

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -

Faculté de TECHNOLOGIE



**MEMOIRE**

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

**En : GENIE CIVIL**

**Spécialité : STRUCTURE**

**Par :**

HADDOUCHE BELKACEM YACINE

BOUCHENAK KHELLADI MED AMINE

**Sujet**

**ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION « SOUS-SOL, RDC+08 ETAGES » D'UNE FORME IRREGULIERE A USAGE MULTIPLE**

Soutenu publiquement, le 08/ 06/ 2023 devant le jury composé de :

Mme BENMANSOUR.N	Grade	Université de Tlemcen	Présidente
Mme GHAZALI. S	Grade	Université de Tlemcen	Examinatrice
MR GHENANI. B	Grade	Université de Tlemcen	Encadreur

Année universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENTS

Au premier lieu elhamdoulillah,

Et tout d'abord, nous tenons à remercier nos chers parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier notre encadreur **Mr. GHENANI B** pour leurs aides et leurs orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidés de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

## DEDICACES

Je dédie respectueusement ce modeste travail à mes très chers parents qui ont toujours fait le plus grand sacrifice pour me voir atteindre mon but.

A toute la famille, tous mes frères et mes sœurs.

Ainsi que tous mes amis, surtout mon cher ami **HADDOUCHE BELKACEM YACINE** et les plus proches, à toute la promotion 5 -ème année Ingénieurs Génie Civil 2022/2023.

**BOUCHENAK KHELLADI M<sup>ed</sup> el Amine.**

## DEDICACES

Je dédie ce modeste mémoire à :

A mes chers parents qui m'ont soutenu pendant toute ma carrière d'étude.

Ma chère sœur.

Tous ce qui m'ont aidé pendant toutes ces années d'étude.

Tous les professeurs pour leurs aides durant tout le cycle de notre formation.

Toute ma famille, mes amis, surtout mon binôme **BOUCHENAK KHELLADI M<sup>ed</sup> el Amine** et ses plus proches, à toute la promotion 5-eme année Ingénieurs Génie Civil 2022/2023.

**HADDOUCHE BELKACEM YACINE.**

## ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متعدد الاستخدامات يتكون من بدروم وطابق أرضي بالإضافة إلى ثمانية طوابق.

يتم تقديم الوصف العام للمشروع مع عرض تقديمي للجانب المعماري لعناصر المبنى ، والتخطيط المسبق للهيكل ونزول الأحمال في بداية التقرير

ثم بدأنا دراسة العناصر الثانوية (عوارض ، سلم ، مصعد ، حاجز).

تم إجراء الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام برنامج SAP 2000 لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة وأحمال التشغيل والحمل الزلزالي).

أخيرًا ، يتضمن الجزء الرئيسي تقوية العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (أساسات الطوافة العامة ، الأعمدة ، الحزم ، الأشرعة ، الجدران الاستنادية).

الكلمات المفتاحية: المباني ، الخرسانة المسلحة ، SAP 2000 ، RPA 99 معدل 2003 ، BAEL معدل 99.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol et d'un rez de chaussée plus huit étages.

La description générale du projet avec une présentation de l'aspect architecturale des éléments du bâtiment, le prédimensionnement de la structure et la descente des charges sont présentés en début du mémoire

Ensuite nous avons entamé l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, ascenseur et acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été réalisée en utilisant le logiciel SAP 2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, charges d'exploitation et charge sismique).

Enfin, la partie principale comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (radiers générales, poteaux, poutres, voiles, murs de soutènement).

**Mots clés :** bâtiments, béton armé, SAP 2000, RPA 99 modifié 2003, BAEL modifié 99.

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a multi-use building consisting of a basement and a ground floor plus eight floors.

The general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements of the building, the PR dimensioning of the structure and the descent of the loads are presented at the beginning of the report

Then we started the study of the secondary elements (beams, stairs, elevator and parapet).

The dynamic study of the structure was carried out using the SAP 2000 software in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating loads and seismic load).

Finally, the main part includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (general rafts, posts, beams, sails, retaining walls).

Keywords: buildings, reinforced concrete, SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL modified 99.

## Notations

$G$	Action permanente
$Q$	Action d'exploitation
$E$	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible de l'acier
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton
$\sigma_{st}$	Contrainte d'acier
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement
$f_{bc}$	Contrainte de calcul
$f_{cj}$	Résistance à la compression du béton a {j} jours
$f_{tj}$	Résistance à la traction du béton a {j} jours
$f_{c28}$ d'âge	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours
$f_{t28}$	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
$A_{st}$	Section d'armature
$A_r$	Armature de répartition
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité de béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité d'acier
$\theta$	Coefficient d'application
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement
$I_x, I_y$	Moment d'inertie
$i_x, i_y$	Rayon de giration
$\mu_u$	Moment ultime réduit
$\alpha$	Position relative de la fibre neutre
$Z$	Bras de levier

$d$  Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

$d'$  Distance entre les armatures supérieures et la fibre neutre

$Br$  Section réduite

$M$  Moment fléchissant

$T$  Effort tranchant, période

$N$  Effort normal

$A$  Coefficient d'accélération de zone

$D$  Facteur d'amplification dynamique

$R$  Coefficient de comportement global de la structure

$Q$  Facteur de qualité

$W$  Poids total de la structure

$V$  Force sismique total

$w_i$  Poids au niveau  $\{i\}$

$C_T$  Coefficient de période

$\beta$  Coefficient de pondération

$S_T$  Espacement

$\lambda$  Elancement

$e$  Epaisseur

$f$  Flèche

$f_{adm}$  Flèche admissible

$L$  Longueur ou portée

$L_f$  Longueur de flambement

$M_T$  Moment en travée

$M_A$  Moment en appui

$K$  Coefficient de raideur de sol

$\varepsilon$  Déformation relative

$\varepsilon_{bc}$  Déformation du béton en compression

$f_e$  Limite d'élasticité de l'acier  $ij$

$E_{ij}$  Module d'élasticité instantané

## Table des matières

INTRODUCTION GENERALE : .....	.....
<b>CHAPITRE 1 présentation du projet .....</b>	<b>1</b>
1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE : .....	2
1.1.1. <i>Implantation du projet</i> : .....	2
1.1.2. <i>Description du projet</i> : .....	2
1.1.3. <i>Caractéristiques géométriques de la structure</i> : .....	2
1.1.4. <i>Classification de l'ouvrage selon son importance</i> : .....	3
1.1.5. <i>Conception de la structure du bâtiment</i> : .....	3
1.1.5.1 Structure de contreventement : .....	3
1.1.5.2. Planchers : .....	3
1.1.5.3. Maçonnerie : .....	3
1.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX : .....	3
1.2.1. <i>Le béton</i> : .....	3
1.2.1.1. La masse volumique du béton : .....	3
1.2.1.2. La résistance du béton à la compression : .....	3
1.2.1.3. La résistance du béton à la traction : .....	3
1.2.1.4. La déformation longitudinale du béton : .....	4
1.2.1.5. Le coefficient de poisson : .....	4
1.2.1.6. Les contraintes limites : .....	4
1.2.1.7. Contrainte limite de cisaillement : .....	5
1.2.2. <i>L'acier</i> : .....	5
1.2.2.1. Contraintes limites : .....	6
<b>CHAPITRE 2 :PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES</b>	<b>8</b>
.....	8
2.1. INTRODUCTION : .....	9
2.2. PRE DIMENSIONNEMENT : .....	9
2.2.1. <i>Plancher</i> : .....	9
2.2.2. <i>Poteaux</i> : .....	10
2.2.2.1. Vérification du poteau au flambement : .....	11
2.2.3. <i>Les poutres</i> : .....	12
2.2.3.1. Les poutres principales .....	12
2.2.3.2. Les poutres secondaires : .....	13
2.2.4. <i>Les Poutrelles</i> : .....	13
2.2.5. <i>Les voiles</i> : .....	14
2.2.6. <i>Escalier</i> : .....	15
2.2.6.1. Introduction : .....	15
2.2.6.2. Les marches et les contremarches : .....	15

2.2.6.3. Les types des escaliers. ....	17
<i>2.2.7. Poutre palière : .....</i>	<i>20</i>
2.3. DESCENTE DE CHARGES : .....	20
2.3.1. Introduction : .....	20
2.3.2. Plancher terrasse inaccessible : .....	21
2.3.3. Plancher étage courant : .....	21
2.3.4. Cloison extérieure : .....	22
2.3.5. Escalier : .....	22
2.3.6. Poutre palier : .....	23
2.3.6.1. Poids propre de la poutre palière : .....	23
2.3.6.2. Mur double parois sur le palier : .....	23
2.3.6.3. Poids propre de la paillasse et le palier : .....	24
2.3.6.4. La charge d'exploitation : .....	24
<b>CHAPITRE 3 :ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE .....</b>	<b>25</b>
3.1. ETUDE DES PLANCHERS : .....	26
3.1.1 Introduction : .....	26
3.1.2 Etude des poutrelles : .....	26
3.1.3. Les charges appliquées sur les poutrelles : .....	26
3.1.4. Evaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants : .....	26
3.1.5. Détermination des efforts internes : .....	30
3.1.6. Détermination du ferrailage des poutrelles : .....	50
3.1.6.1. Ferrailage longitudinal : .....	50
3.1.6.2 Ferrailage transversal : .....	52
3.1.6.2.1. Vérification au cisaillement : .....	52
3.1.8.2.2. Vérification au glissement : .....	52
3.1.6.2.3. Vérification de la flèche : .....	52
3.1.6.2.4. Calcul des armatures transversales : .....	53
3.1.6.2.5. Calcul d'espacement des cadres : .....	54
3.2. ETUDE DES ESCALIERS : .....	55
3.2.1. Détermination des efforts internes : .....	55
3.2.2. Calcul du ferrailage : .....	58
3.2.2.1. Ferrailage longitudinal : .....	58
3.2.2.2. Ferrailage transversal : .....	60
3.2.2.2.1. Vérification au cisaillement : .....	60
3.2.2.2.2. Vérification de la flèche : .....	60
3.3. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE : .....	60
3.3.1. Effort interne : .....	60
3.3.2. Calcul du ferrailage : .....	61
3.3.3. Vérification au cisaillement : .....	63
3.3.4. Calcul des armatures transversales : .....	63
3.3.5. Calcul d'espacement des cadres : .....	63
3.3.6. Vérification de la flèche : .....	64
3.4. ETUDE DE L'ACROTERE : .....	64
3.4.1. Introduction : .....	64

3.4.2. Poids propre :	64
3.4.3. Calcul des sollicitations :	65
3.4.4. Détermination du ferrailage :	65
3.4.4.1. Calcul de l'excentricité :	65
3.4.4.2. Vérification Els :	66
3.4.4.3. Méthode des itérations successives :	67
3.4.4.4. Calcul de contrainte :	67
3.4.5. Vérification au cisaillement :	68
3.4.6. Armature de répartition :	68
3.5. ETUDE DE L'ASCENSEUR :	68
3.5.1. Introduction :	68
3.5.2. Etude de l'ascenseur :	69
3.5.2.1. Vérification la dalle au poinçonnement :	69
3.5.3. Détermination des sollicitations :	70
3.5.3.1. Les moments dus aux charges concentrées à l'ELU :	71
3.5.3.2. Les moments dus aux charges réparties (poids propre) :	71
3.5.4. Détermination du ferrailage de la dalle :	72
3.5.4.1. Vérification des armatures transversales :	74
3.5.4.2. Vérification des contraintes dans le béton selon le sens x :	76
3.5.4.3. Vérification de la flèche :	77
<b>CHAPITRE 4 :ETUDE SISMIQUE</b>	<b>78</b>
4.1. ETUDE DYNAMIQUE :	79
4.1.1. Introduction :	79
4.1.2. Objectif de l'étude dynamique:	79
4.1.3. Modélisation de la structure étudiée :	79
4.1.4. Méthodes de calcul :	79
4.1.5. Méthode statique équivalente :	80
4.2. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :	80
4.2.1. Principe :	80
4.2.2. Domaine d'application :	80
4.2.3. Choix de la méthode :	80
4.2.4. Combinaisons d'action :	81
4.2.5. Calcul des armatures :	81
4.2.6. Vérification spécifique :	82
4.2.7. Vérification finale :	83
4.3. DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE V :	84
4.3.1. Coefficient d'accélération de zone (A) :	84
4.3.2. Coefficient de comportement global de la structure (R) :	84
4.3.3. Facteur de qualité (Q) :	84
4.3.4. Facteur d'amplification dynamique moyen D :	85
4.3.5. Estimation empirique de la période fondamentale :	86
4.3.6. Poids total de la structure W :	87
4.3.7. Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau :	87

