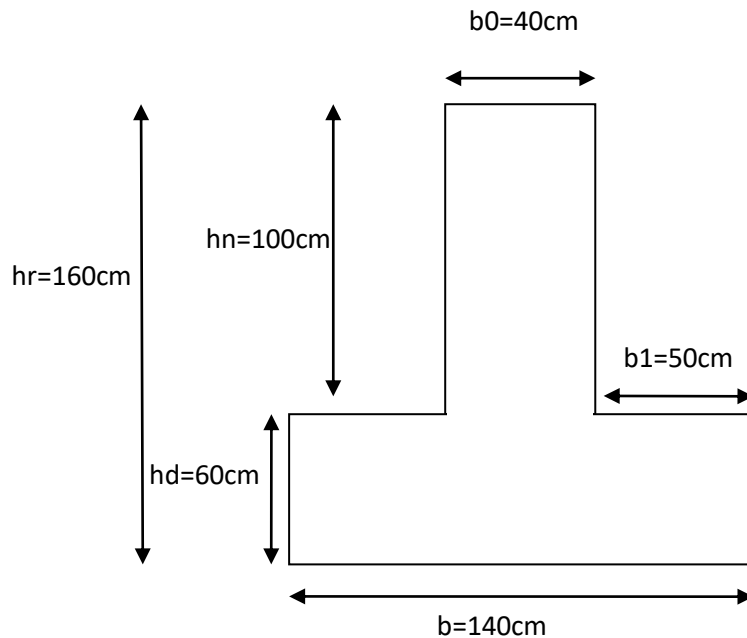


Figure 6.1 : Dessin de la section de calcul du radier

### 6.4. Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

Le débord est  $h = 50 \text{ cm}$  et la surface du radier :  $S = a_1 \times a_2 = 3263.820 \text{ cm}^2$

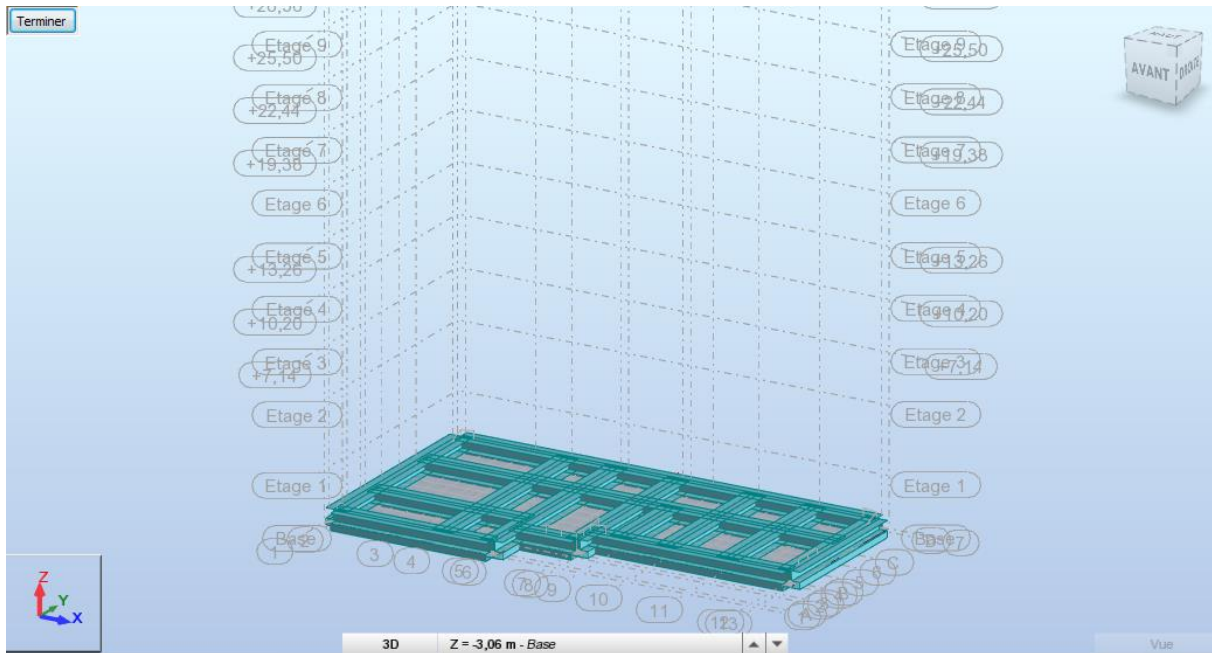


Figure.6.2 : modélisation du radier et les poutres radiers en 3D

### 6.5. Combinaison d'action :

#### 6.5.1. Vérification des contraintes sous radier :

##### ✓ 6.5.1.1. A L'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc :  $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar}$  par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

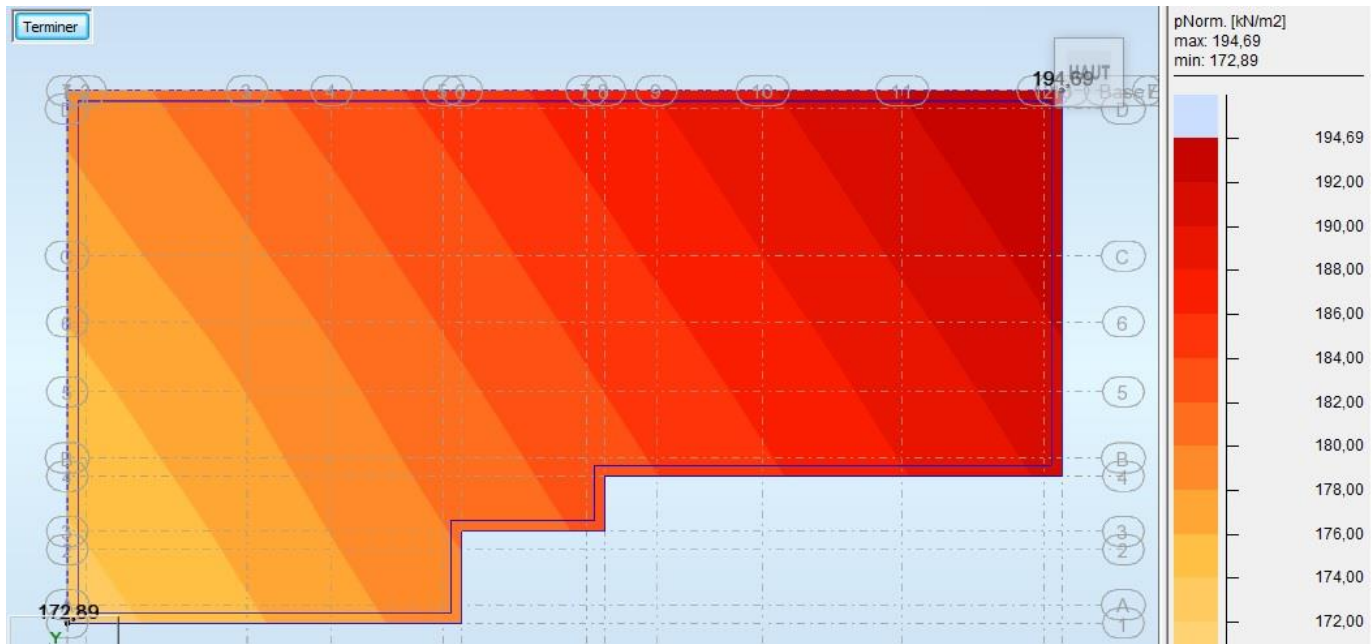


Figure.6.3 : Cartographie contrainte de sol à l'ELU

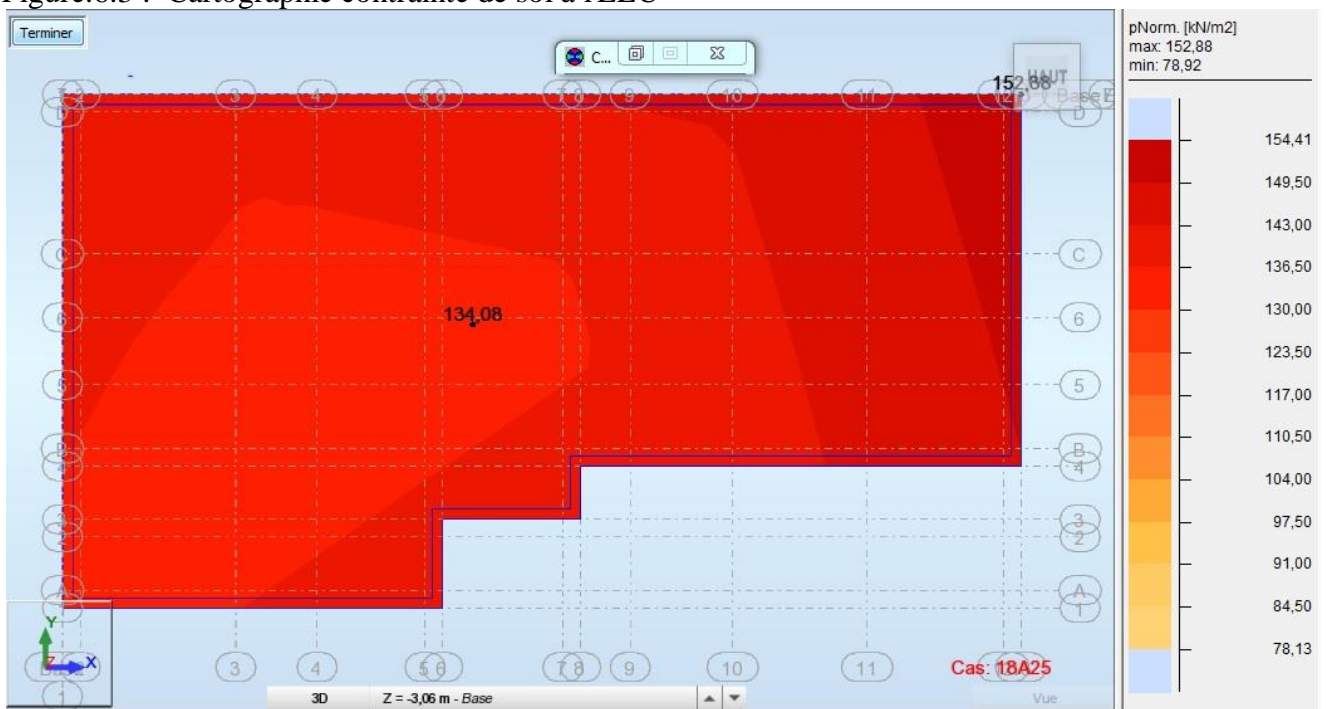


Figure.6.4 : Cartographie contrainte de sol en ACC.