4.4. VERIFICATION DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R : .....	89
4.5. PERIODE ET FACTEUR DE PARTICIPATION MODALE : .....	91
4.6. METHODE D'ANALYSE SPECTRALE MODALE : .....	91
4.6.1. Spectre de réponse : .....	91
4.6.2. Résultats des forces sismiques de calcul : .....	92
4.7. VERIFICATION INTER ETAGE : .....	93
4.8. VERIFICATION DE L'EFFET PI-DELTA : .....	93

## **CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS DE LA STRUCTURE..... 96**

5.1. INTRODUCTION : .....	97
5.2. LES POTEAUX : .....	97
5.2.1. Les combinaisons de calcul : .....	97
5.2.2. Exemple d'étude d'un poteau : .....	97
5.2.3. Le moment fictive $M_{\alpha}$ : .....	98
5.2.4. Le moment fictive $M_{\alpha}$ : .....	98
5.2.5. Moment réduit $\mu$ : .....	99
5.2.6. Vérification à L'ELS : .....	99
5.2.7. Le ferrailage transversal : .....	101
5.2.8. Calcul d'espacement des cadres : .....	101
5.3. LES POUTRES : .....	102
5.3.1. Exemple d'étude d'une poutre principale : .....	103
5.3.1.1 Calcul des armatures longitudinales : .....	103
5.3.1.2. Calcul d'espacement des cadres : .....	105
5.3.1.3. Calcul des armatures transversales : .....	105
5.3.2. Exemple d'étude d'une poutre secondaire.....	106
5.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales : .....	106
5.3.2.2. Calcul d'espacement des cadres : .....	109
5.3.2.3. Calcul des armatures transversales : .....	109
5.4. ETUDES DES VOILES : .....	110
5.4.1. Les murs voiles : .....	110
5.4.2. Calcul des murs voiles : .....	110
5.4.3. Caractéristiques des murs voiles : .....	110
5.4.4. Ferrailage vertical : .....	110
5.4.5. Ferrailage horizontal : .....	111
5.4.6. Vérification au cisaillement : .....	112
5.4.7. Calcul de l'espacement : .....	112
5.4.8. Vérification à L'ELS : .....	112

## **CHAPITRE 6 LES FONDATIONS.....114**

6.1. INTRODUCTION : .....	115
6.2. LE CHOIX DE TYPE DE FONDATION : .....	115
6.2.1. Dimensionnement : .....	115
6.2.2. Vérification de la contrainte du sol : .....	116
6.3. LES DIFFERENTES SOLlicitATIONS : .....	117
6.4. CALCUL DU FERRAILLAGE : .....	119

6.4.1. Ferrailage de la dalle :.....	119
6.4.2. Vérification à l'ELS : .....	120
6.4.3. Vérification à l'ELS : .....	121
6.4.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :.....	122
6.4.5. Calcul de l'espacement :.....	122
6.5. FERRAILLAGE DE LA NERVURE :.....	122
6.5.1. Vérification à l'ELS : .....	124
6.5.2. Ferrailage transversal : .....	124
6.5.3. Calcul d'espacement des cadres :.....	125
6.6. MUR DE SOUTÈNEMENT .....	125
6.6.1. Paramètre de calcul : .....	125
6.6.2. Calcul géotechnique : .....	126
6.6.3. Calcul de la force de poussée : .....	126
6.6.4. Poussée supplémentaire due à la surcharge :.....	126
6.6.5. La charge pondérée : .....	126
6.6.6. Calcul du ferrailage :.....	126
CONCLUSION : .....	123
CONCLUSION GENERALE .....	124

## **Table des figures**

CHAPITRE 1 PRESENTATION DU PROJET .....	1
Figure.1.1 : position du projet.....	2
Figure.1.2 : diagramme contrainte – déformation de béton.....	5
Figure.1.3 : Diagramme contrainte – déformation de l’acier .....	6
<b>CHAPITRE 2 :PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES</b> .....	<b>8</b>
Figure.2.1 : Plancher en corps creux. ....	9
Figure.2.2 : Section du poteau le plus sollicité.....	10
Figure.2.3 : Coupe d’une poutrelle.....	13
Figure.2.4 Coupe de voile en élévation.....	14

Figure.2.5types des escaliers. ....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure.2.6 types des escaliers sous-sol. ....	16
Figure.2.7 types 01 et 03 d'escalier. ....	17
Figure.2.8 types 02 d'escalier.....	18
Figure.2.9 types 03 d'escalier.....	19
Figure.2.10 types 04 d'escalier.....	19
Figure.2.11 types 05 d'escalier.....	19
Figure.2.12 Coupe transversale des murs extérieurs.....	22
<b>CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE .....</b>	<b>25</b>
Figure 3.1. Schema statique .....	30
Figure 3.2. schema statique pour la methode des trois moments partie 1	31
Figure 3.3. schema statique pour la methode des trois moments partie 2	31
Figure 3.4. schema statique type 1 .....	32
Figure 3.5. Schema statique type 2 .....	33
Figure 3.6. Schema statique type 3 .....	34
Figure 3.7. Schema statique type 4 .....	35
Figure 3.8. Schema statique type 5 .....	36
Figure 3.9. Schema statique type 1 .....	38
Figure 3.10. Schema statique type 2 .....	39
Figure 3.11. Schema statique type 3 .....	40
Figure 3.12. Schema statique type 4 .....	41
Figure 3.13. Schema statique type 5 .....	42
Figure 3.14. Schema statique type 1 .....	43
Figure 3.15. Schema statique type 2 .....	45
Figure 3.16. Schema statique type 3 .....	46
Figure 3.17. Schema statique type 4 .....	47
Figure 3.18. Schema statique type 5 .....	48
Figure 3.19. Schema statique type 6 .....	49
figure 3.20. Shema statique d'escalier.....	55
figure 3.21. shema statique de la poutre paliere .....	60
Figure 3.22 acrotère. ....	64
Figure 3.23. Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	69
Figure 3.24. Chargement supporté par la dalle.....	70
Figure 3.25. Evaluation des sollicitations .....	72
<b>CHAPITRE 4 :ETUDE SISMIQUE .....</b>	<b>78</b>
Figure 4.1 : Structure modélise par SAP2000.....	79
Figure 4.2. La courbe de spectre de réponse. ....	92
<b>CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS DE LA STRUCTURE.....</b>	<b>96</b>
<b>CHAPITRE 6 LES FONDATIONS.....</b>	<b>114</b>
Figure6.1 : Déplacement Uz .....	117
Figure6.2 : Moments <b>M11</b> à L'ELU.....	118
Figure 6.3 : Moments <b>M22</b> à L'ELU .....	119

Figure.6.4. Les dimensions de la nervure. ....	122
Figure 6.5. Géométrie du mur de soutènement. ....	125
Figure 6.6. : Charges appliqués sur le voile sous-sols .....	126

## **Table des tableaux**

CHAPITRE 1 présentation du projet .....	1
Tableau.1.1 : diagramme contrainte – déformation de béton .....	6
CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES.....	8
Tableau 2.1 : Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux. ....	12
Tableau 2.2 Récapitulation des épaisseurs des voiles.....	15
Tableau 2.3 charges permanentes de chaque types de paillasse. ....	23
CHAPITRE 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE.....	25

Tableau 3.1	Les charges appliquées sur chaque type de poutrelles. ....	26
Tableau 3.2	Les différents types de poutrelles dans le sous-sol. ....	27
Tableau 3.3	Les différents types de poutrelles dans le RDC ET ETAGES. ....	28
Tableau 3.4	Les différents types de poutrelles dans la terrasse inaccessible. ....	29
Tableau 3.5	Les différents résultats de chaque poutrelle des moments et efforts tranchants. ....	37
Tableau 3.6	les différents résultats de chaque poutrelle des moments et efforts tranchants. ....	43
Tableau 3.7	les différents résultats de chaque poutrelle des moments et efforts tranchants. ....	49
Tableau 3.8	Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles. ....	55
Tableau 3.9	La charge et la surcharge des différentes volées. ....	55
Tableau 3.10	Les différents moments des rectangles à l'ELU et l'ELS. ...	71
Tableau 3.11	Les différents moments des rectangles à l'ELS. ....	75
<b>CHAPITRE 4 : ETUDE SISMIQUE. ....</b>		<b>78</b>
Tableau 4.1	: Vérification spécifique des poteaux sous sollicitation normales. ....	82
Tableau 4.2.	Vérification finale des poteaux sous sollicitation normales	84
Tableau 4.3.	Facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités $P_q$ .....	85
Tableau 4.4.	Différentes masses de la structure. ....	87
Tableau 4.5.	Force sismique et effort tranchant suivant X (R=5). ....	88
Tableau 4.6.	Force sismique et effort tranchant suivant Y (R=5). ....	88
Tableau 4.7.	Forces sismique et efforts tranchant suivant X. ....	90
Tableau 4.8.	Forces sismique et efforts tranchant suivant y. ....	90
Tableau 4.9.	Comparaison entre l'effort statique et dynamique. ....	93
Tableau 4.10.	Comparaison entre l'effort statique et dynamique. ....	93
<b>CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS DE LA STRUCTURE</b>		<b>96</b>
Tableau 5.1.	Les sollicitations de poteau à ELU. ....	98
Tableau 5.2.	Ferrailage des poteaux. ....	101
Tableau 5.3.	La section des armatures transversales des poteaux. ....	102
Tableau 5.4.	Sollicitations de la poutre principale. ....	103
Tableau 5.5.	Ferrailages longitudinaux des poutres principales. ....	106
Tableau 5.6.	Ferrailage des armatures transversales poutres principales. .....	106
Tableau 5.7.	Sollicitations de la poutre secondaire. ....	106
Tableau 5.8.	Ferrailages longitudinaux des poutres secondaire. ....	109

Tableau 5.9. Ferrailage des armatures transversales poutres secondaire. .....	109
Tableau 5.10. Caractéristiques des murs voiles .....	110
Tableau 5.11. Ferrailage des types des voiles. ....	112
CHAPITRE 6 LES FONDATIONS.....	114
Tableau 6.1. Sollicitations du radier et de la nervure.....	119

## Introduction générale

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq dernières années de formation.

Notre travail consiste à faire une étude technique détaillée d'une structure en béton armé à usage multiple, composée d'un sous-sol, rez de chaussée et 8 étages contreventée par voiles et portiques.

Le bâtiment étant irrégulier de par sa forme et ses fonctionnalités, il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de logiciel (SAP2000). Le but de cette étude est donc de modéliser la structure afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Ce travail est composé de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à faire la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles) en suivant les règlements de BAEL91.
- Le 3ème chapitre consiste à étudier le plancher corps creux et le calcul des éléments secondaires (tel que l'acrotère, les escaliers, l'ascenseur).
- Le 4ème chapitre représente une étude sismique effectuée à l'aide du logiciel SAP2000 qui a permis l'analyse de notre structure en suivant les règles RPA99v2003.
- Le 5ème chapitre présente le calcul des ferrailages des éléments structuraux, par les résultats obtenus du logiciel SAP2000 en suivant les règlements de BAEL91.
- Le 6ème chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

Enfin, on termine par une conclusion générale.

# **CHAPITRE 1**

## **Présentation du projet**

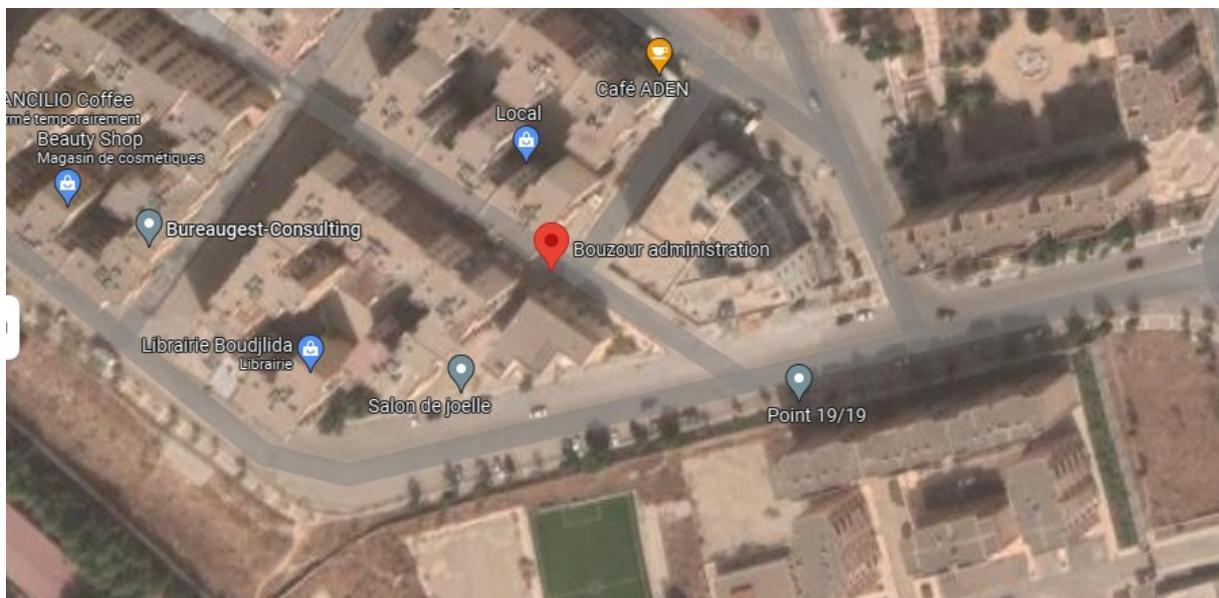
## 1.1. Présentation de l'ouvrage :

### 1.1.1. Implantation du projet :

Ce projet fait partie d'un programme de réalisation de 160 logements AADL, implanté à Boudjlida, dans la wilaya de Tlemcen. Le bloc étudié comporte des logements pour usage d'habitation, mais aussi des locaux commerciaux et socio professionnels. Il est de type haut standing avec une forme géométrique en L.