Vérification dans la contrainte du sol aux états limites ultime et accidentelle :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.9469 + 1.7289}{4} = 1.90 \text{ bar} \leq 1.5 \times \sigma_{sol} \rightarrow CV$$

### ✓ 6.5.1.2. A L'ELS :

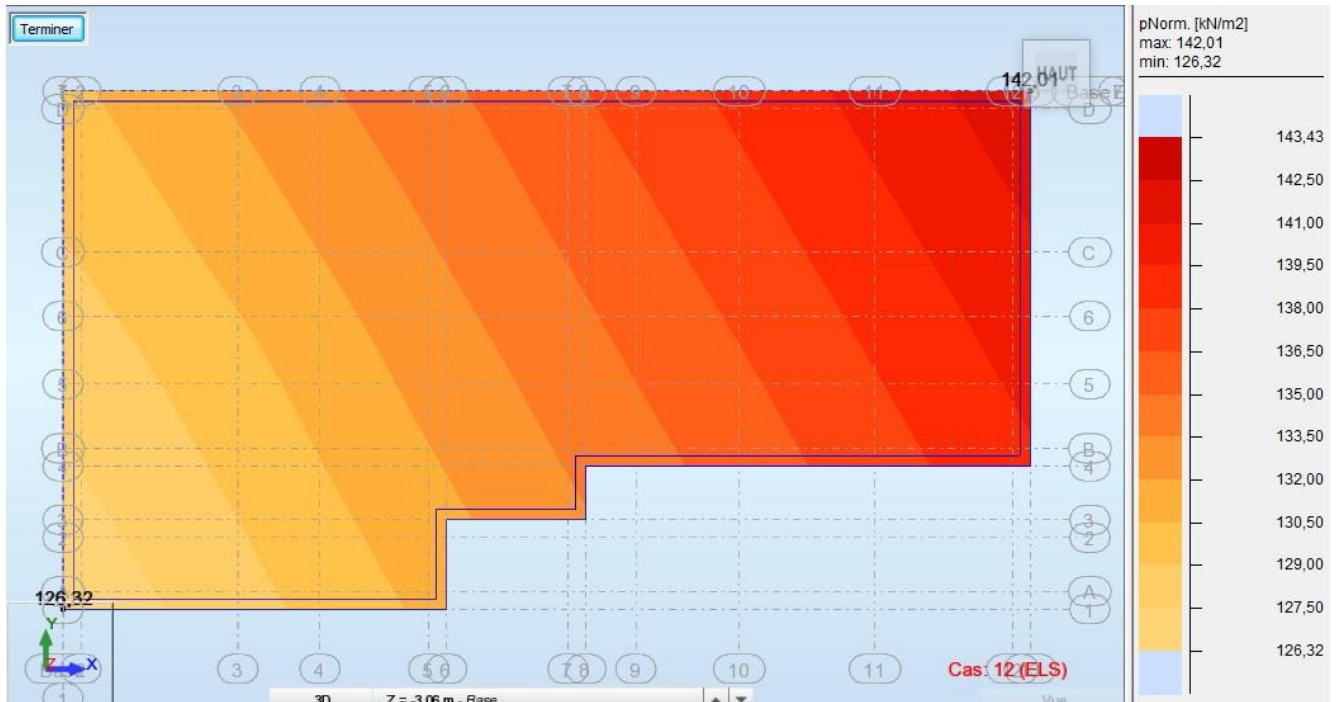


Figure.6.5 : Cartographie contrainte de sol à l'ELS.

Vérification dans la contrainte du sol aux états limites services :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1.4343 + 1.2632}{4} = 1.38 \text{ bar} \leq \sigma_{sol} \rightarrow CV$$

### 6.6. Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment avec radier.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

$\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

alors :  $P = 38618,81 \text{ KN} > 1.5 \times 307.120 \times 10 \times 4.06$

**38618,81 > 18703.608 KN**      **donc : Condition vérifiée**

### 6.7. Ferrailage du radier

Fissuration est considérée comme très préjudiciable donc  $a = 6 \text{ cm}$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\phi \leq \frac{hd}{10} = \frac{60}{10} = 6 \text{ cm on prendra } \rightarrow \phi = 20\text{mm}$$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} = 60 + 10 = 60 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$d_x = h_d - c_x = 54 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 52 \text{ cm}$$

➤ **Sens x-x:**

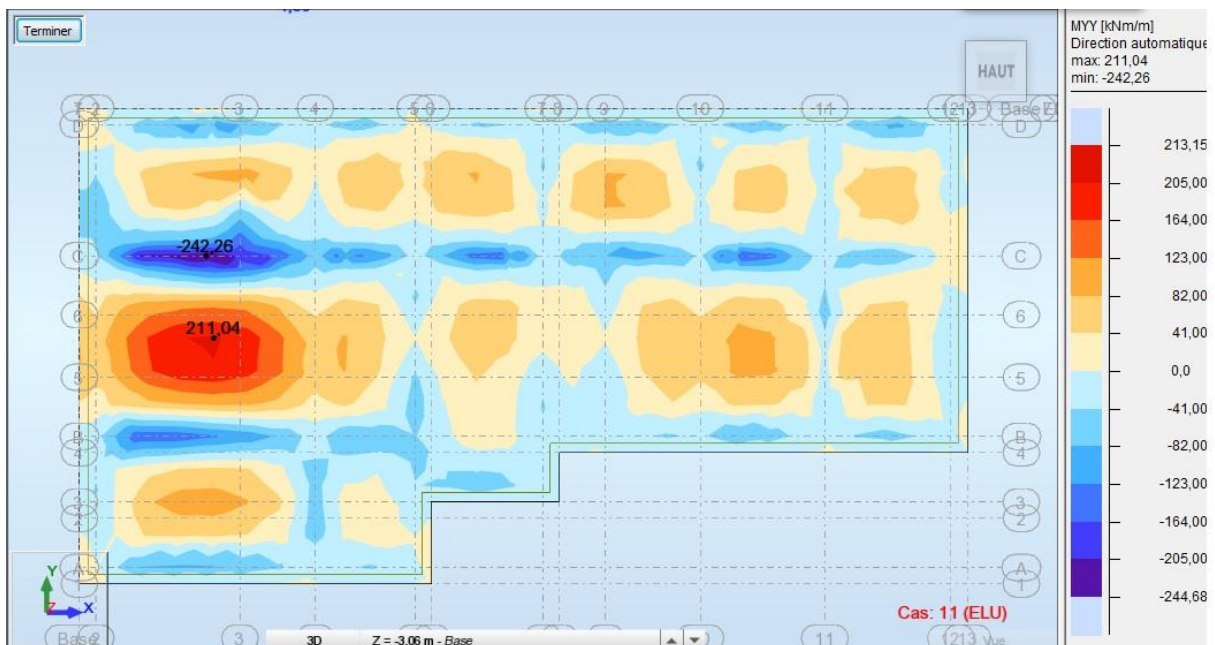


Figure.6.6 : Moment dans la dalle du radier à l'ELU



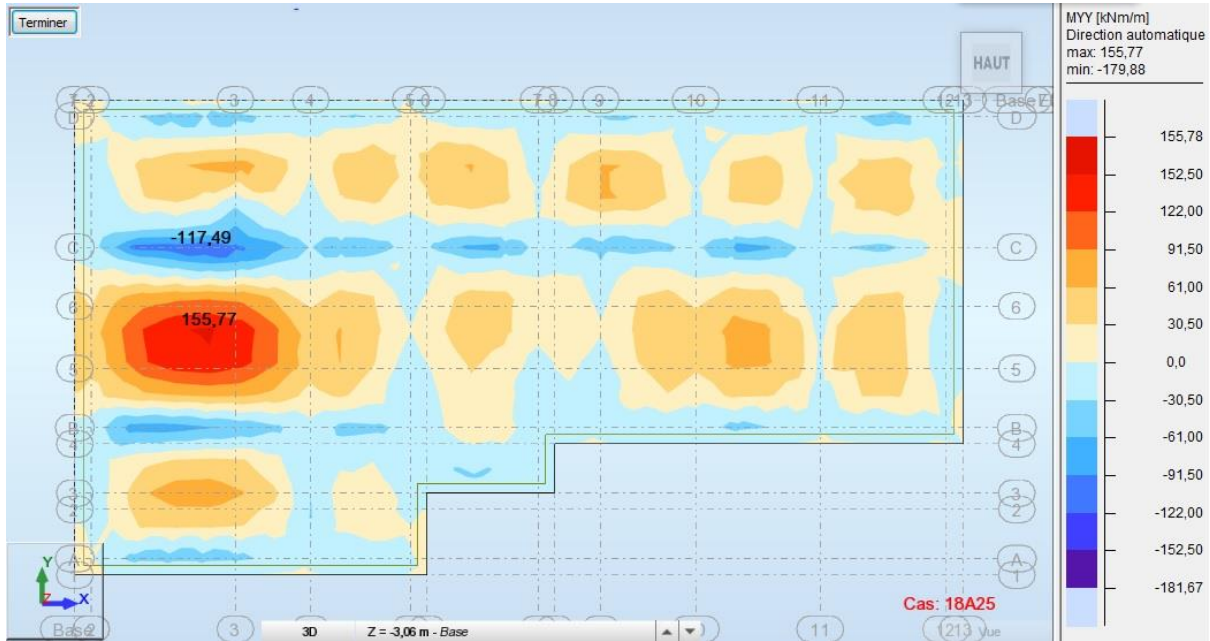


Figure.6.7 : Moment dans la dalle du radier en ACC

✓ **REMARQUE :**

Le Calcul en Accidentelle n'est pas nécessaire car :  $M_{ELU} > M_{ACC}$

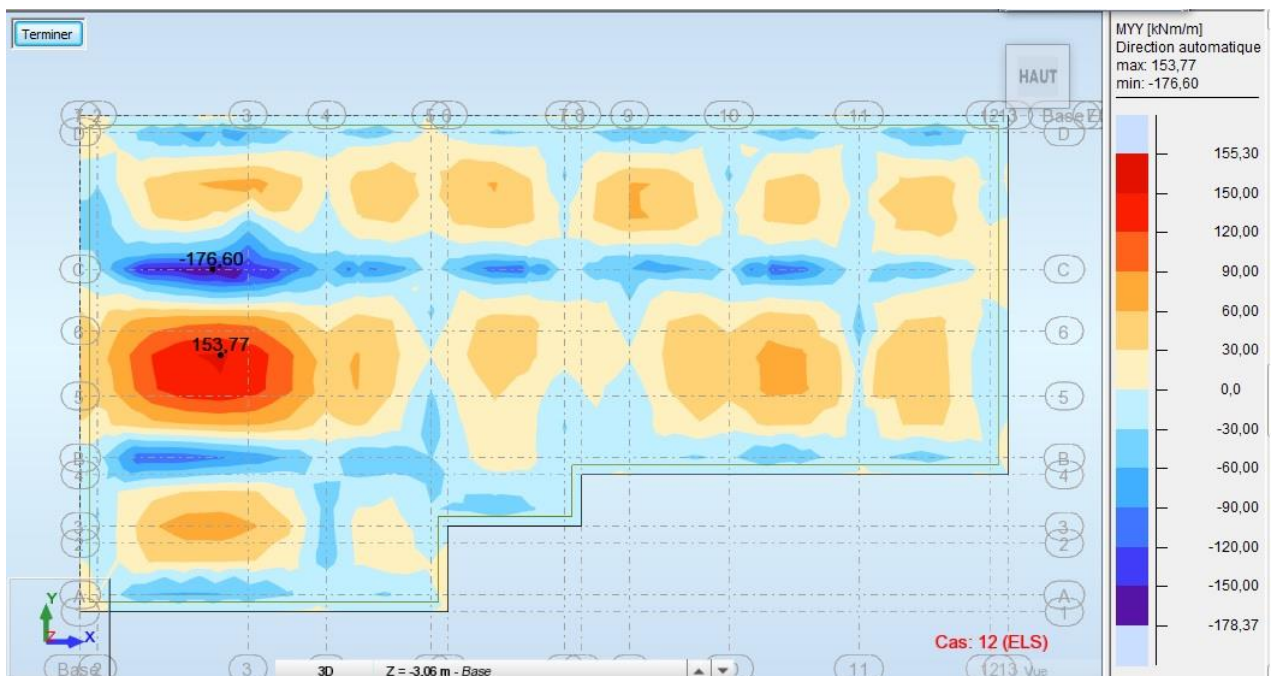


Figure.6.8 : Moment dans la dalle du radier à l'ELS

### 6.7.1. Calcul à l'ELU en travée :

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{211.04 \times 10^3}{100 \times 14.17 \times 54^2} = 0.051 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}) = 0.066$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.066 = 0.974$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{211.04 \times 10^3}{0.974 \times 348 \times 54} = 11.54 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures

$$7T16 \longrightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

#### 6.7.1.1. Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité:**  $A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A > 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2 < A_t = 14.07 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée.**

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(80 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**6.7.2. Calcul à l'ELS en travée :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$D = \frac{15.A}{b} ; \quad E = 2.D.d ; \quad y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} ;$$

$$\Rightarrow D = \frac{15.14.07}{100} = 2.11 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow E = 2 \times 2.11 \times 54 = 227.93 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow y_1 = -2.11 + \sqrt{2.11^2 + 227.93} = 13.13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A.(d - y_1)^2 \quad (\text{Moment d'inertie de la section rectangulaire})$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 13.13^3}{3} + 15 \times 14.07 \times (54 - 13.13)^2 = 427981.20 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M}{I} ; \quad \sigma_b = k.y_1 ; \quad \sigma_s = 15.k.(d - y_1)$$

$$\Rightarrow k = \frac{153.770}{427981.20} = 0.36$$

M en [N.m] ; b et d en [cm] ; A en [cm<sup>2</sup>]  $\Rightarrow \sigma_b$  et  $\sigma_s$  en [Mpa].