La partie que nous projetons d'étudier, dans ce mémoire, est un immeuble composé d'un sous-sol, RDC, et une partie à 8 étages.

La région de l'implantation de cet ouvrage est une région de faible activité sismique (Zone I), selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 v.2003).



*Figure.1.1 : position du projet.*

### 1.1.2. Description du projet :

Le bâtiment à multiple usages est constitué de :

- Un sous-sol destiné au parking. La hauteur du sous-sol, est de 2,55m.
- Un rez-de-chaussée réservé aux magasins qui a une hauteur de 3,23 m.
- 8 étages pour habitation composés de logement de type F3, de 3,06 m de hauteur.
- Une terrasse inaccessible (27,71 m pour le niveau 8).

### 1.1.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

La structure se caractérise par :

- Une Longueur en plan : 26,95 m
- Largeur en plan : 24,64 m
- Hauteur totale : 27,71 m

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

#### **1.1.4. Classification de l'ouvrage selon son importance :**

Une classification des bâtiments en catégorie d'importance est établie en fonction des risques pour la sécurité des personnes, selon le RPA 99 v.2003, en 4 groupes :

Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale.

Groupe 1B : Ouvrage de grande importance.

Groupe 2 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : Ouvrage de faible importance

Notre bâtiment est collectif. Sa hauteur ne dépasse pas 48 m. Il est classé dans le groupe 2 selon le règlement en vigueur.

#### **1.1.5. Conception de la structure du bâtiment :**

##### **1.1.5.1 Structure de contreventement :**

Le contreventement dans ce bâtiment est assuré par des portiques en béton armé contreventés par des murs voiles.

##### **1.1.5.2. Planchers :**

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation.

Dans ce bâtiment les dalles en corps creux sont utilisées comme des planchers pour tous les étages.

##### **1.1.5.3. Maçonnerie :**

On opte pour la brique creuse de (15 cm, 10 cm) concernant les murs extérieurs de double parois, séparés par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés par des briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### **1.2. Caractéristiques des matériaux :**

#### **1.2.1. Le béton :**

Le béton est un matériau composé, il se constitue d'un mélange d'agrégats, de ciment, de sable, et d'eau. Son comportement physique est complexe, il est influencé par sa composition.

##### **1.2.1.1. La masse volumique du béton :**

La masse volumique du béton armé varie entre 2200 kg/m<sup>3</sup> et 2500 kg/m<sup>3</sup>.

On considère réglementairement que sa masse volumique est de 2500 kg/m<sup>3</sup>.

##### **1.2.1.2. La résistance du béton à la compression :**

La résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours. On prend = 25 MPa.

##### **1.2.1.3. La résistance du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction est caractérisée par :

$$f_{tj} = 0,6+0,06.f_{cj} \text{ (en MPa).}$$

$$\text{Pour } t = 28 \text{ j, on a : } f_{t28} = 0,6+0,06.25 \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

**1.2.1.4. La déformation longitudinale du béton :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton  $E_{ij}$  est égal à :

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

Pour  $j=28$  jours  $E_{i28} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32\,164,1951$  MPa.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton  $E_{vj}$  est égale à :

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

Pour  $j=28$  jours  $E_{v28} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10\,818,8656$  MPa.

**1.2.1.5. Le coefficient de poisson :**

Le coefficient de Poisson est le rapport entre les deux déformations (transversales et longitudinales), et égal à :

0 pour le calcul à ELU.

0,2 pour le calcul à ELS.

**1.2.1.6. Les contraintes limites :****État limite ultime :**

La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b = 1,5$  pour les cas généraux.

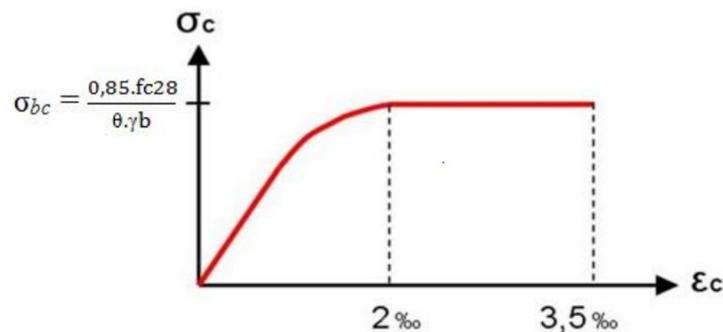
$\gamma_b = 1,15$  pour les cas accidentels.

Et :

$\theta = 1$  pour une longue durée 24 h

$\theta = 0,9$  si : 1h < la durée < 24 h

$\theta = 0,85$  si : la durée < 1h



**Figure.1.2 : diagramme contrainte – déformation de béton**  
**État limite de service :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

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

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

**1.2.1.7. Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement prend ces valeurs :

1. Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{[0,2 \cdot f_{c28}]}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

-les actions permanentes :  $\tau_u = \min [3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] \rightarrow \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$

-les actions accidentelles :  $\tau_u = \min [4,34 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] \rightarrow \tau_u = 4,34 \text{ MPa}$

2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{[0,15 \cdot f_{c28}]}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

-les actions permanentes :  $\tau_u = \min [2,50 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] \rightarrow \tau_u = 2,50 \text{ MPa}$

-les actions accidentelles :  $\tau_u = \min [3,26 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] \rightarrow \tau_u = 3,26 \text{ MPa}$

**1.2.2. L'acier :**

Les aciers présentent une grande ductilité et une forte résistance à la traction. Sa limite d'élasticité garantie est désignée par  $f_e$ .

On prévoit des aciers :

- Acier HA FeE400 ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ), pour les armatures longitudinales.
- Acier RL FeE235 ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ), pour les armatures transversales
- Acier TSL ( $f_e = 500 \text{ MPa}$ ), pour les treillis soudés.

L'acier est caractérisé par un module d'élasticité longitudinal pris égale à  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

Tableau.1.1 : diagramme contrainte – déformation de béton

Acier	Nuance	Limite d'élasticité ( $f_e$ )	Emploi
Barre à haute adhérence HA	FeE400	400	Les travaux en béton armée
Les ronds lisses RL	FeE235	235	Emploi courant épingles de levage des pièces préfabriquées
Les treilles soudés TS	TSL	500	Les dalles de compression

## 1.2.2.1. Contraintes limites :

- L'état limite ultime :

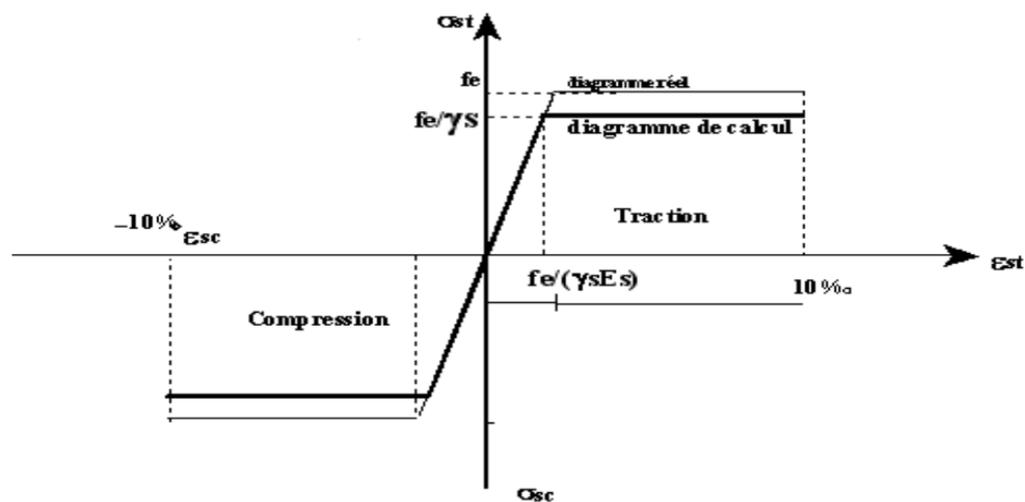


Figure.1.3 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier

Le diagramme ci-dessus représente les variations contrainte-déformation de l'acier.

D'où :  $\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$  avec  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ .

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1$  dans le cas accidentel.

$\gamma_s = 1,15$  dans cas durable ou transitoire.

- L'état limite service :

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

**Fissuration peu nuisible** : pas de limitation

**Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{tj} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

**Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90\sqrt{\eta}f_{tj} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (200 ; 164,97) = 164,97 \text{ MPa}$$

$\eta$ : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$  Pour les ronds lisses RL.

$\eta = 1,6$  Pour les armatures à haute adhérence HA.

**CHAPITRE 02 :**

**PRE**

**DIMENSIONNEM**

**ENT ET**

**DESCENTE DE**

**CHARGES**

## 2.1. Introduction :

Pour assurer la bonne tenue de la stabilité de l'ouvrage il faut que tous les éléments de la structure soient préfinis pour résister aux différentes sollicitations :

- sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges d'exploitation
- sollicitations horizontales concernant le cas de séisme ou des vents. Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature et conforme aux règles (CBA 93, BAEL 91, RPA 99 VERSION 2003)

## 2.2. Pré dimensionnement :

### 2.2.1. Plancher :

Dans cette structure, les planchers sont à corps creux, qui n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

- **Détermination de l'épaisseur :**

Le plan est sous forme de L. on opte pour des planchers à corps creux dont l'épaisseur est estimée selon la condition de flèche admissible.

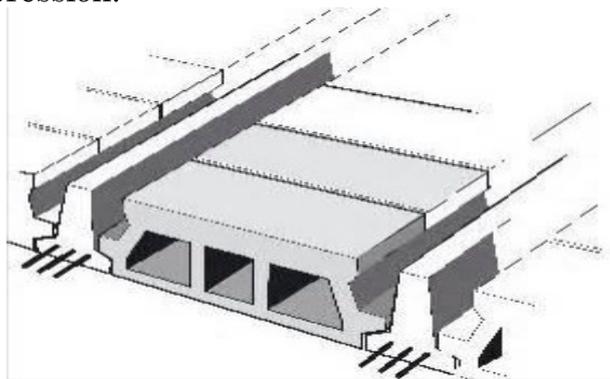
$$h \geq \frac{L}{22,5} \rightarrow h \geq \frac{462}{22,5} = 20,53 \text{ cm} \quad \text{on prend } h=21 \text{ cm}$$

Donc  $h = (16+5) \text{ cm}$ .

L : la plus grande portée dans le sens considéré.

16 cm : corps creux.

5 cm : dalle de compression.



*Figure.2.1 : Plancher en corps creux.*

### 2.2.2. Poteaux :

Les poteaux sont soumis à l'effort de compression. Le calcul doit vérifier les conditions imposées par les règles définies en vigueur dans le RPA99 v. 2003 mais aussi le BAEL91, vis-à-vis de la compression centrée appliquée à la section du poteau.

-Selon le RPA 99 v.2003 ; les poteaux doivent respecter les conditions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25 \\ \min(a, b) \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq a/b \leq 4 \end{array} \right\}$$

Avec  $h_e$  : la hauteur sous plafond.

-Selon le BAEL91 :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \cdot f_e}{100 \times \gamma_s}\right)}$$

$B_r$  : la section réduite du béton

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique des poteaux, évalué par les valeurs suivantes :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

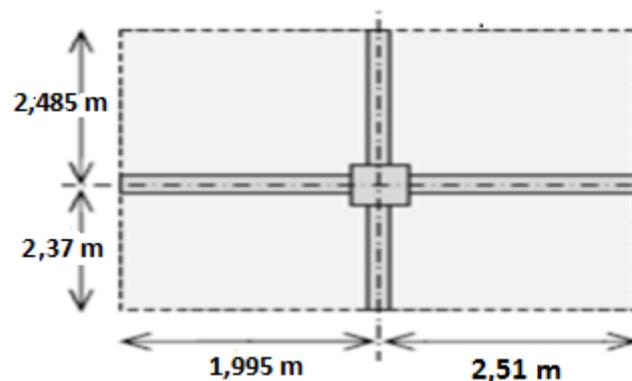
$$\beta = 0,85\lambda^2 / 1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élançement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :  $\beta = 1.2$

$$N_u = p \cdot s \cdot n$$

Avec  $p=1\text{t/m}^2=10\text{ KN/m}^2$  (par étage).

$S$  : la section que doit supporter le poteau le plus sollicité.



**Figure.2.2 : Section du poteau le plus sollicité.**

$$S = (2,485 + 2,37) \times (1,995 + 2,51) = 21,87 \text{ m}^2$$

$n = 10$  (nombre de plancher au – dessus de poteau du sous – sol)

$$N_u = 10 \times 21,87 \times 10 \rightarrow N_u = 2187 \text{ KN}$$

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \cdot f_e}{100 \times \gamma_s}\right)}$$

$$f_e : 400 \text{ MPa.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ avec } \gamma_b = 1,5 \text{ (cas général)} \quad \theta = 1 \text{ (charge } > 24 \text{ h)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 2221 \times 10^{-3}}{\left(\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}\right)} \rightarrow B_r \geq 0,14 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B_r \geq (a - 0,02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$\text{Donc } a \geq 0,40 \text{ m}$$

$$\text{On prend } a = 40 \text{ cm}$$

$$b \geq \frac{B_r}{a - 0,02} + 0,02 \rightarrow b \geq 0,376 \text{ m}$$

$$\text{On prend } b = 40 \text{ cm}$$

### 2.2.2.1. Vérification du poteau au flambement :

Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{(a \times b^3)}{12} = \frac{(40 \times 40^3)}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

Rayons de giration  $i_x, i_y$ :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_{x,y}/A} = \sqrt{213333,33/1600} = 11,54 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec } A = a \cdot b = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ cm}^2.$$

Calcul de l'élanement :

$$\lambda_x = \lambda_y = l_f / i_x. \text{ Avec } l_f = 0,7 \cdot l_0 \text{ (cas général).}$$

$$l_0 = 255 \text{ cm.}$$

$$l_f = 0,7 \cdot 255 = 178,5 \text{ cm.}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{178,5}{11,54} = 15,46 \rightarrow 15,46 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau 2.1 : Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux.

Niveau	$N$	$N_u$ (KN)	$B_r$ ( $m^2$ )	$a$ (m)	$a_{chous}$	$b$ (m)	$b_{chois}$	$l_0$ (m)	$l_f$ (m)	$(\lambda_x, \lambda_y) < 50$
<i>S. sol</i>	10	2187	0,140	0,40	0,4	0,395	0,4	2,55	1,78	15,46
<i>RDC</i>	9	1968,3	0,126	0,384	0,4	0,357	0,4	3,23	2,26	19,59
<i>1<sup>ere</sup> etage</i>	8	1749,6	0,1122	0,366	0,4	0,32	0,4	3,06	2,14	18,56
<i>2<sup>eme</sup> etage</i>	7	1530,9	0,098	0,345	0,35	0,322	0,35	3,06	2,14	18,56
<i>3<sup>eme</sup> etage</i>	6	1312,2	0,084	0,324	0,35	0,279	0,35	3,06	2,14	18,56
<i>4<sup>eme</sup> etage</i>	5	1093,5	0,070	0,301	0,35	0,235	0,35	3,06	2,14	18,56
<i>5<sup>eme</sup> etage</i>	4	874,2	0,056	0,277	0,3	0,192	0,3	3,06	2,14	18,56
<i>6<sup>eme</sup> etage</i>	3	656,1	0,042	0,250	0,3	0,149	0,3	3,06	2,14	18,56
<i>7<sup>eme</sup> etage</i>	2	437,4	0,028	0,220	0,3	0,106	0,3	3,06	2,14	18,56
<i>8<sup>eme</sup> etage</i>	1	218,7	0,014	0,184	0,3	0,063	0,3	3,06	2,14	18,56

### 2.2.3. Les poutres :

D'après les règles de BAEL 91, il faut que :

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0,3 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h \end{array} \right\}$$

$L$  : la portée de la poutre.

$b$  : la largeur de la section.

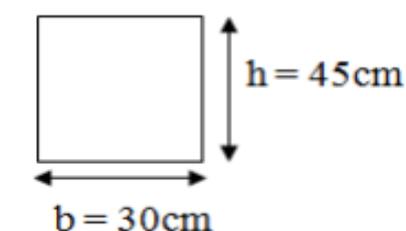
$h$  : la hauteur de la section.

#### 2.2.3.1. Les poutres principales

$L_{max} = 5,03$  m.

$$\frac{503}{15} \leq h \leq \frac{503}{10} \rightarrow 33,53 \leq h \leq 50,3 \rightarrow \text{on prend } h = 45 \text{ cm.}$$

$$0,3 \cdot 45 \leq b \leq 0,7 \cdot 45 \rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm.}$$



Poutre principale

On vérifie les conditions suivantes de RPA :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

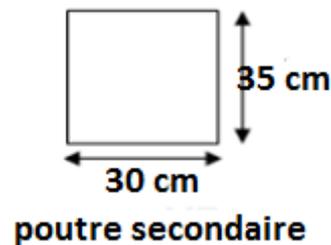
$$h/b < 4 \dots\dots 45/30 = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2.2.3.2. Les poutres secondaires :

$$L_{max} = 4,97 \text{ m.}$$

$$\frac{497}{15} \leq h \leq \frac{497}{10} \rightarrow 33,13 \leq h \leq 49,7 \rightarrow \text{on prend } h = 35 \text{ cm.}$$

$$0,3.35 \leq b \leq 0,7.35 \rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm.}$$



On vérifie les conditions suivantes de RPA :

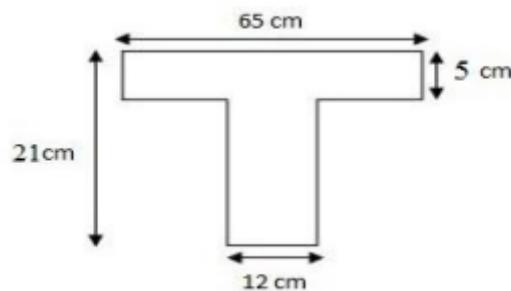
$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b < 4 \dots\dots 45/30 = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2.2.4. Les Poutrelles :

Les poutrelles sont disposées à intervalles réguliers et reçoivent les hourdis.



**Figure.2.3 : Coupe d'une poutrelle.**

$b_0$  : la largeur de la nervure.

$b$  : la largeur de la table.

$h_0$  : la hauteur de la table.

$h$  : la hauteur totale du plancher.  $\left. \begin{array}{l} b_0 = 12 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \end{array} \right\}$

### 2.2.5. Les voiles :

Les murs voiles se sont des éléments conçus pour résister aux forces horizontales dues aux vents et aux seimes. Ils doivent satisfaire la condition :  $L \geq 4a$ .

$L$  : la longueur du voile.

$a$  : l'épaisseur du voile.

Il faut vérifier aussi les conditions de la RPA 99v.2003 :  $a \geq \frac{h_e}{20}$

$h_e$  : la hauteur de l'étage.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

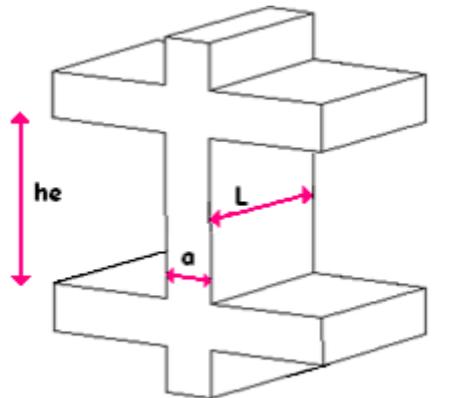


Figure.2.4 Coupe de voile en élévation

- **Sous – sol :**

$$h_e = 2,55 - 0,21 = 2,3 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{2,3}{20} \rightarrow a \geq 0,11 \text{ m}$$

L'épaisseur de mur voile du sous – sol est 0,15m.

- **RDC:**

$$h_e = 3,23 - 0,21 = 2,98 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{2,98}{20} \rightarrow a \geq 0,15 \text{ m}$$

L'épaisseur de mur voile du RDC est 0,15.

- **Étage 1, 2, ..., 8 :**

$$h_e = 3,06 - 0,21 = 2,81 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{2,81}{20} \rightarrow a \geq 0,14 \text{ m}$$

L'épaisseur de mur voile de l'Étage 1, 2, ..., 8 est 0,15 m.

Le tableau ci-après représente les choix des épaisseurs des murs voiles.

**Tableau 2.2 Récapitulation des épaisseurs des voiles.**

Niveau	a (m)	Le choix de a (m)
Sous-sol	0,127	0,15
RDC	0,161	0,15
Étage 1, 2, ..., 8	0,153	0,15

### 2.2.6. Escalier :

#### 2.2.6.1. Introduction :

Les escaliers permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

#### 2.2.6.2. Les marches et les contremarches :

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66 \text{ (m)}.$$

Avec h : La hauteur moyenne de contremarche.

g : Le giron (la distance horizontale entre deux contremarche).

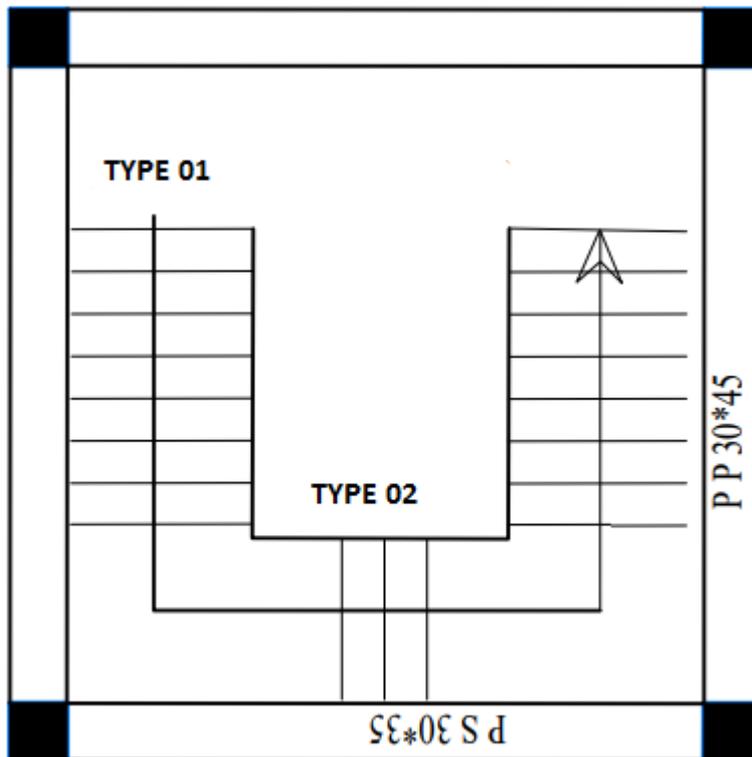
On prend  $g = 30 \text{ cm}$  ;

D'où  $0,145 \leq h \leq 0,18 \text{ (m)}$ .