**6.7.2.1. Détermination des armatures :**

On connaît b, d, M et  $\bar{\sigma}_s$ , on veut calculer A et  $\sigma_b$ .

Calcul de  $\beta_1$  et  $k_1$  : On peut avoir ces valeurs des tableaux normalisée de  $\beta_1 ; k_1 ; \alpha_1 ; \rho_1 ; \mu_1$  en

fonction de  $\mu_1$  tel que :  $\mu_1 = \frac{M}{b.d^2.\bar{\sigma}_s}$  ou bien analytiquement par la méthode suivante :

$$\Rightarrow -\frac{1}{3}\alpha_1^3 + \alpha_1^2 + (30\mu_1)\alpha_1 - 30\mu_1 = 0 \quad \text{En résolvant cette équation on obtiens :}$$

Donc on obtient :  $\alpha_1 = 0.269$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} ; \quad k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 1 - \frac{0.269}{3} = 0.910$$

$$\Rightarrow k_1 = \frac{15 \times (1 - 0.269)}{0.269} = 40.82$$

➤ La nouvelle section d'aciers est déterminée comme suivant :

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\Rightarrow A = \frac{153.770}{220.24 \times 0.910 \times 54} = 17.77$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{176}{40.82} = 4.31 \text{ Mpa}$$

Il faut vérifier cette condition :  $\sigma_b \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_b = 4.31 \leq 15 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifiée.

✓ **Choix des armatures**

$$7\text{T16} \longrightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{T16} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

### 6.7.2.2. Ferrailages minimales : 7.7.3.3. Page 74 RPA99/V2003

a) Armatures longitudinales :

$$(A_l, A'_l) \geq 0.00015 \cdot b \cdot h \quad (0.15\%)$$

b) Armatures transversales :

$$- \text{ Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} : A_t \geq 0.0015 \cdot b \cdot s \quad (0.15\%)$$

$$- \text{ Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} : A_t > 0.0025 \cdot b \cdot s \quad (0.25\%)$$

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

### 6.7.3. Calcul à l'ELU en appuis

Calcul de ferrailage :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{242.260 \times 10^3}{100 \times 14.17 \times 54^2} = 0.059 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}) = \mathbf{0.076}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.076 = \mathbf{0.970}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{242.26 \times 10^3}{0.970 \times 348 \times 54} = \mathbf{13.30 \text{ cm}^2}$$

✓ Choix des armatures

**7T16**  $\longrightarrow$  **A = 14.07 cm<sup>2</sup>**

**T16**  $\longrightarrow$  **e = 15 cm**

### 6.7.3.1. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.100.40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \mathbf{3.2 \text{ cm}^2} < A_a = 14.07 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

### 6.7.4. Calcul à l' ELS en appuis :

➤ *Position de l'axe neutre :*

$$\text{➤ } D = \frac{15.A}{b} ; \quad E = 2.D.d ; \quad y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} ;$$

$$D = \frac{15.14.07}{100} = 2.11 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times 2.11 \times 54 = 227.93 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -2.11 + \sqrt{2.11^2 + 227.93} = 13.13 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A.(d - y_1)^2 \quad (\text{Moment d'inertie de la section rectangulaire})$$

$$I = \frac{100 \times 13.13^3}{3} + 15 \times 14.07 \times (54 - 13.13)^2 = 427981.20 \text{ cm}^4$$

$$\text{➤ } k = \frac{M}{I} ; \sigma_b = k \cdot y_1 ; \sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1)$$

$$k = \frac{176.600}{427981.20} = 0.41$$

$$\text{➤ } M \text{ en [N.m]} ; b \text{ et } d \text{ en [cm]} ; A \text{ en [cm}^2] \Rightarrow \sigma_b \text{ et } \sigma_s \text{ en [Mpa].}$$

### 6.7.4.1. Détermination des armatures :

On connaît  $b$ ,  $d$ ,  $M$  et  $\bar{\sigma}_s$ , on veut calculer  $A$  et  $\sigma_b$ .

➤ Calcul de  $\beta_1$  et  $k_1$ : On peut avoir ces valeurs des tableaux normalisée de

$$\beta_1 ; k_1 ; \alpha_1 ; \rho_1 ; \mu_1 \text{ en fonction de } \mu_1 \text{ tel que : } \mu_1 = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} \text{ ou bien analytiquement par la}$$

méthode suivante :

$$\text{➤ } \Rightarrow -\frac{1}{3}\alpha_1^3 + \alpha_1^2 + (30\mu_1)\alpha_1 - 30\mu_1 = 0 \quad \text{En résolvant cette équation on obtiens :}$$

$$\text{Donc on obtient : } \alpha_1 = 0.286$$

$$\text{➤ } \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} ; k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.286}{3} = 0.905$$

$$k_1 = \frac{15 \times (1 - 0.286)}{0.286} = 37.54$$

➤ **La nouvelle section d'aciers est déterminée comme suivant :**

$$\text{➤ } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1}$$

$$A = \frac{176.600}{176 \times 0.905 \times 54} = 20.54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{176}{37.54} = 4.69 \text{ Mpa}$$

➤ Il faut révéfier cette condition :  $\sigma_b \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_b = 4.69 \leq 15 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifie.

➤ **Choix des armatures**

7T20 →  $A = 21.98\text{cm}^2$

T20 →  $e = 15\text{ cm}$

**Remarque : tous les ferailage apères veerification en services sont supérieurs à :**

$$A_{min\ RPA} = 0,5\% SB = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 100 \times 40 = 20\text{ cm}^2$$

On a dans le sens X :  $6T16 + 6T20 \geq A_{min\ RPA} \rightarrow CV$

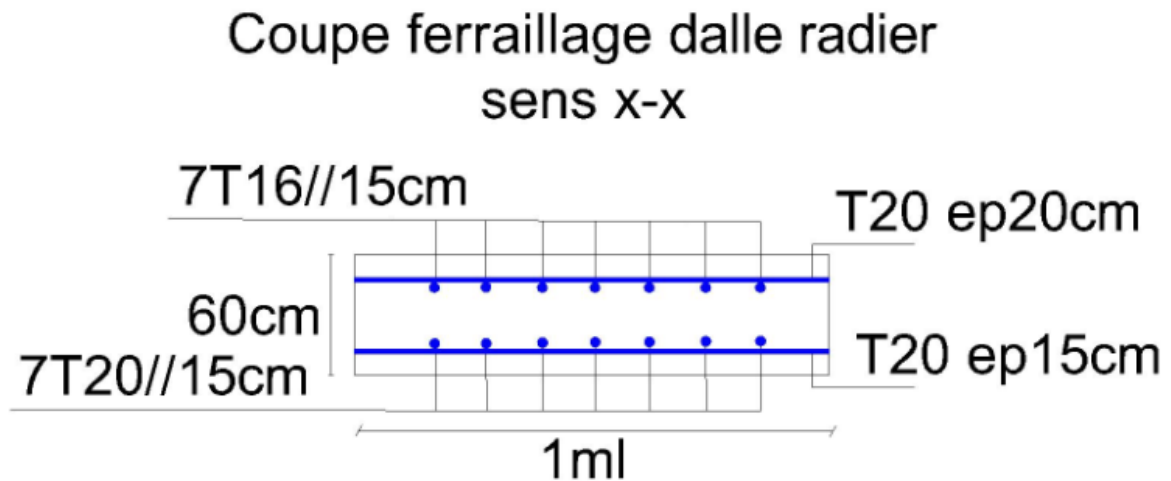


Figure 6.9. : Coupe ferrailage dalle radier sens x-x

➤ Calcul selon le sens y-y:

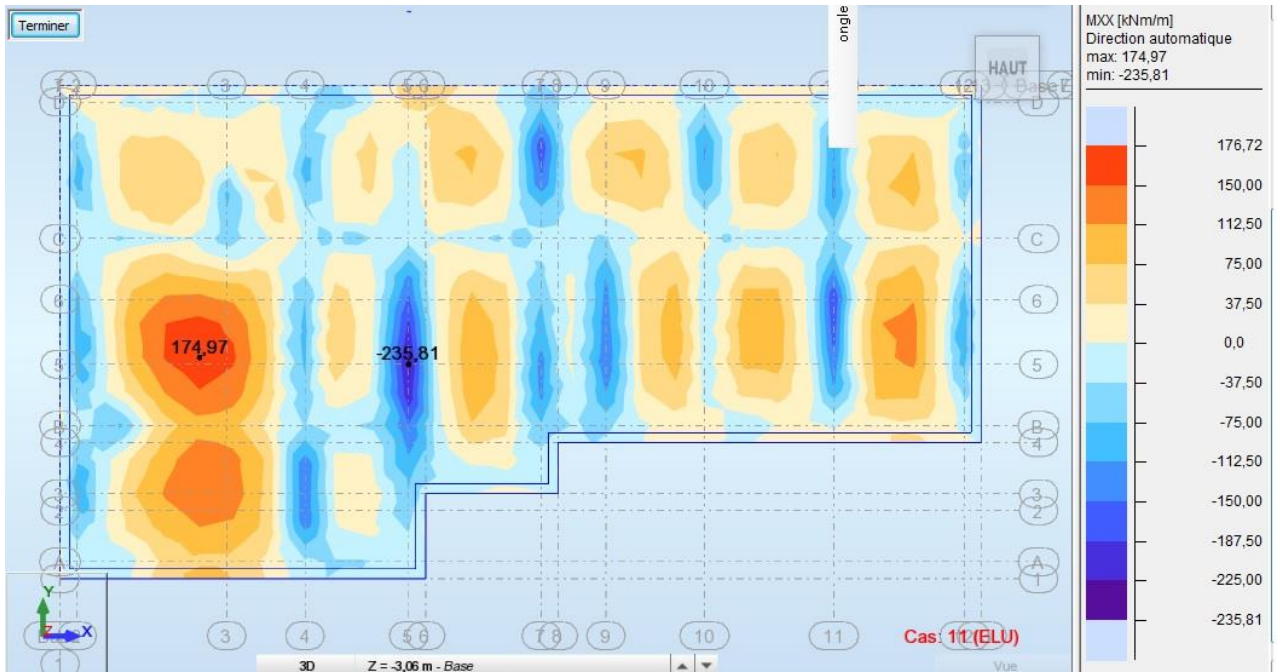


Figure.6.10 : Moment dans la dalle du radier ELU

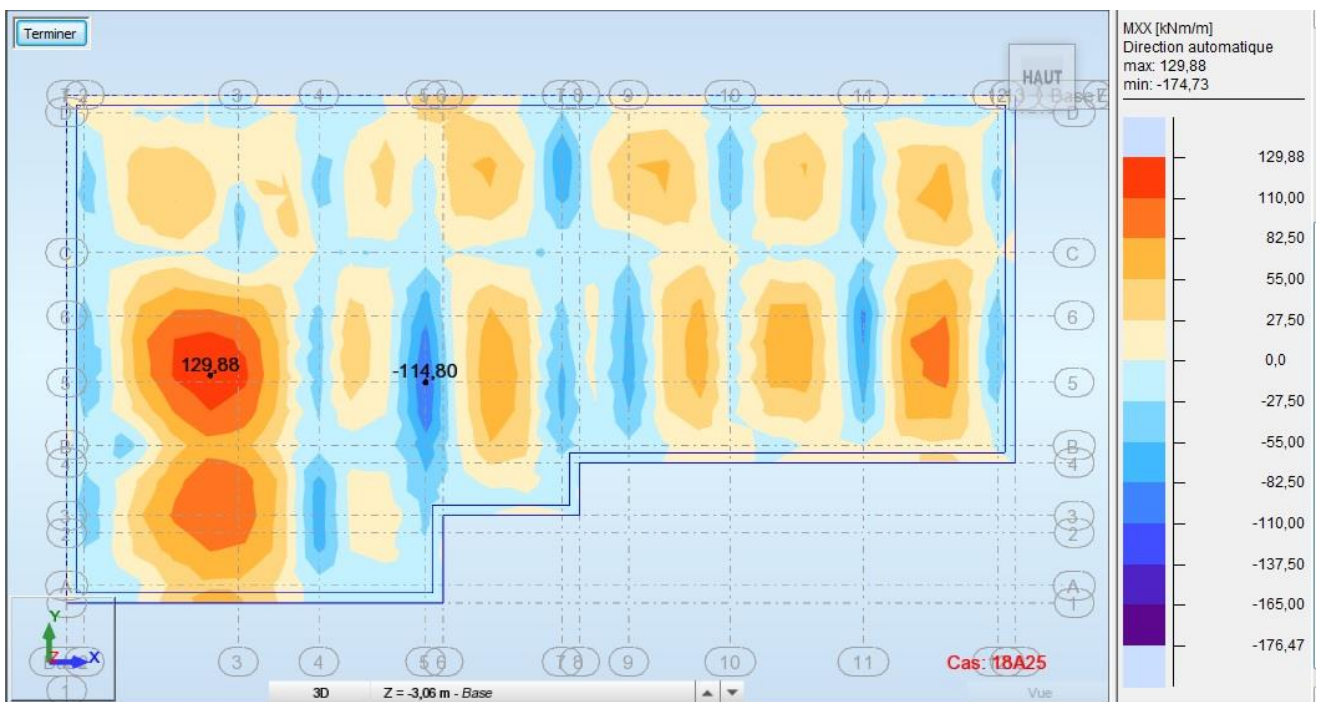


Figure.6.11 : Moment dans la dalle du radier ACC

✓ REMARQUE :

Le Calcul en Accidentelle n'est pas nécessaire car :  $M_{ELU} > M_{ACC}$



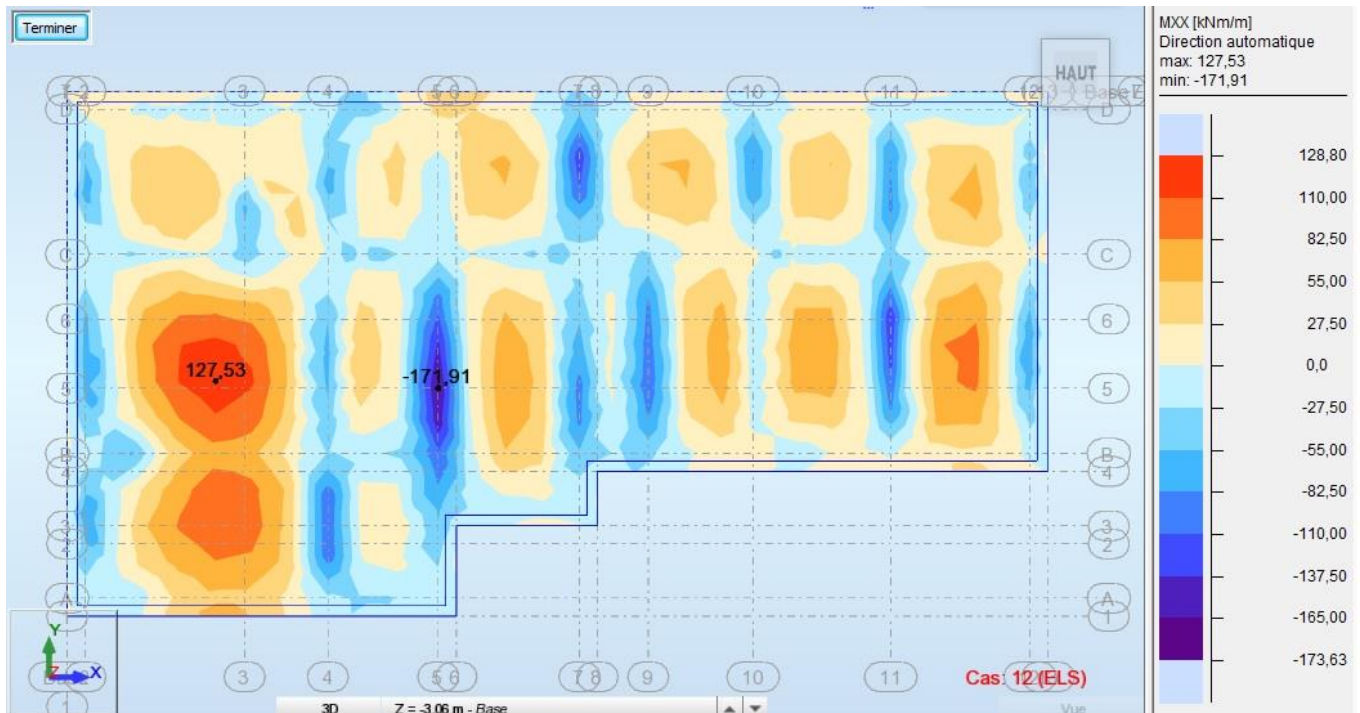


Figure.6.12 : Moment dans la dalle du radier ELS

### 6.7.5. Calcul à l' ELU en travée :

#### 6.7.5.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{175.970 \times 10^3}{100 \times 14.17 \times 52^2} = \mathbf{0.046} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) = \mathbf{0.059}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.059 = \mathbf{0.976}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{175.97 \times 10^3}{0.976 \times 348 \times 52} = \mathbf{9.96 \text{ cm}^2}$$

✓ Choix des armatures

**7T14** → **A = 10.77 cm<sup>2</sup>**

**T14** → **e = 15 cm**

### 6.7.5.2. Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2 < A_t = 10,77 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée.**

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(80 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

### 6.7.6. ELS travée :

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\text{➤ } D = \frac{15 \cdot A}{b} ; \quad E = 2 \cdot D \cdot d ; \quad y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} ;$$

$$D = \frac{15 \cdot 10,77}{100} = 1,62 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times 1,62 \times 52 = 168,01 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -1,62 + \sqrt{1,62^2 + 168,01} = 11,45 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 \quad \text{(Moment d'inertie de la section rectangulaire)}$$

$$I = \frac{100 \times 11,45^3}{3} + 15 \times 10,77 \times (52 - 11,45)^2 = 315674,50 \text{ cm}^4$$

$$\text{➤ } k = \frac{M}{I} ; \quad \sigma_b = k \cdot y_1 ; \quad \sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1)$$

$$k = \frac{127.530}{315674.50} = 0.40$$

➤ M en [N.m] ; b et d en [cm] ; A en [cm<sup>2</sup>]  $\Rightarrow \sigma_b$  et  $\sigma_s$  en [Mpa].

➤ **Détermination des armatures :**

On connaît b, d, M et  $\bar{\sigma}_s$ , on veut calculer A et  $\sigma_b$ .

➤ Calcul de  $\beta_1$  et  $k_1$ : On peut avoir ces valeurs des tableaux normalisée de

$\beta_1 ; k_1 ; \alpha_1 ; \rho_1 ; \mu_1$  en fonction de  $\mu_1$  tel que :  $\mu_1 = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s}$  ou bien analytiquement par la

méthode suivante :

➤  $\Rightarrow -\frac{1}{3}\alpha_1^3 + \alpha_1^2 + (30\mu_1)\alpha_1 - 30\mu_1 = 0$  En résolvant cette équation on obtiens :

Donc on obtient :  $\alpha_1 = 0.256$

➤  $\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$  ;  $k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.256}{3} = 0.915$$

$$k_1 = \frac{15 \times (1 - 0.256)}{0.256} = 43.65$$

➤ **La nouvelle section d'aciers est déterminée comme suivant :**

➤  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d}$  ;  $\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1}$

$$A = \frac{127.530}{176 \times 0.915 \times 52} = 15.23$$

$$\sigma_b = \frac{176}{43.65} = 4.03 \text{ Mpa}$$

➤ Il faut révérifier cette condition :  $\sigma_b \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_b = 4.03 \leq 15 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Choix des armatures :**

$$7T20 \longrightarrow A = 21.98 \text{ cm}^2$$

$$T20 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

### 6.7.7. Calcul à l'ELU en appuis

6.7.7.1. Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{237.810 \times 10^3}{100 \times 14.17 \times 52^2} = \mathbf{0.062} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = \mathbf{0.080}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.080 = \mathbf{0.968}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{237.810 \times 10^3}{0.968 \times 348 \times 52} = \mathbf{13.58 \text{ cm}^2}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$7T16 \longrightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.100.40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \mathbf{3.2 \text{ cm}^2} < A_a = 14.07 \text{ cm}^2 \text{Condition vérifiée.}$$

**6.7.8. Calcul à l'ELS en appuis :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$\text{➤ } D = \frac{15.A}{b} ; \quad E = 2.D.d ; \quad y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} ;$$

$$D = \frac{15.14.07}{100} = 2.11 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times 2.11 \times 52 = 219.49 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -2.11 + \sqrt{2.11^2 + 219.49} = 12.85 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A.(d - y_1)^2 \quad (\text{Moment d'inertie de la section rectangulaire})$$

$$I = \frac{100 \times 12.85^3}{3} + 15 \times 14.07 \times (52 - 12.85)^2 = 394208.50 \text{ cm}^4$$

$$\text{➤ } k = \frac{M}{I} ; \quad \sigma_b = k.y_1 ; \quad \sigma_s = 15.k.(d - y_1)$$

$$k = \frac{171.910}{394208.50} = 0.44$$

➤ M en [N.m] ; b et d en [cm] ; A en [cm<sup>2</sup>] ⇒ σ<sub>b</sub> et σ<sub>s</sub> en [Mpa].

➤ **Détermination des armatures :**

On connaît b, d, M et  $\bar{\sigma}_s$ , on veut calculer A et σ<sub>b</sub>.