On prend  $h = 17 \text{ cm}$  ;

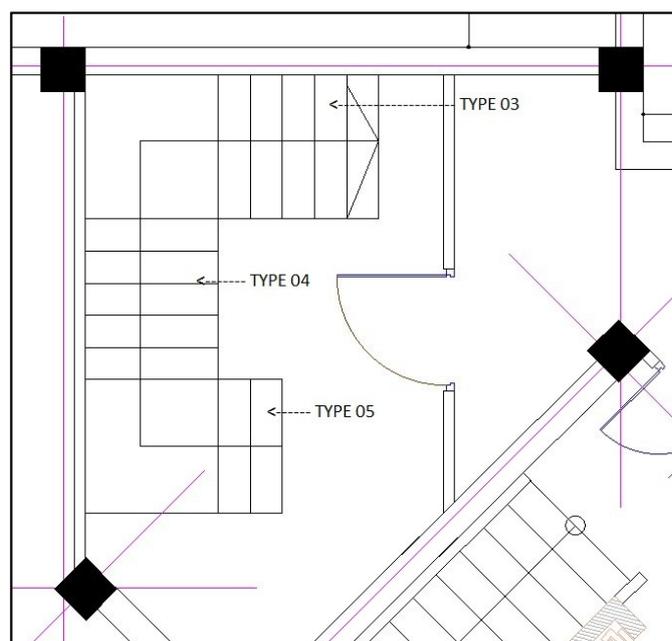
*Figure.2.5 types des escaliers.*

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = \arctg \frac{136}{210} = 32,92^\circ \\ \alpha_2 = \arctg \frac{51}{60} = 40,36^\circ \end{array} \right\}$$



*Figure.2.6 types des escaliers sous-sol.*

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_3 = \arctg \frac{102}{150} = 34,21^\circ \\ \alpha_4 = \arctg \frac{102}{150} = 34,21^\circ \\ \alpha_5 = \arctg \frac{51}{60} = 40,36^\circ \end{array} \right\}$$



### 2.2.6.3. Les types des escaliers.

Type 01 :

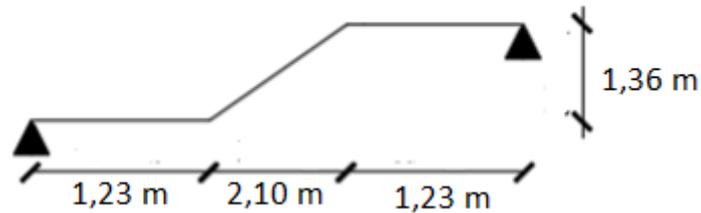


Figure.2.7 types 01 et 03 d'escalier.

**Nombre des marches et contremarches :**

Si  $n$  le nombre de contremarches on aura  $(n-1)$  marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19 \text{ contre marche au totalc. } -\text{à} - d. 8 \text{ dans le volée}$$

$$g = (n - 1) = 19 - 1 = 18 \text{ marche au total}$$

**Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g(n - 1) = 30(8 - 1) = 210 \text{ cm}$$

**L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos :**

• **paillasse :**

$$\frac{l}{20} \leq ep \leq \frac{l}{15} \text{ Avec } L = 210 \text{ cm}$$

$$10,5 \leq ep \leq 14 \text{ cm}$$

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

• **palier :**

$$\frac{l}{20} \leq ep \leq \frac{l}{15} \text{ Avec } L = 15 \text{ cm}$$

$$9,25 \leq ep \leq 12,33 \text{ cm}$$

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

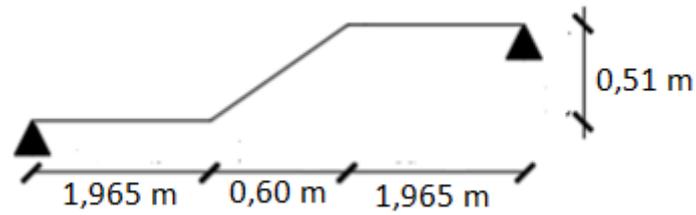
• **Inclinaison de la paillasse :**

$$tga = \frac{H}{h} = \frac{136}{210} = 0,647 \rightarrow a = 32,92^\circ$$

• **Longueur de la paillasse :**

$$\cos a = \frac{210}{L} \rightarrow L = \frac{210}{\cos a} \rightarrow L = 324 \text{ cm}$$

1.



*Figure.2.8 types 02 d'escalier.*

**Nombre des marches et contremarches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{51}{17} = 3 \text{ contre marche au total}$$

$$g = (n - 1) = 3 - 1 = 2 \text{ marche au total}$$

**Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g(n - 1) = 30(3 - 1) = 60 \text{ cm}$$

**L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos :**

- **paillasse :**

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

- **palier :**

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

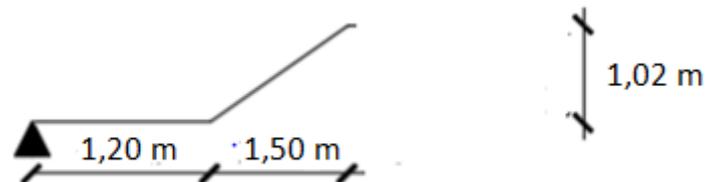
- **Inclinaison de la paillasse :**

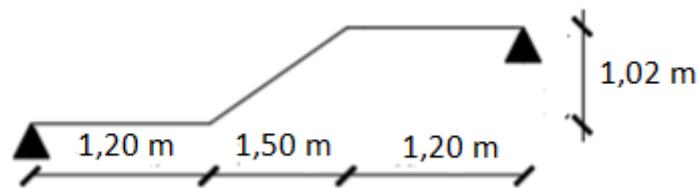
$$tga = \frac{H}{h} = \frac{51}{60} = 0,85 \rightarrow a = 40,36^\circ$$

- **Longueur de la paillasse :**

$$\cos a = \frac{60}{L} \rightarrow L = \frac{60}{\cos a} \rightarrow L = 70,59 \text{ cm}$$

**Type 03 et Type 04:**



*Figure.2.9 types 03 d'escalier.**Figure.2.10 types 04 d'escalier.*

**Nombre des marches et contremarches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ contre marche au total}$$

$$g = (n - 1) = 6 - 1 = 5 \text{ marche au total}$$

**Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g(n - 1) = 30(6 - 1) = 150 \text{ cm}$$

**L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos :**

- paillasse :

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

- palier :

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

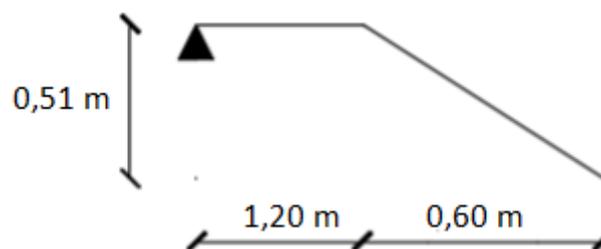
- Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tga} = \frac{H}{h} = \frac{102}{150} = 0,68 \rightarrow a = 34,21^\circ$$

- Longueur de la paillasse :

$$\text{cosa} = \frac{150}{L} \rightarrow L = \frac{150}{\text{cosa}} \rightarrow L = 181,38 \text{ cm}$$

**TYPE 05 :**

*Figure.2.11 types 05 d'escalier.*

**Nombre des marches et contremarches :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{51}{17} = 3 \text{ contre marche au total}$$

$$g = (n - 1) = 3 - 1 = 2 \text{ marche au total}$$

**Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g(n - 1) = 30(3 - 1) = 60 \text{ cm}$$

**L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos :**

- **paillasse :**

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

- **palier :**

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

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\operatorname{tga} = \frac{H}{h} = \frac{51}{60} = 0,85 \rightarrow a = 40,36^\circ$$

- **Longueur de la paillasse :**

$$\operatorname{cosa} = \frac{60}{L} \rightarrow L = \frac{60}{\operatorname{cosa}} \rightarrow L = 70,59 \text{ cm}$$

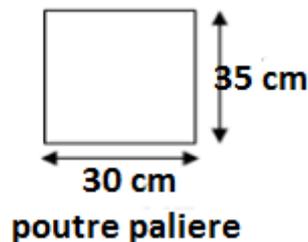
### 2.2.7. Poutre palière :

D'après de BAEL 91 modifié en 99 on a :

$$L = 4,93 \text{ m}$$

$$\frac{493}{15} \leq h \leq \frac{493}{10} \rightarrow 32,86 \leq h \leq 49,3 \rightarrow \text{on prend } h = 35 \text{ cm.}$$

$$0,335 \leq b \leq 0,735 \rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm.}$$



Selon le RPA99 v.2003

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots 30 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b < 4 \dots\dots 30/30 = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc } b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$$

## 2.3. Descente de charges :

### 2.3.1. Introduction :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure, l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des

charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis la terrasse jusqu'aux fondations.

### 2.3.2. Plancher terrasse inaccessible :

Les charges du plancher (G).

Terrasse inaccessible :

- gravillons de protection ..... (ep = 5 cm) ..... 0,85 KN/m<sup>2</sup>
- Étanchéité ..... (ep = 2 cm) ..... 0,12 KN/m<sup>2</sup>
- forme de pont ..... (ep = 2 cm) ..... 2,2 KN/m<sup>2</sup>
- plancher ..... (ep = 16 + 5) ..... 3,10 KN/m<sup>2</sup>
- Isolation thermique ..... (ep = 2 cm) ..... 0,16 KN/m<sup>2</sup>
- Enduit plâtre ..... (ep = 2 cm) ..... 0,2 KN/m<sup>2</sup>

<b><math>G = 6,63 \text{ KN/m}^2</math></b>
---

Surcharge d'exploitation (Q) :

<b><math>Q = 1,00 \text{ KN/m}^2</math></b>
---

### 2.3.3. Plancher étage courant :

- Carrelage..... (ép. =2 cm) .....0,4KN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose .....(ép. =2 cm) ..... 0,4 KN/m<sup>2</sup>
- Lit de sable ..... (ép. =2 cm) ..... 0,36 KN/m<sup>2</sup>
- plancher ..... (ép. =16+5) ..... 3,10 KN/m<sup>2</sup>
- cloison ..... (ép. =10 cm) ..... 1 KN/m<sup>2</sup>
- Enduit sous plafond en ciment..... (ep=2 cm) ..... 0,36 KN/m<sup>2</sup>

<b><math>G = 5,62 \text{ KN/m}^2</math></b>
---

→ Surcharge d'exploitation (Q) :

- logement

<b><math>Q = 1,5 \text{ KN/m}^2</math></b>
--

2.3.4. Cloison extérieure :

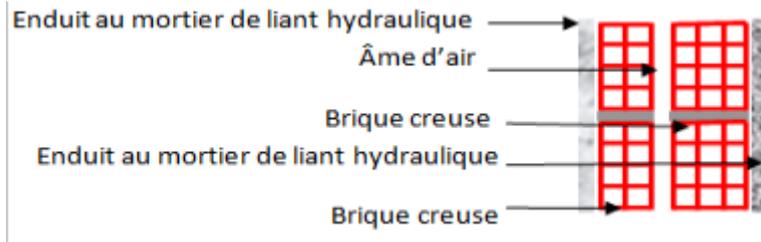


Figure.2.8 Coupe transversale des murs extérieurs.

- Mur extérieur ..... (esp=15 cm) ..... 1,3 KN/m<sup>2</sup>
- Mur intérieur ..... (esp=10 cm) ..... 0,9 KN/m<sup>2</sup>
- Enduit de ciment (Int et ext) ..... (ep=4 cm) ..... 2×0,36 KN/m<sup>2</sup>

<b><math>G=2,92 \text{ KN/m}^2</math></b>
---

2.3.5. Escalier :

- Palier :

1.1 → Charge permanentes :

- Carrelage .....(esp=2cm) .....0,4 KN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose.....(esp=2cm) .....0,4 KN/m<sup>2</sup>
- Lit de sable.....(ep=2cm) .....0,36 KN/m<sup>2</sup>
- Dalle en béton armé..... (ep=15cm) .....4,50 KN/m<sup>2</sup>
- Enduit au mortier de liant hydraulique..... (ep=2cm) .....0,36 KN/m<sup>2</sup>

<b><math>G = 6,02 \text{ KN/m}^2</math></b>
---

1.2 → Surcharge d'exploitation (Q) :

<b><math>Q = 2,50 \text{ KN/m}^2</math></b>
---

- **Paillasse :**

2.1. Charge permanentes ( $G$ ) :

- Carrelage ... .. (ep = 2cm) ... .. 0,4 KN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose horizontal ... .. (ep = 2cm) ... .. 0,4 KN/m<sup>2</sup>
- Carrelage contre marche ... .. (ep = 2cm) ... .. 0,2266 KN/m<sup>2</sup>
- Mortier vertical ... .. (ep = 2cm) ... .. 0,2266 KN/m<sup>2</sup>
- Lit de sable ... .. (ep = 2cm) ... .. 0,36 KN/m<sup>2</sup>
- Paillasse en béton armé ... .. (ep = 15cm) ... ..  $\frac{4}{\cos\alpha}$  KN/m<sup>2</sup>
- Enduit au mortier de liant hydraulique ... .. (ep = 2cm) ... .. 0,36 KN/m<sup>2</sup>
- Contre marche ... .. (ep = 2cm) ... .. 2,125 KN/m<sup>2</sup>

Tableau 2.3 charges permanentes de chaque type de paillasse.

Type	$\alpha$ (°)	$G_{\text{paillasse}}$ (KN)
1	32,92°	8,86
2	40,36°	9,34
3	34,21°	8,93
4	34,21°	8,93
5	40,36°	9,34

2.2 → Surcharge d'exploitation ( $Q$ ) :

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

## 2.3.6. Poutre palier :

## 2.3.6.1. Poids propre de la poutre palière :

$G_1$  : Poids propre de la première partie de la poutre.