➤ Calcul de β<sub>1</sub> et k<sub>1</sub>: On peut avoir ces valeurs des tableaux normalisée de

β<sub>1</sub>; k<sub>1</sub>; α<sub>1</sub>; ρ<sub>1</sub>; μ<sub>1</sub> en fonction de μ<sub>1</sub> tel que :  $\mu_1 = \frac{M}{b.d^2.\bar{\sigma}_s}$  ou bien analytiquement par la

méthode suivante :

$$\text{➤ } \Rightarrow -\frac{1}{3}\alpha_1^3 + \alpha_1^2 + (30\mu_1)\alpha_1 - 30\mu_1 = 0 \quad \text{En résolvant cette équation on obtient :}$$

Donc on obtient : α<sub>1</sub> = 0.292

$$\text{➤ } \beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} ; \quad k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.292}{3} = 0.903$$

$$k_1 = \frac{15 \times (1 - 0.292)}{0.292} = 36.44$$

➤ La nouvelle section d'aciers est déterminée comme suivant :

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} ; \quad \sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1}$$

$$A = \frac{171.910}{176 \times 0.903 \times 52} = 20.81 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{176}{36.44} = 4.83 \text{ Mpa}$$

➤ Il faut révérier cette condition :  $\sigma_b \leq 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_b = 4.83 \leq 15 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ Choix des armatures

7T20 → A = 21.98 cm<sup>2</sup>

T20 → e = 15 cm

On a dans le sens Y : 7T20 + 7T20 ≥ Amin RPA → CV

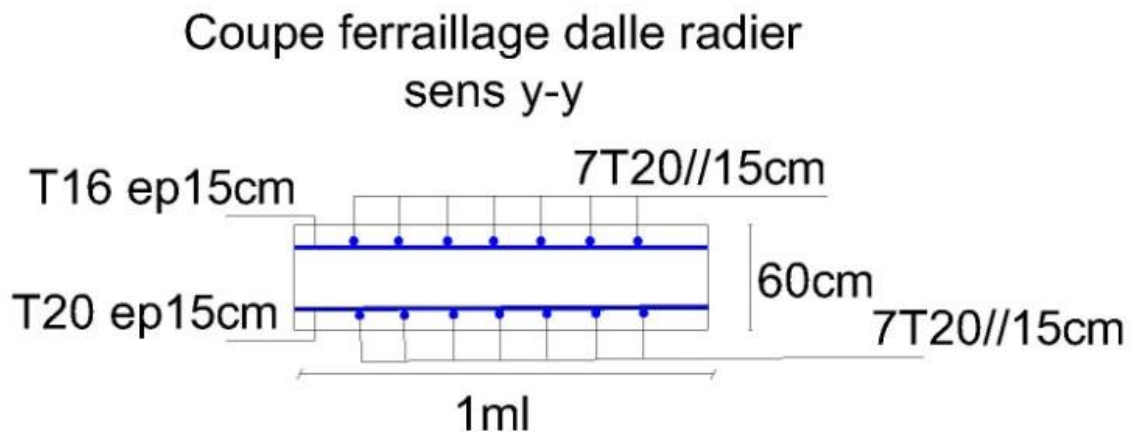


Figure 6.13 : Coupe ferrailage dalle radier sens y-y

6.8. Ferrailage des poutres radiers :

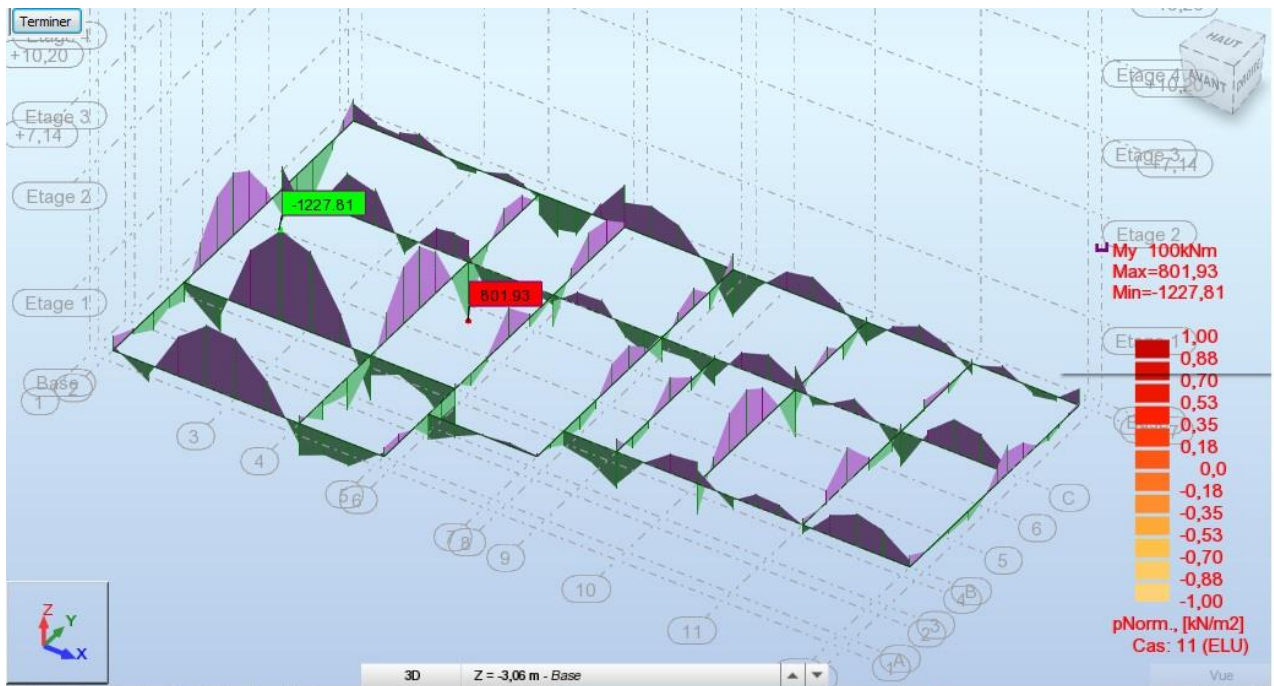


Figure.6.14 : Diagramme moment dans la poutre du radier à l'ELU

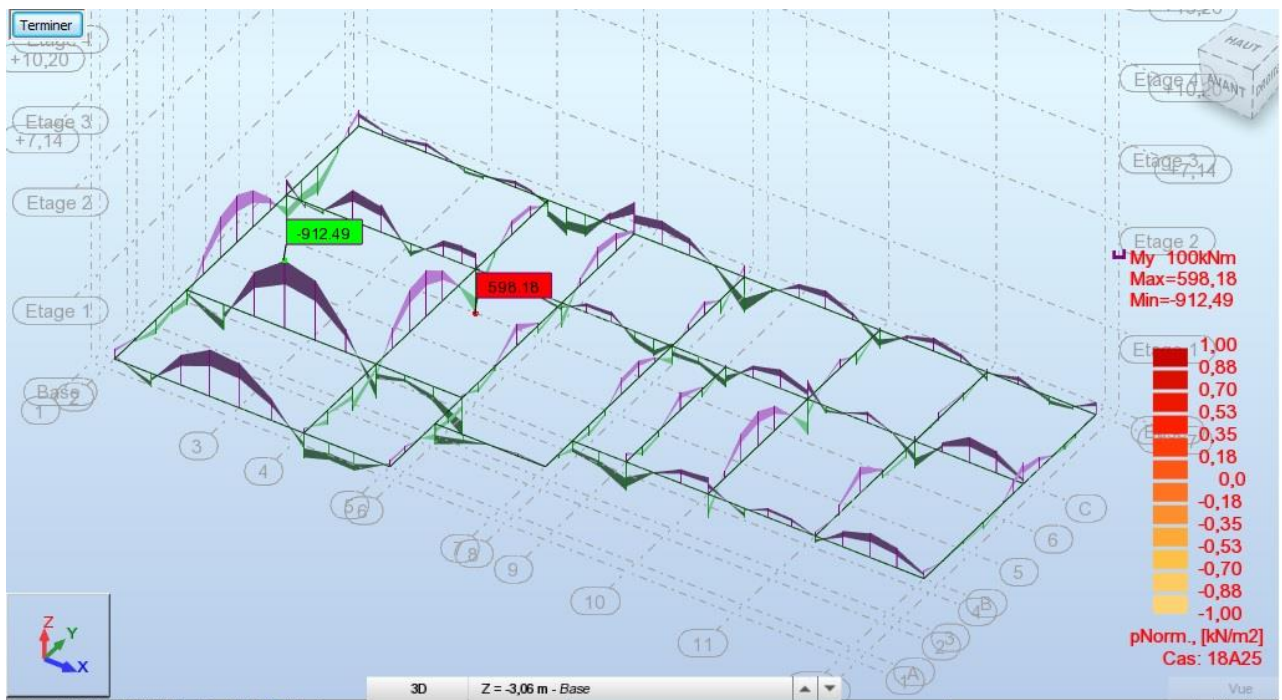


Figure.6.15 : Diagramme moment dans la poutre du radier en ACC

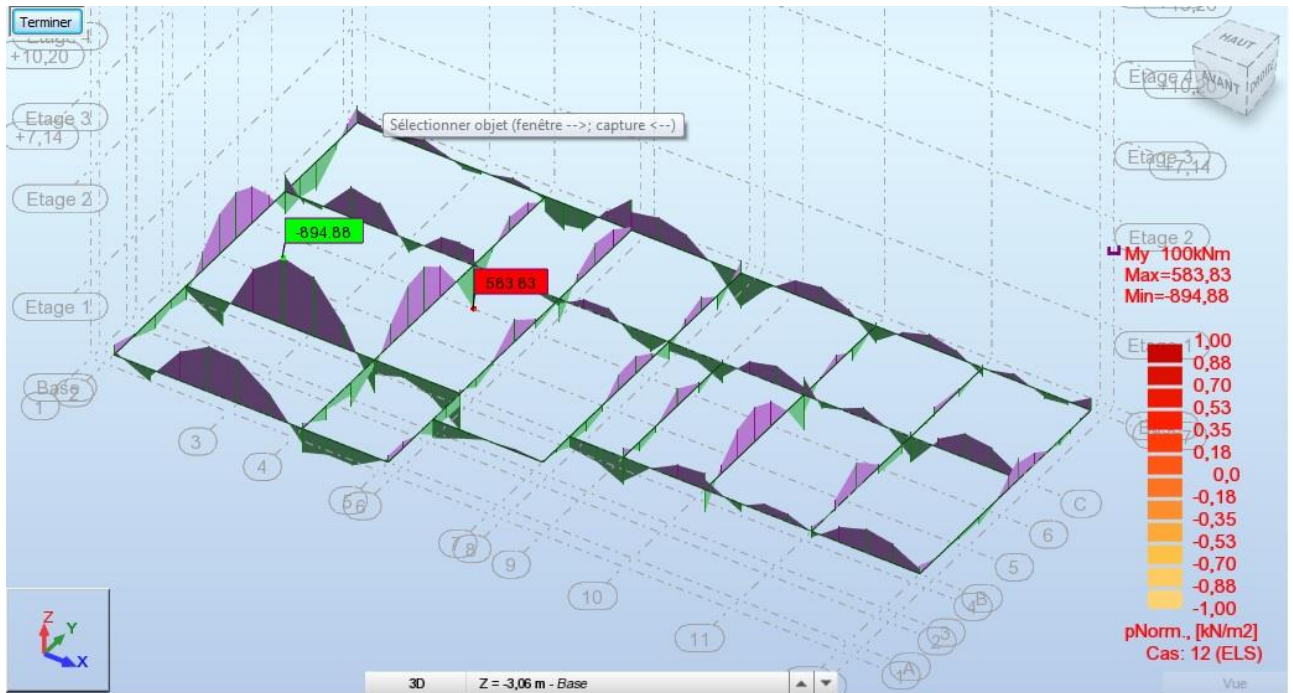


Figure.6.16 : Diagramme moment dans la poutre du radier à l'ELS

## 6.8.1. Calcul à l'ELU appuis:

### ➤ Section en T sans armatures comprimées :

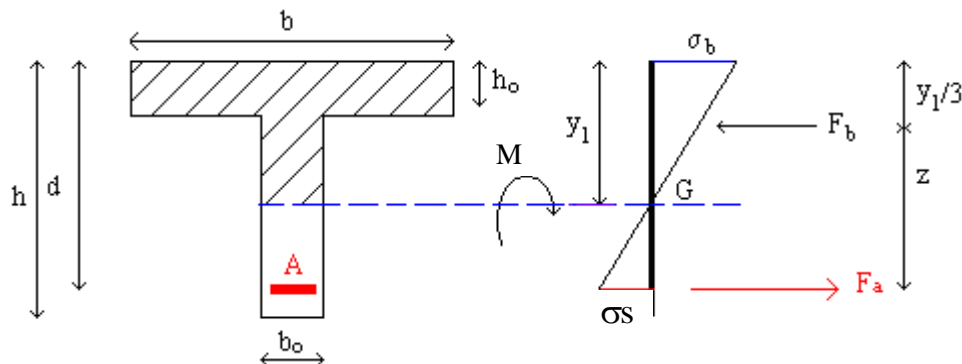


Figure. 6.17 : Section en T sans armature

### ✓ Remarque :

- Si  $M < 0$  : donc le calcul revient a une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )
- Si  $M > 0$  : la sollicitation est comme suite :



Calcul du moment dans la table :  $M_0 = h_0 \cdot \sigma_b \cdot b \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$

$$M_0 = 60 \times 14.17 \times 140 \left( 154 - \frac{60}{2} \right) = 14756 \text{ KN.m}$$

Si  $M \leq M_0 \implies$  Le calcul revient à une section rectangulaire (bxh)

$M = 1227.810 \text{ M} = 1227.810 \text{ KN.m} \leq 14756 \text{ KN.m} \implies$  Le calcul revient à une section rectangulaire (bxh)

### 6.8.1.1. Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1227.810 \times 10^3}{140 \times 14.17 \times 154^2} = \mathbf{0.026} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026} \right) = \mathbf{0.033}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.033 = \mathbf{0.987}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1277.810 \times 10^3}{0.987 \times 348 \times 154} = \mathbf{23.23 \text{ cm}^2}$$

### ✓ Choix des armatures

$$\mathbf{8T20} \longrightarrow \mathbf{A = 25.12 \text{ cm}^2}$$

### 6.8.1.2. Vérification à l'ELU :

#### ➤ Condition de non fragilité:

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2 < A_t = 25,12 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée.**

6.8.2. Calcul à l'ELS en appuis :

➤ Section en T soumise à la flexion simple :

Section en T sans armatures comprimées :

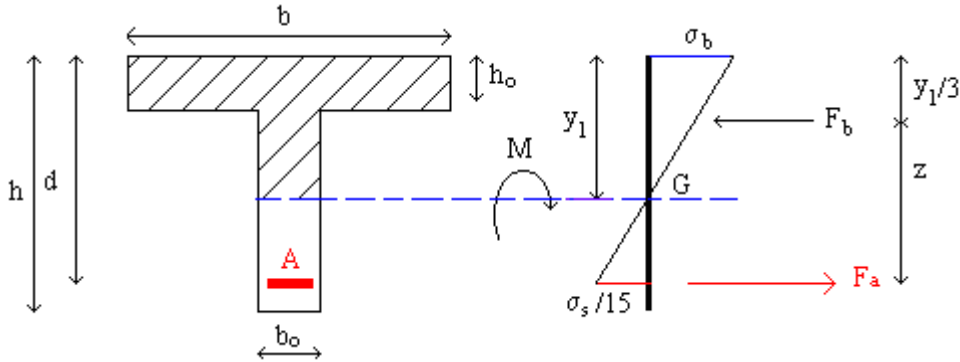


Figure.6.18 : section en T sans armatures

➤ Détermination des contraintes :

On connaît  $b$ ,  $b_o$ ,  $h_o$ ,  $d$ ,  $A$ , et  $M$ , calculons  $\sigma_b$  et  $\sigma_s$ .

\* Deux cas à distinguer :

– L'axe neutre dans la table si  $H = \frac{b \cdot h_o^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_o) \geq 0$ , dans ce cas, au point de vue calcul, la section en T est assimilable à une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h)$ .

$$H = \frac{140 \times 160^2}{2} - 15 \times 25.12(154 - 60) = 21658.80$$

$$- D = \frac{15 \cdot A}{b}; \quad E = 2 \cdot D \cdot d; \quad y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E};$$

$$D = \frac{15 \times 25.12}{140} = 2.69 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times 2.69 \times 154 = 828.96 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -2.69 + \sqrt{2.69^2 + 828.96} = 26.23 \text{ cm}$$

$$- I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 \quad (\text{Moment d'inertie de la section rectangulaire})$$

$$I = \frac{140 \times 26.23^3}{3} + 15 \times 25.12(154 - 26.23) = 6993499 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M}{I} ; \sigma_b = k \cdot y_1 ; \sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1)$$

$$k = \frac{894.880}{6993499} = 0.13 \quad \sigma_s = 15 \times 0.13(154 - 26.23) = 245.25 \text{Mpa}$$

– M en [N.m] ; b et d en [cm] ; A en [cm<sup>2</sup>]  $\Rightarrow$   $\sigma_b$  et  $\sigma_s$  en [Mpa].

➤ **Détermination des armatures :** On connaît b, d, M et  $\bar{\sigma}_s$ , on veut calculer A et  $\sigma_b$ .

– Calcul de  $\beta_1$  et  $k_1$ : On peut avoir ces valeurs des tableaux normalisée de  $\beta_1 ; k_1 ; \alpha_1 ; \rho_1 ; \mu_1$

en fonction de  $\mu_1$  tel que :  $\mu_1 = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s}$  ou bien analytiquement par la méthode suivante :

–  $\Rightarrow -\frac{1}{3}\alpha_1^3 + \alpha_1^2 + (30\mu_1)\alpha_1 - 30\mu_1 = 0$  En résolvant cette équation on obtient :

Donc on obtient :  $\alpha_1 = 0.199$

–  $\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} ; k_1 = \frac{15(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} ;$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.199}{3} = 0.934$$

$$k_1 = \frac{15 \times (1 - 0.199)}{0.199} = 60.54$$

➤ **La nouvelle section d'aciers est déterminée comme suivant :**

–  $A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} ;$

$$A = \frac{894880}{176 \times 0.934 \times 154} = 35.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A > 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 40 = 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A > 3,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 3.2 \text{ cm}^2 < A_t = 35.36 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Choix des armatures :**

**12T20** → **A = 37.68cm<sup>2</sup>**

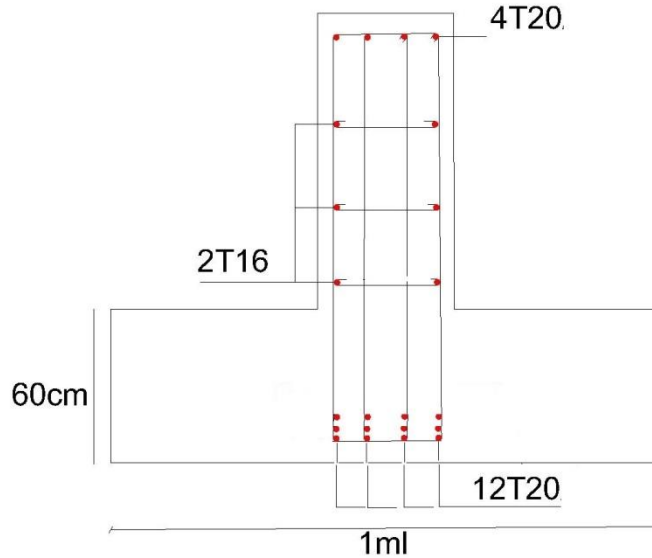


Figure 6.19 : Coupe ferrailage radier en appuis

On a en appui :  $6T16 + 12T20 + 4T20 \geq A_{min\ RPA} = 5\% b_0 \times h = 32cm^2 \rightarrow CV$

### 6.8.3. Calcul à l'ELU en travée :

#### 6.8.3.1. Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{801.930 \times 10^3}{40 \times 14.17 \times 154^2} = \mathbf{0.060} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - 0.060) = \mathbf{0.077}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.077 = \mathbf{0.969}$$

$$A = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{801.930 \times 10^3}{0.969 \times 348 \times 154} = \mathbf{15.45cm^2}$$

✓ **Choix des armatures**

**8T20** → **A = 25.12cm<sup>2</sup>**

**T8** → **e = 20 cm**

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A > 0,0008. b. h = 0,0008.40.40 = 3,2 \text{ cm}^2 /\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 < A_a = 25.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 6.8.4. Calcul à l'ELS en travée :

➤ Section rectangulaire flexion simple sans armatures comprimées :

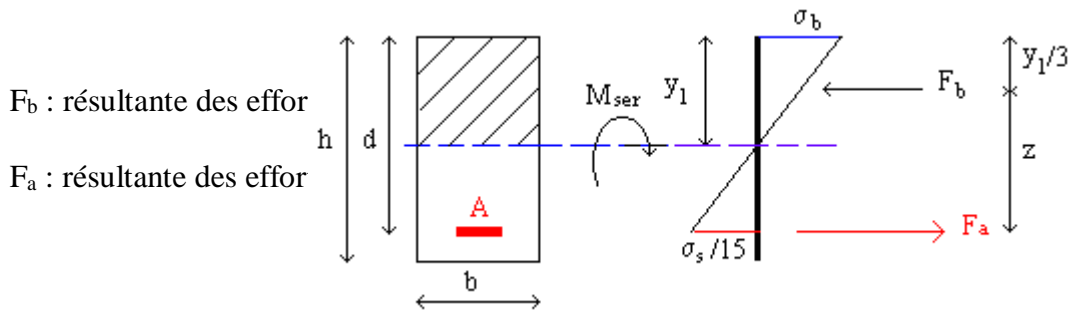


Figure 6.20: section rectangulaire sans armatures comprimée

➤ Position de l'axe neutre :

$$D = \frac{15.A}{b} ; \quad E = 2.D.d ; \quad y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} ;$$

$$D = \frac{15 \times 25.12}{40} = 9.42 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times 9.42 \times 154 = 2901.36 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -9.42 + \sqrt{9.42^2 + 2901.36} = 45.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15.A.(d - y_1)^2 \quad (\text{Moment d'inertie de la section rectangulaire})$$

$$I = \frac{40 \times 45.26^3}{3} + 15 \times 25.12 \times (154 - 45.26)^2 = 5691612 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M}{I} ; \quad \sigma_b = k.y_1 ; \quad \sigma_s = 15.k.(d - y_1)$$

$$k = \frac{583.830}{5691612} = 0.10$$

➤ M en [N.m] ; b et d en [cm] ; A en [cm<sup>2</sup>] ⇒  $\sigma_b$  et  $\sigma_s$  en [Mpa].