$G_2$  : Poids propre de la deuxième partie de la poutre.

$G_3$  : Poids propre de la troisième partie de la poutre.

$$G_1 = G_3 = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml.}$$

$$G_2 = (0,3 \times 0,3 \times 25) / \cos(40,36^\circ) = 2,95 \text{ KN/ml.}$$

## 2.3.6.2. Mur double parois sur le palier :

Sur la première partie de la poutre palière (inf.)

$$Ch_{m1} = 2,92 \cdot (1,36 + 0,51) \cdot 1,23 = 6,71 \text{ KN/ml.}$$

Sur la deuxième partie de la poutre palière (milieu.)

$$Ch_m2 = 2,92 \cdot (1,36 + 0,51/2) \cdot 1,23 = 5,2 \text{ KN/ml.}$$

Sur la troisième partie de la poutre palière (sup.)

$$Ch_m3 = 2,92 \cdot 1,36 \cdot 1,23 = 4,88 \text{ KN/ml.}$$

### **2.3.6.3. Poids propre de la paille et le palier :**

Sur la première partie de la poutre palière (inf.)

$$Ch1 = (6,02 \times 1,23) + (8,86 \times 1,05) = 16,7 \text{ KN/ml.}$$

Sur la deuxième partie de la poutre palière (milieu.)

$$ch2 = 9,34 \cdot 1,23 = 11,48 \text{ KN/ml.}$$

Sur la troisième partie de la poutre palière (sup.)

$$ch3 = (6,02 \times 1,23) + (8,86 \times 1,05) = 16,7 \text{ KN/ml.}$$

### **2.3.6.4. La charge d'exploitation :**

$$Q1 = 2,5 \times (1,23 + 1,05) = 5,7 \text{ KN/ml.}$$

$$Q2 = 2,5 \times 1,23 = 3,075 \text{ KN/ml.}$$

$$Q3 = 2,5 \times (1,23 + 1,05) = 5,7 \text{ KN/ml.}$$

**CHAPITRE 3 :**  
**ETUDE DES**  
**ELEMENTS**  
**SECONDAIRE**

### 3.1. Etude des planchers :

#### 3.1.1 Introduction :

Le plancher est considéré comme élément infiniment rigide. Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+5 =21 cm).

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

#### 3.1.2 Etude des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des poutrelles, ainsi que les moments fléchissant et les efforts tranchants tel que :

- la méthode forfaitaire.
- la méthode des trois moments.
- la méthode de Caquot.

On opte pour la méthode des trois moments ainsi que le logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

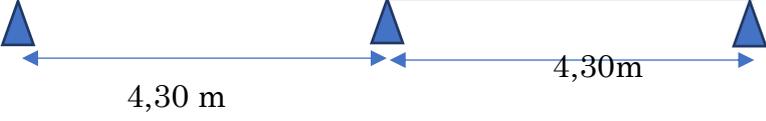
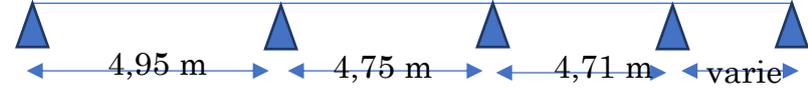
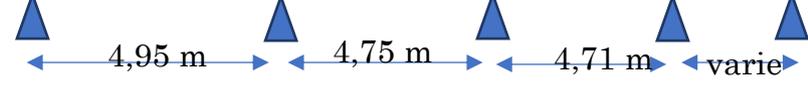
#### 3.1.3. Les charges appliquées sur les poutrelles :

Tableau 3.1 Les charges appliquées sur chaque type de poutrelles.

Niveau de plancher	G ( kN/ m <sup>2</sup> )	Q(kN /m <sup>2</sup> )	b (m)	Les combinaisons d'actions	
				ELU $qu = (1.35G + 1.5Q)b$	ELS $qu = (G + Q)b$
Terrasse inaccessible	6,63	1,00	0,65	6,79	4,95
Étages courants 1,2,3,,8	5,62	1,50	0,65	6,39	4,62
RDC	5,62	1,50	0,65	6,39	4,62

#### 3.1.4. Evaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants :

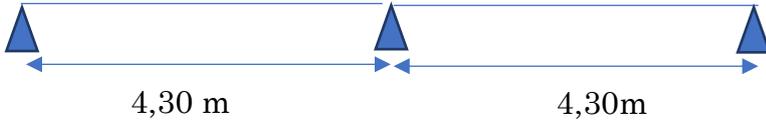
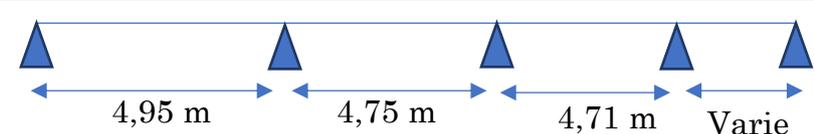
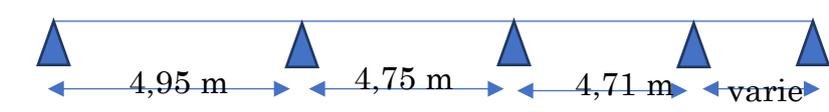
Il y a cinq types de poutrelles dans les planchers : sous-sol, RDC et étages, et six types de poutrelles dans le plancher terrasse inaccessible.

<i>Niveau</i>	<i>Type</i>	<i>Dessin</i>
<i>Sous sol</i>	1	
	2	
	3	
	4	
	5	

**Tableau 3.2 Les différents types de poutrelles dans le sous-sol.**

<i>Niveau</i>	<i>Type</i>	<i>Dessin</i>
<b>RDC ET ETAGE</b>	1	
	2	
	3	
	4	
	5	

**Tableau 3.3 Les différents types de poutrelles dans le RDC ET ETAGES.**

<i>Niveau</i>	<i>Type</i>	<i>Dessin</i>
<b>TERRASSE</b>	1	
	2	
	3	
	4	
	5	
	6	

**Tableau 3.4 Les différents types de poutrelles dans la terrasse inaccessible.**

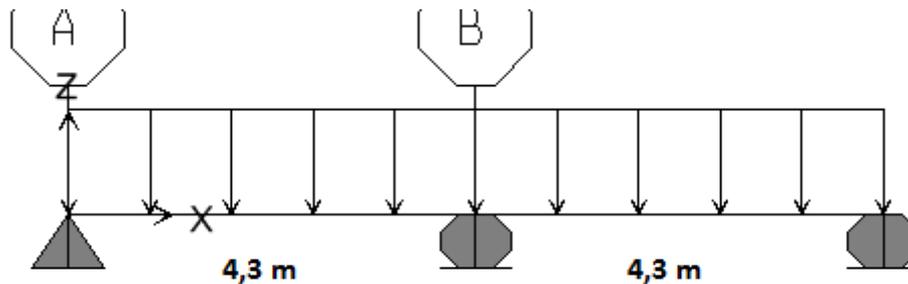
**3.1.5. Détermination des efforts internes :**

Nous allons déterminer les efforts internes pour le type01 (sous-sol) par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

**Exemple de calcul :**

-Type de poutrelle :

$L1 = 4,30 \text{ m}$  ;  $L2 = 4,30 \text{ m}$  ;

**TYPE 01 :**

*Figure 3.1. Schema statique*

**➤ ELU :**

On suppose  $M1=M2=0$

L'équation des trois moments s'applique comme suite ;

$$l1 \times M1 + 2M2(l1 + l2) + M3 \times l3 + 6A2 = 0$$

$$\rightarrow 4,3 \times M1 + 2M2(4,3 + 4,3) + 4,3 \times M3 + 6A2 = 0$$

$$\rightarrow 2M2(8,6) + 6A2 = 0$$

$$\rightarrow 17,2 \times M2 + 6A2 = 0 \dots \dots \dots \text{avec } A2 = R_{2W} + R_{2E}$$

$$R_A = \frac{QL^3_1}{24}$$

$$R_A = \mathbf{20,44KN}$$

$$R_C = \frac{QL^3_2}{24}$$

$$R_C = \mathbf{20,44KN}$$

$$A2 = R_A + R_C = 40,88 \text{ KN}$$

DONC

$$A2 = \mathbf{40,88 \text{ KN}}$$

$$M2 = \mathbf{-14,26 \text{ KN.m}}$$

-Moments et efforts tranchants ;

Travée 1-2 :  $0 \leq x \leq 4,30 \text{ m}$

$$R_A = 10,42 \text{ KN}$$

$$R_B = 17,05 \text{ KN}$$

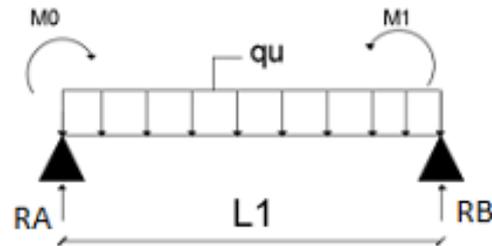


Figure 3.2. *schema statique pour la methode des trois moments partie 1*

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(4,30) = 14,26 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -10,42 \text{ KN} \\ T(4,30) = 17,01 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 1,63 \text{ m} \rightarrow M(1,63) = 8,49 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :  $4,30 \leq x \leq 8,6 \text{ m}$

$$R_B = 17,05 \text{ KN}$$

$$R_C = 10,42 \text{ KN}$$

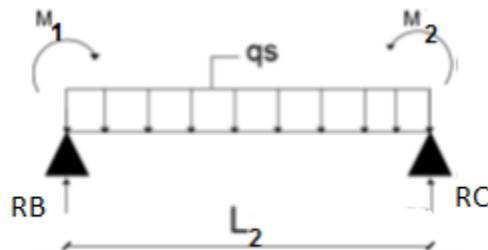


Figure 3.3. *schema statique pour la methode des trois moments partie 2*

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = -14,26 \text{ KN.m} \\ M(4,30) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -17,01 \text{ KN} \\ T(4,30) = 10,42 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 2,67 \text{ m} \rightarrow M(2,67) = 8,49 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$Q_s = 4,62 \text{ KN/ml} ; A_2 = 30,61 \text{ KN} ; M_2 = -10,67 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :  $0 \leq x \leq 4,30 \text{ m}$

$$R_A = 7,45 \text{ KN}$$

$$R_B = 12,41 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4,30) = -10,67 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -7,45 \text{ KN} \\ T(4,30) = 12,41 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow x = 1,61 \text{ m} \rightarrow M(1,61) = 6,00 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :  $4,30 \leq x \leq 8,60 \text{ m}$

$$R_B = 12,41 \text{ KN}$$

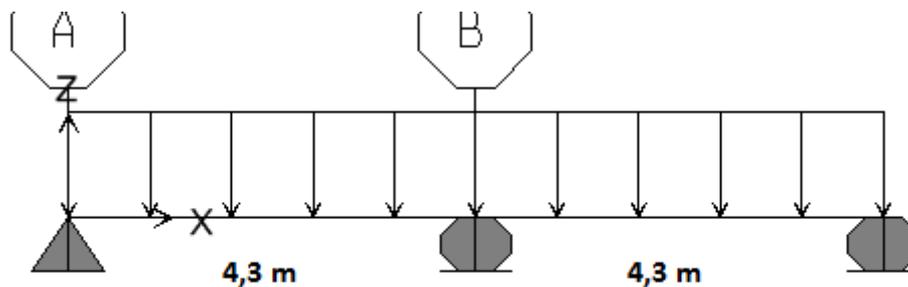
$$R_C = 7,45 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = -10,67 \text{ KN.m} \\ M(4,30) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -12,41 \text{ KN} \\ T(4,30) = 7,45 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

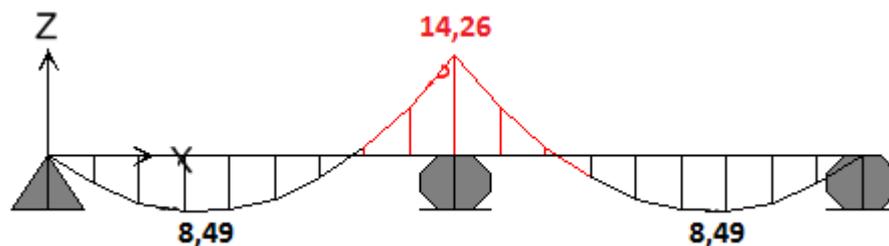
$$T(x) = 0 \rightarrow x = 2,88 \text{ m} \rightarrow M(2,88) = 6,00 \text{ KN.m}$$