➤ **Détermination des armatures :**

Il faut vérifier cette condition :  $\sigma_b \leq 0,6.f_{c28} = 15Mpa$

$$\sigma_b = 4.64 \leq 15Mpa$$

Donc la condition est vérifiée et le ferrailage de l'ELU convient l'ELS

✓ Choix des armatures

**8T20** → **A = 25.12cm<sup>2</sup>**

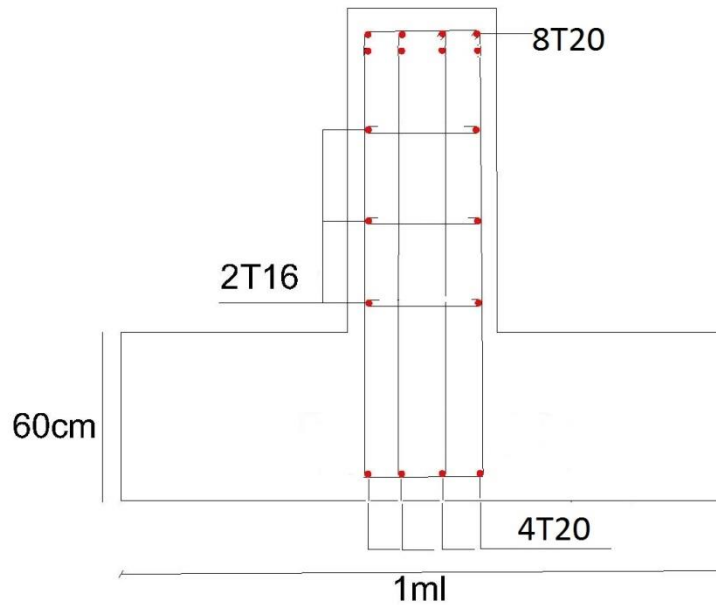


Figure 6.21 : Coupe ferrailage poutre radier en travée

On a en travée :  $6T16 + 8T20 + 4T20 \geq A_{min} RPA = 5\% b_0 \times h = 32cm^2 \rightarrow CV$

### 6.8.5. Calcul des armatures transversales :

#### 6.8.5.1. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u^{mas} = 964910n$$

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$A = 0.9d = 0.9 \times 154 = 138.6$$

$$\text{Avec : } T_U = 964910 \text{ N} \leq 0.267 \times 138.6 \times 40 \times 25 \times 10^2 = 3700620 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

#### 6.8.5.2 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures

##### Longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\delta_s}{f_e} \left( T_U + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = 5.56 \geq \frac{1.15}{400} \left( 964910 + \frac{3700620}{0.9 \times 154} \right) \times 10^{-2} = 28.50 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

#### 6.8.5.3 : Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

##### Moyenne : [CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

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

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \rightarrow \tau_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{mas}}{b \times d} = \frac{964910}{40.154 \cdot 10^2} = 1.56 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.56 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33$$

**6.8.5.4 : Section et écartement des armatures transversales A<sub>t</sub> : [Article BAEL91/4.2.3]**

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{160}{35} ; \frac{40}{10} ; 1\right) = 1 \text{ cm} = 100 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier F $\hat{e}$ E400

Choix : 4T12  $\rightarrow A_t = 4.522 \text{ cm}^2$

**6.8.5.5 : Espacement des armatures transversales :  $\delta$**

$$\begin{cases} k = 1 \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Contrainte	$\tau_u$ [MPa]	<b>1.56</b>
Espacement [cm]	$\delta_{t_1} \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t_{28}})}$	<b>34.43</b>
	$\delta_{t_2} \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{0.4 b \times \sin \alpha}$	<b>25.84</b>
	$\delta_{t_3} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$	<b>40</b>
Choix [cm]	$\delta_t \leq \min(\delta_{t_1} ; \delta_{t_2} ; \delta_{t_3})$	<b>25.84</b>
<b>RPA</b>	$\delta_t = 24 \text{ cm ET } \delta_A = 12 \text{ cm}$	
<b>Conclusion</b>		
Espacement au niveau en travée		<b><math>s_t = 20 \text{ cm}</math></b>
Espacement au niveau en appuis		<b><math>s_t = 15 \text{ cm}</math></b>



## **Conclusion générale**

L'étude de notre projet de fin d'études qui s'intéresse à la conception et au calcul bâtiment en « sous-sols + RDC +8étages » à usage d'habitation « murs porteurs », nous a permis d'exploiter tout ce que on a étudié durant les années de spécialité en Génie Civil et on a eu des observations et des constatations déduites des différents chapitres de ce mémoire..

La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment,

Ensuite le redimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments non structuraux : l'escalier et l'acrotère (Terrasse inaccessible et Terrasse accessible).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2016 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, voile, poutre voile)

En tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et les règlements parasismiques algérien RPA 99/2003 on peut conclure que notre structure est stable et adéquate pour l'ouvrabilité et la réalisation.

Finalement cette expérience était très bénéfique pour nous à fin de finalisé notre formation, ainsi faire appelle à la formation prés acquis et l'exploité dans un projet réel et concret.

## Bibliographie

- **Règlements :**

- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]
- ✓ Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]
- ✓ Jean-Pierre Mougine, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyrolles 2000. [BAEL91]

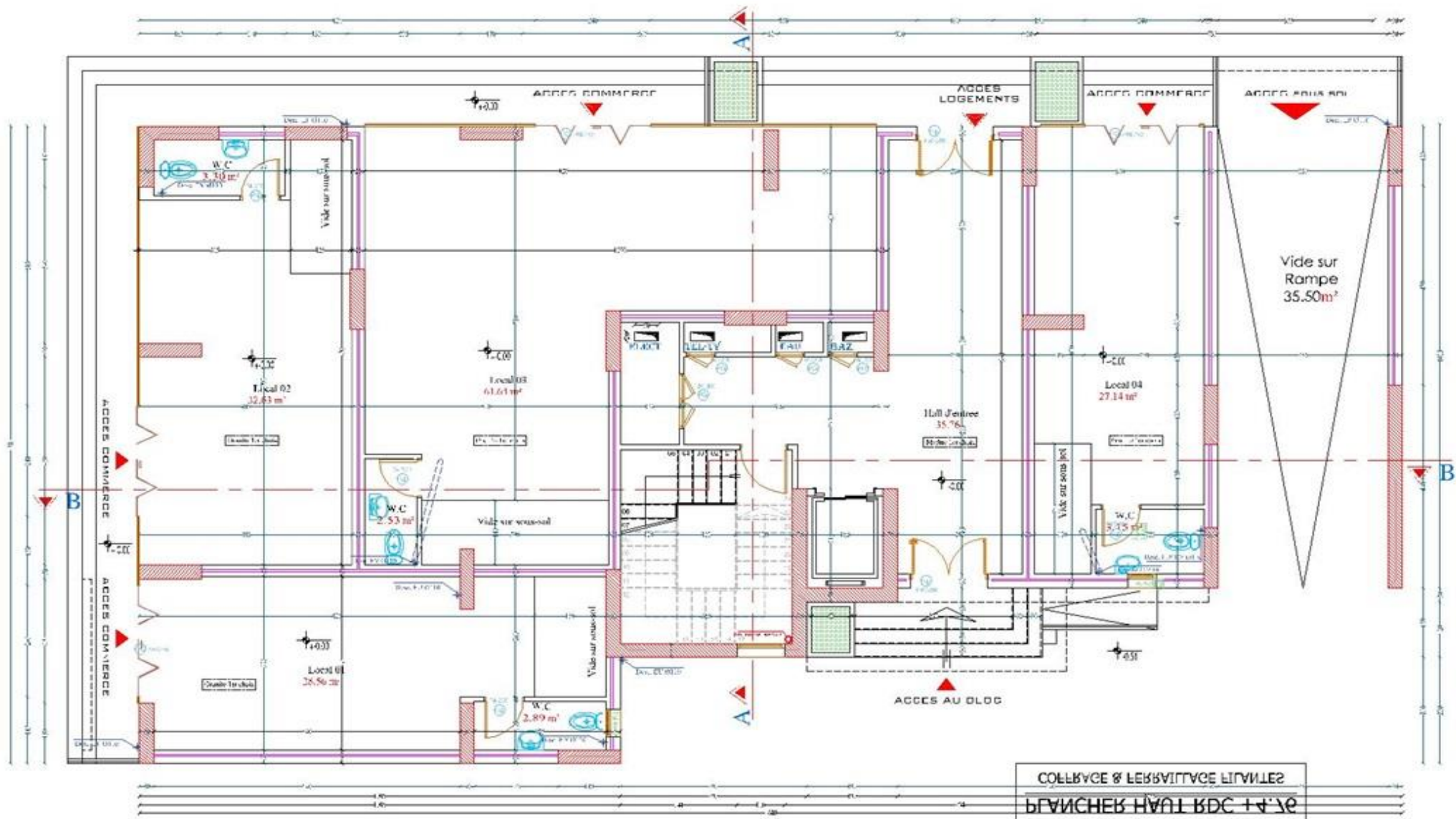
- **Mémoires :**

- ✓ *AYADE* Mohamed Cherif (Etude technique et technico-commercial d'un bâtiment en « r+16étages +3 sous-sols et un étage mezzanine » à usage mixte avec un système constructif « murs porteurs ») Encadré par : Mr . BAHAR sadek .
- ✓ Moussa Omar Khaled Ahmed et chérif Oussama Zakaria (Etude d'un bâtiment en RDC+7étage à usage d'habitation)

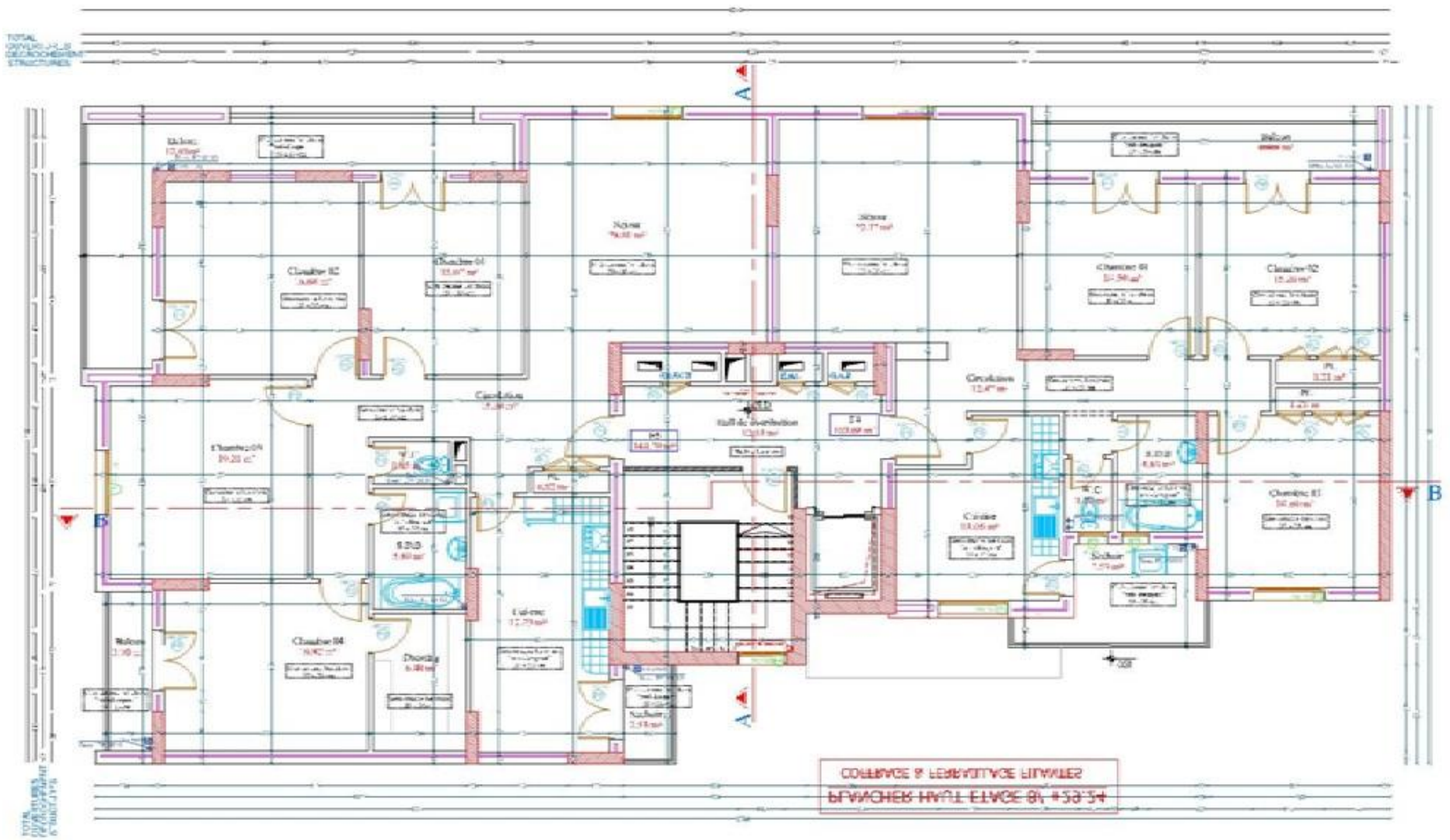
- **Cours :**

- ✓ 1<sup>er</sup> année master : béton armé, dynamique et mécanique des structures.