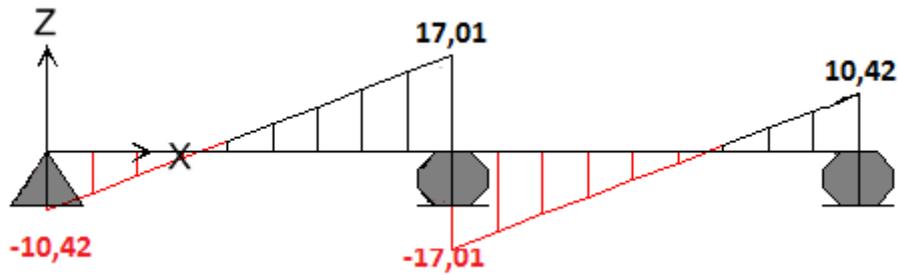
• **Diagrammes sous-sol :**

**TYPE 01 :**

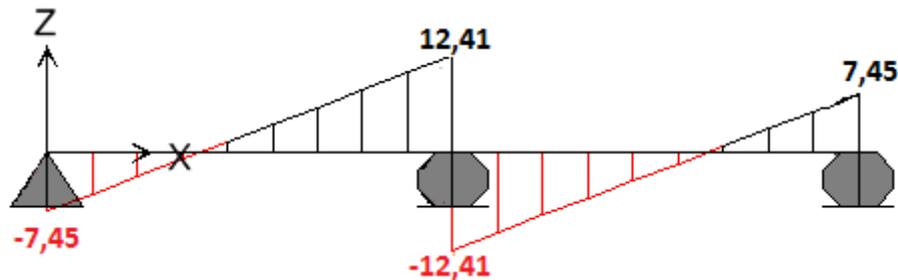
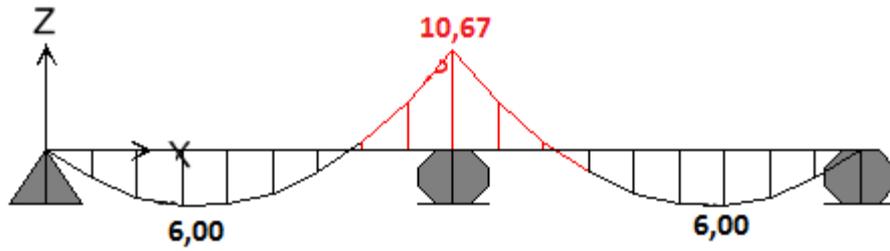


*Figure 3.4. schema statique type 1*



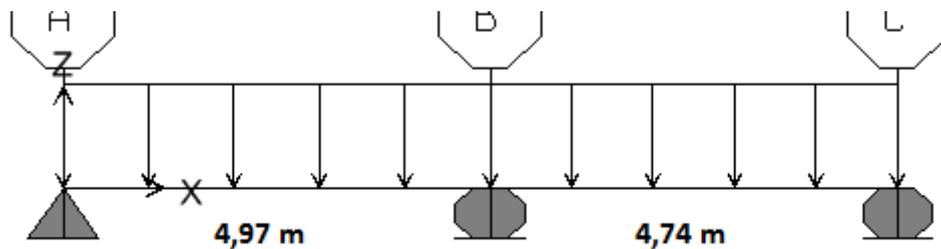


*Diagramme 3.1. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 01 à ELU*

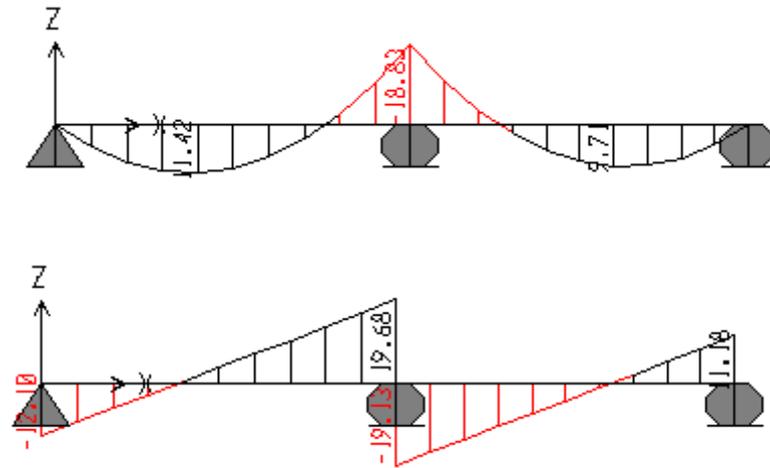


*Diagramme 3.2. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 01 à ELS*

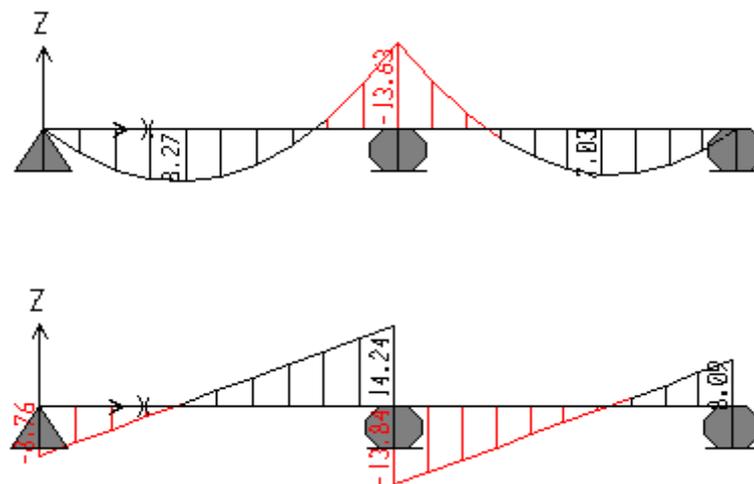
**TYPE 02 :**



*Figure 3.5. Schéma statique type 2*

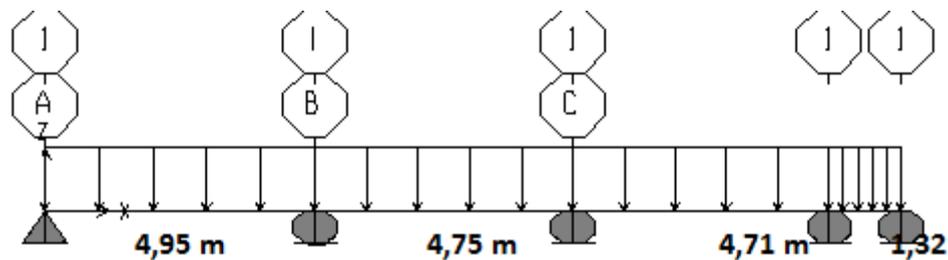


*Diagramme 3.3. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 02 à ELU*



*Diagramme 3.4. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 02 à ELS*

**TYPE 03 :**



*Figure 3.6. Schéma statique type 3*

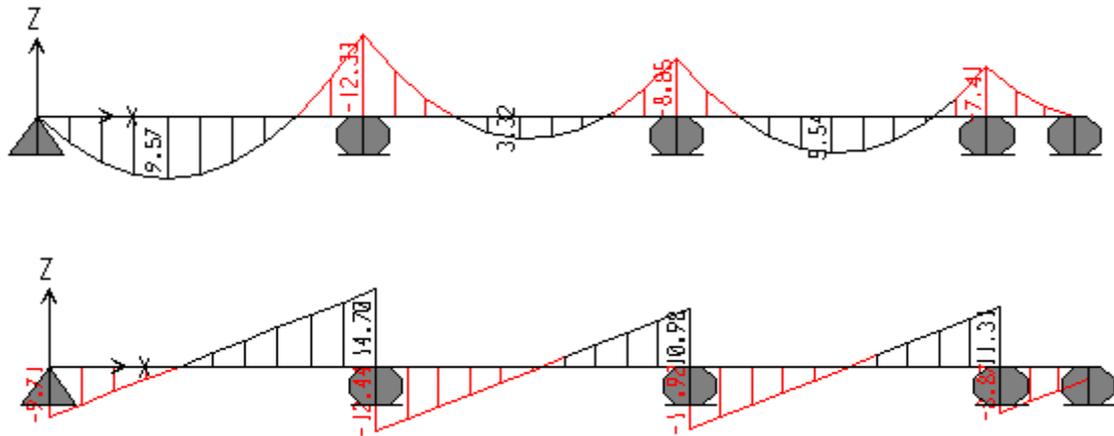


Diagramme 3.5. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 03 à ELU

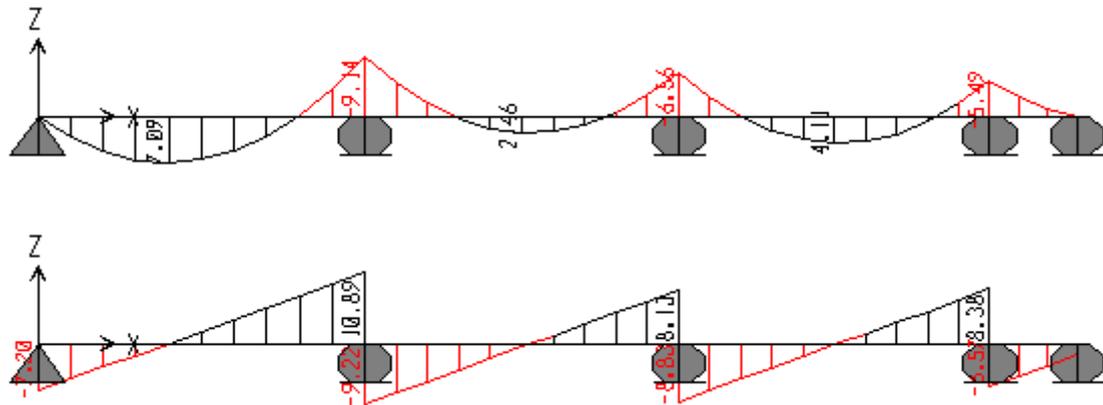


Diagramme 3.6. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 03 à ELS

TYPE 04 :

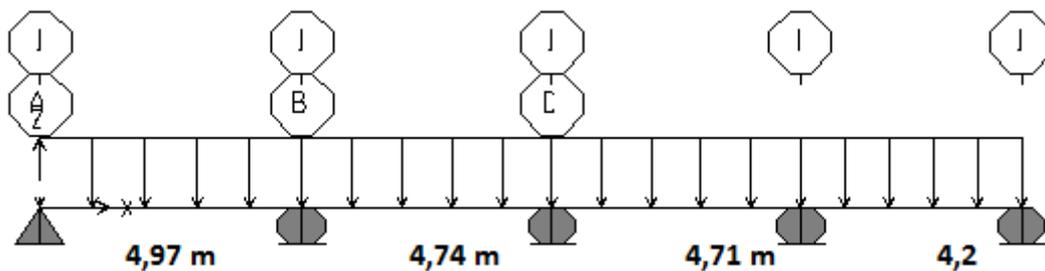
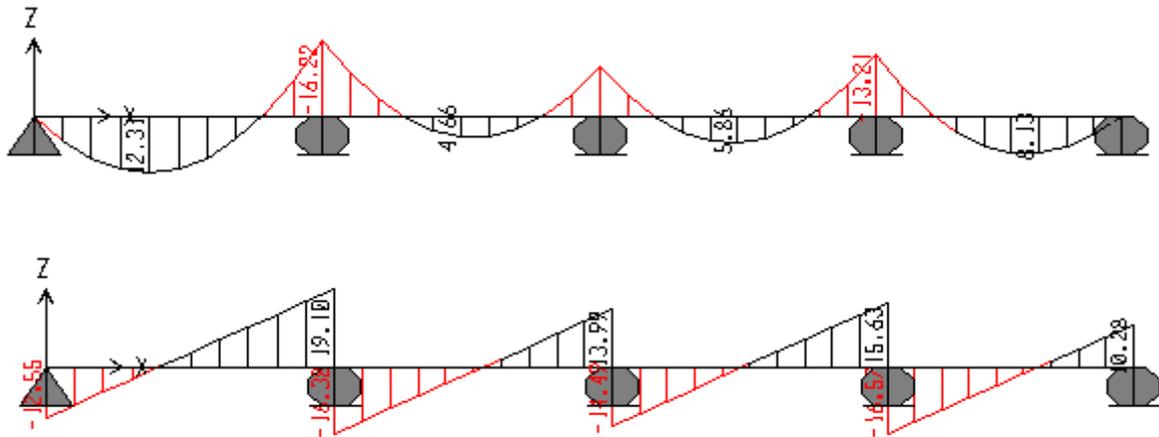
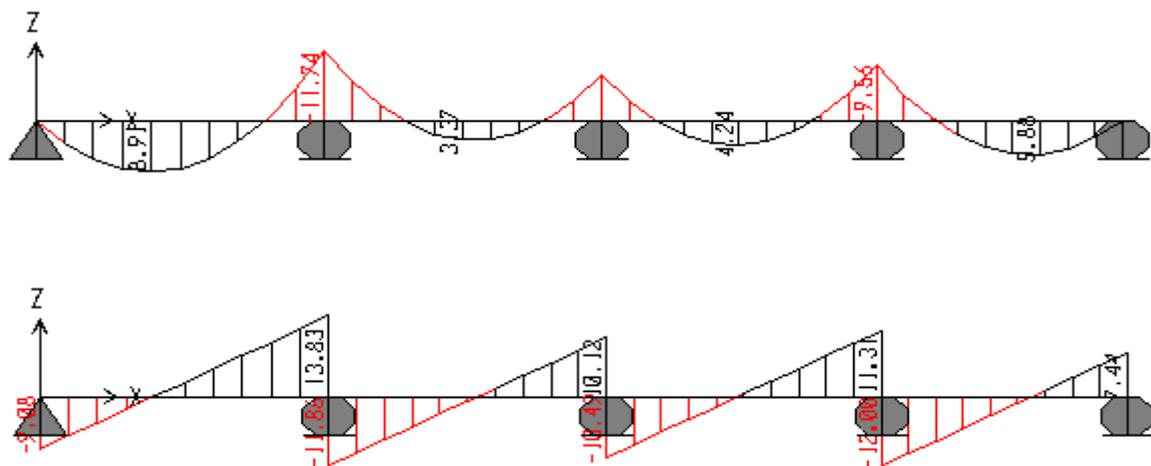