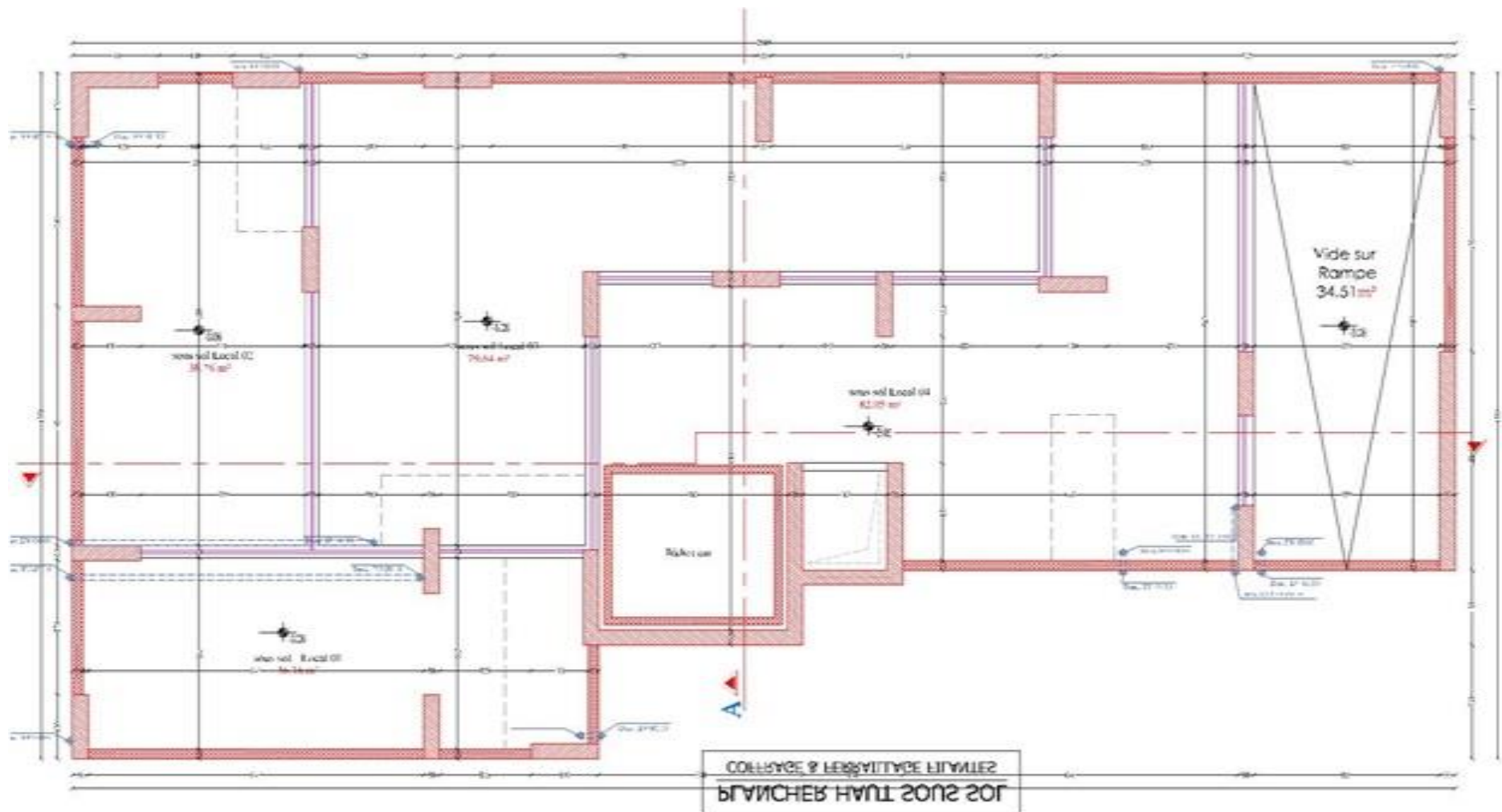
# **Annexe**



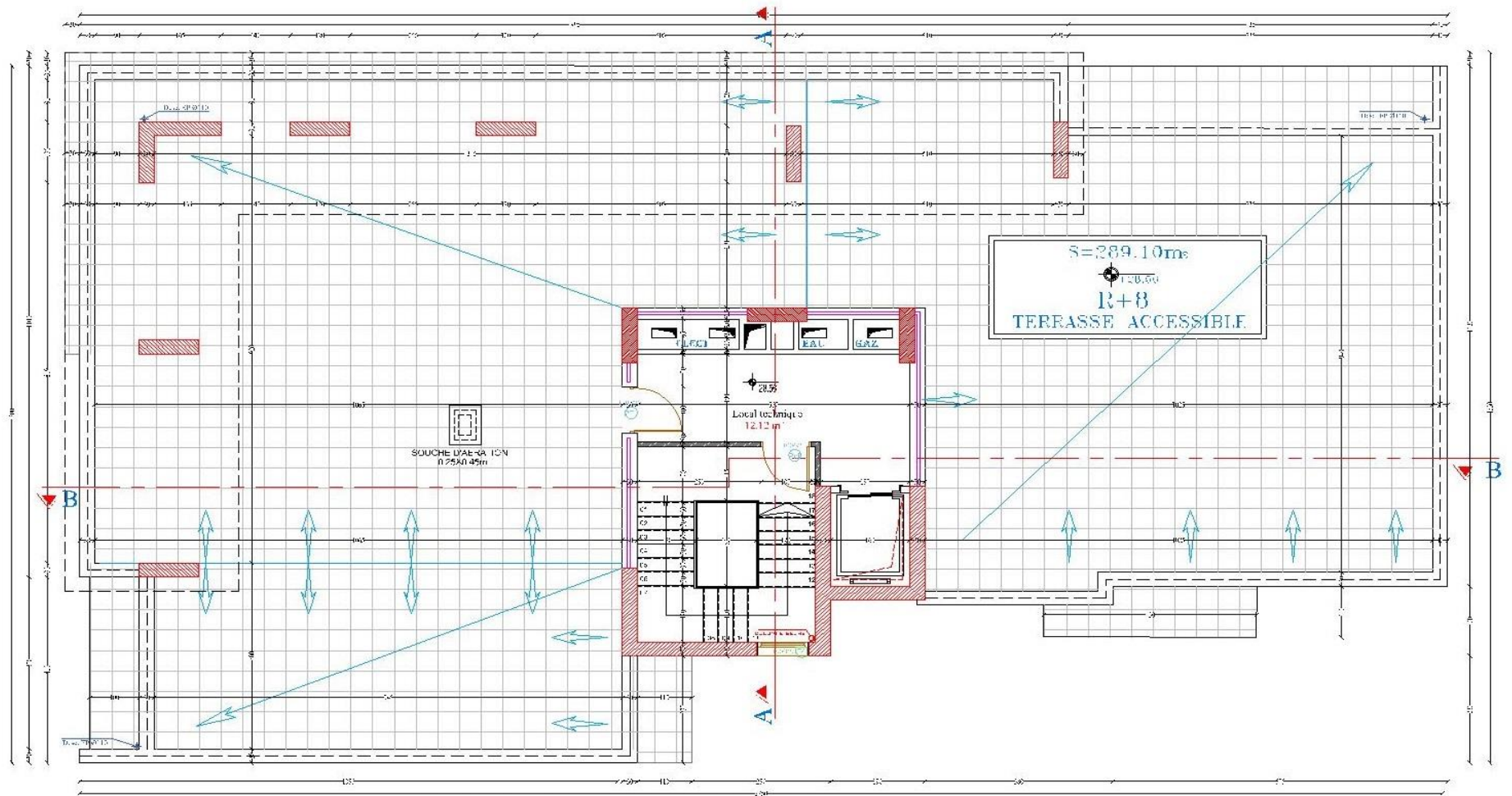
**PLAN RDC :des commerces et acces sous sol**



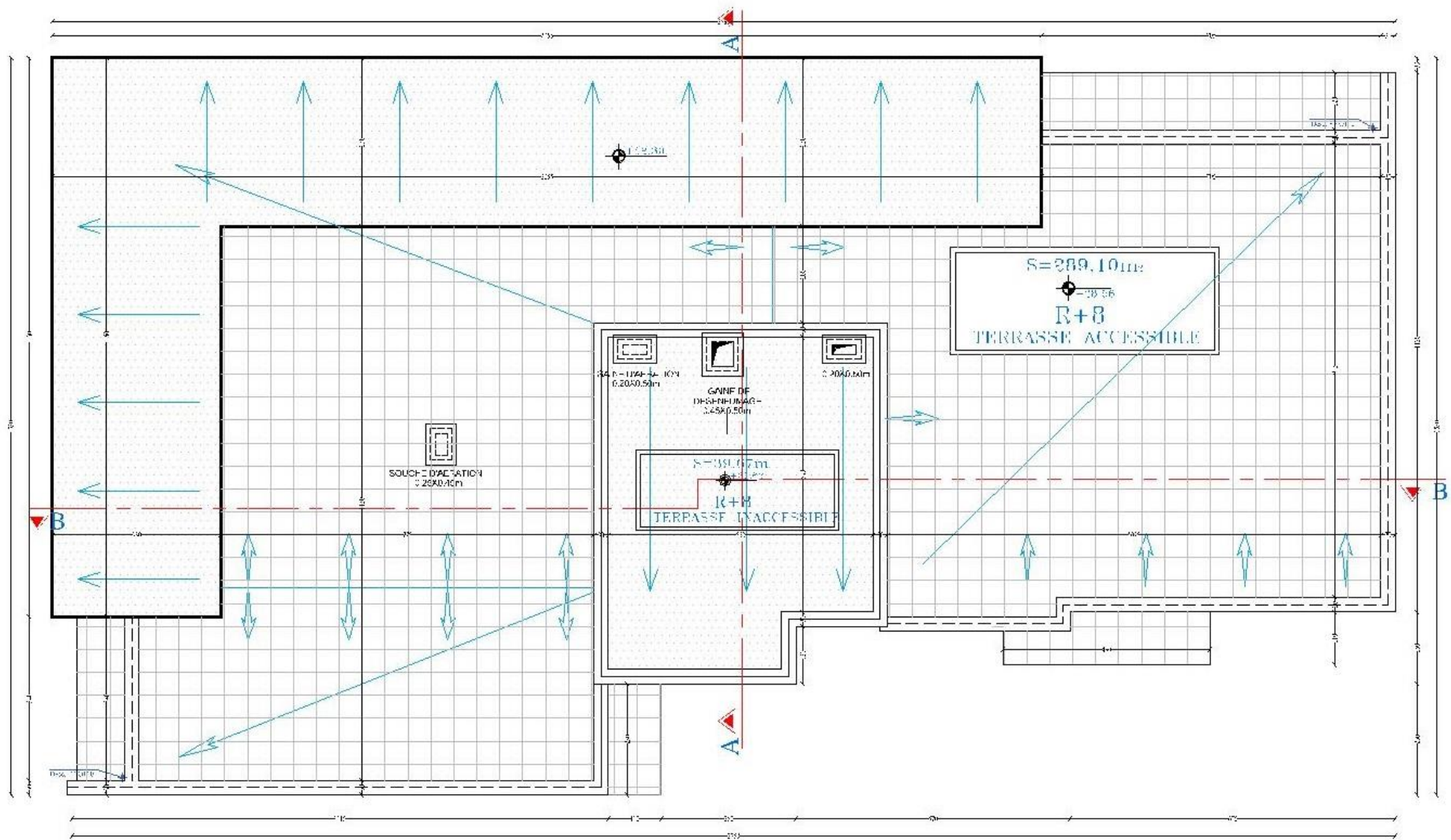
**PLAN ETAGE COURANT**



**PLAN sous sol commerce et acces sous sol**



PLAN TERRASSE ACCESSIBLE



PLAN TERRACE NON ACCESSIBLE