Figure 3.7. Schema statique type 4

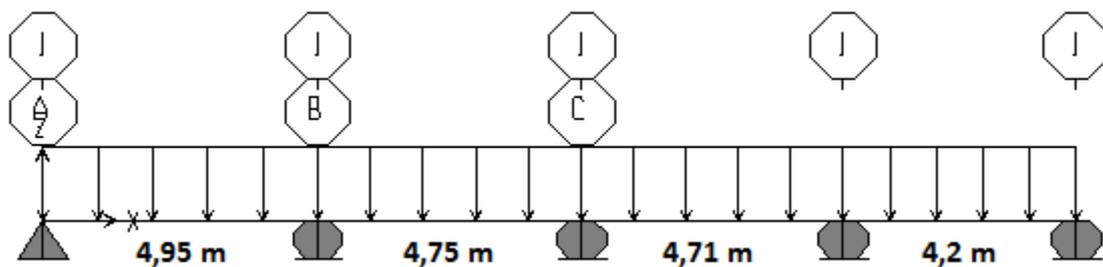


*Diagramme 3.7. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 04 à ELU*

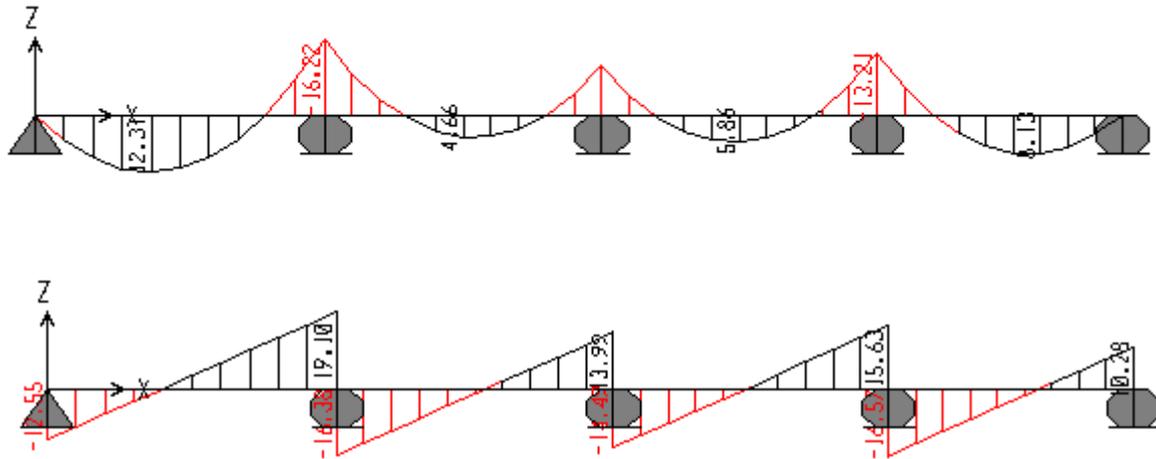


*Diagramme 3.8. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 04 à ELS*

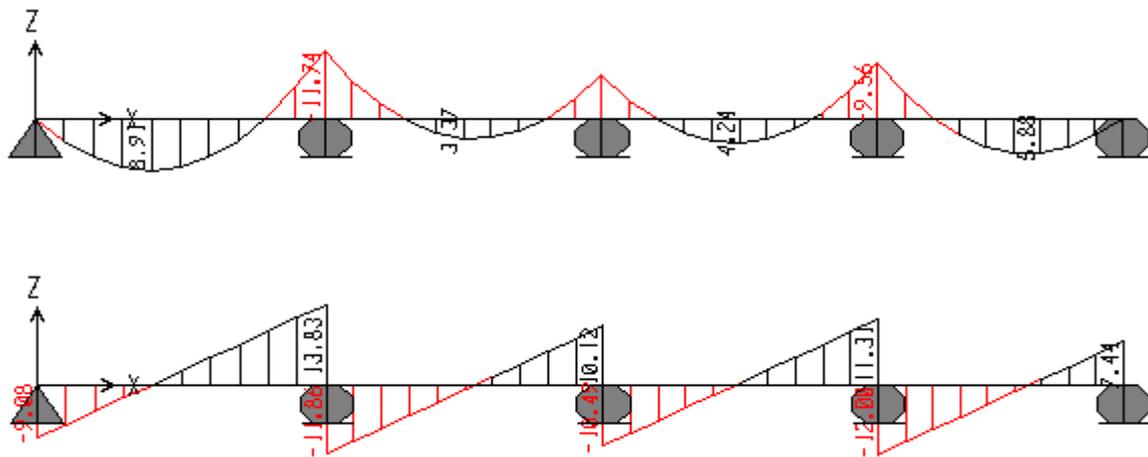
**TYPE 05 :**



*Figure 3.8. Schema statique type 5*



**Diagramme 3.9. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 05 à ELU**



**Diagramme 3.10. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 05 à ELS**

**Tableau 3.5 Les différents résultats de chaque poutrelle des moments et efforts tranchants.**

Niveau	TYPE	$M_{tu}$	$M_{au}$	$T_u$	$M_{ts}$	$M_{as}$	$T_s$
sous sol	1	8,49	14,26	17,01	6	10,67	12,41
	2	11,42	18,83	19,68	8,27	13,63	14,24
	3	9,57	12,33	14,7	7,09	9,14	10,89
	4	12,31	16,23	19,1	8,91	11,74	13,83
	5	12,31	16,23	19,1	8,91	11,74	13,83

On prend les moments max dans l'appui et dans la travée dans tous les planchers et on ferraille avec.

- Diagrammes RDC ET étage :

TYPE 01 :

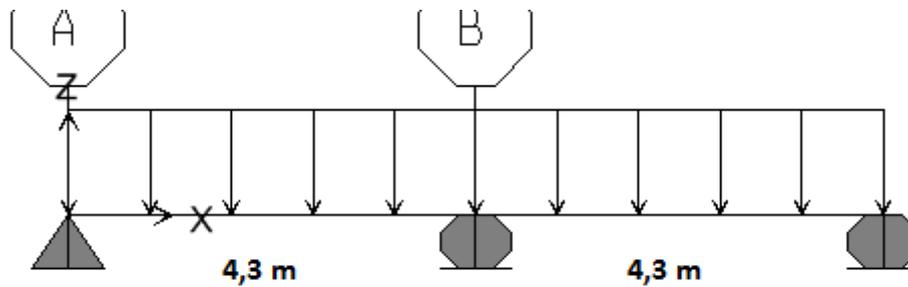


Figure 3.9. Schema statique type 1

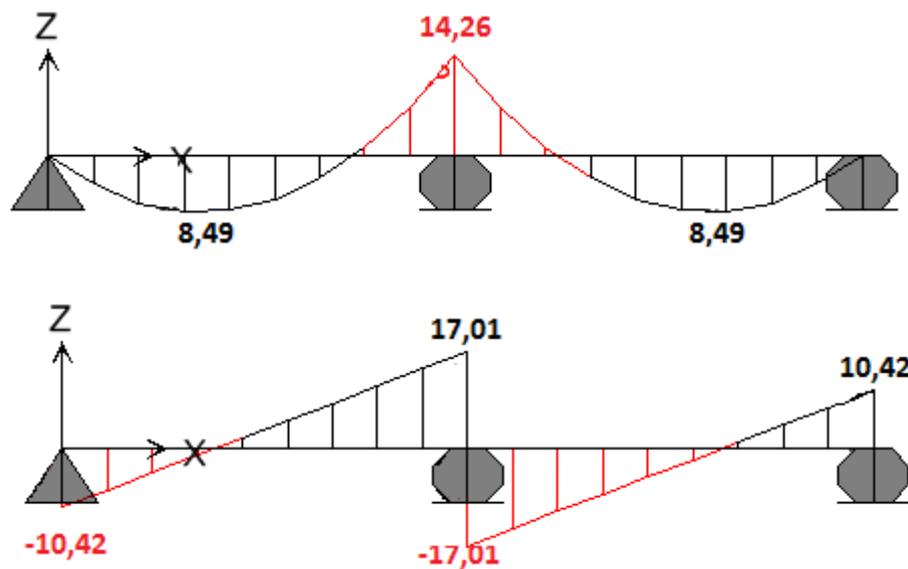
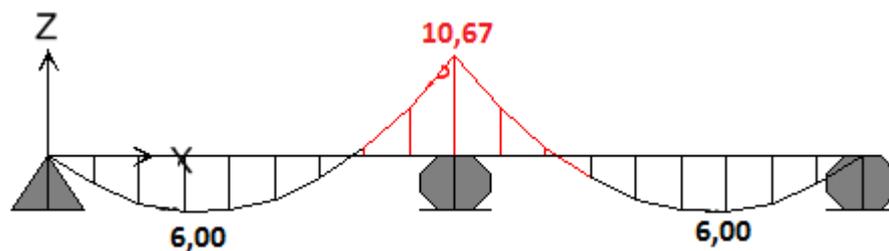
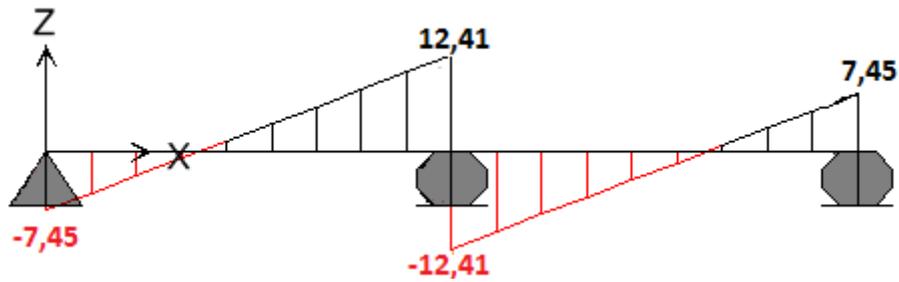
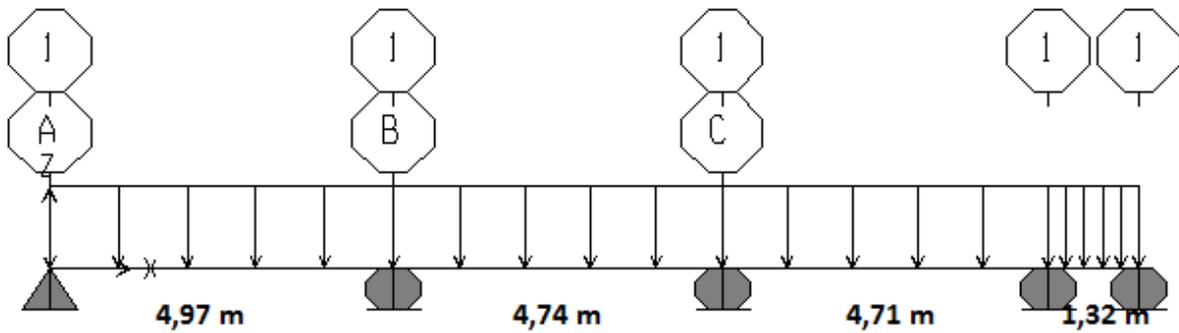


Diagramme 3.11. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 01 à ELU

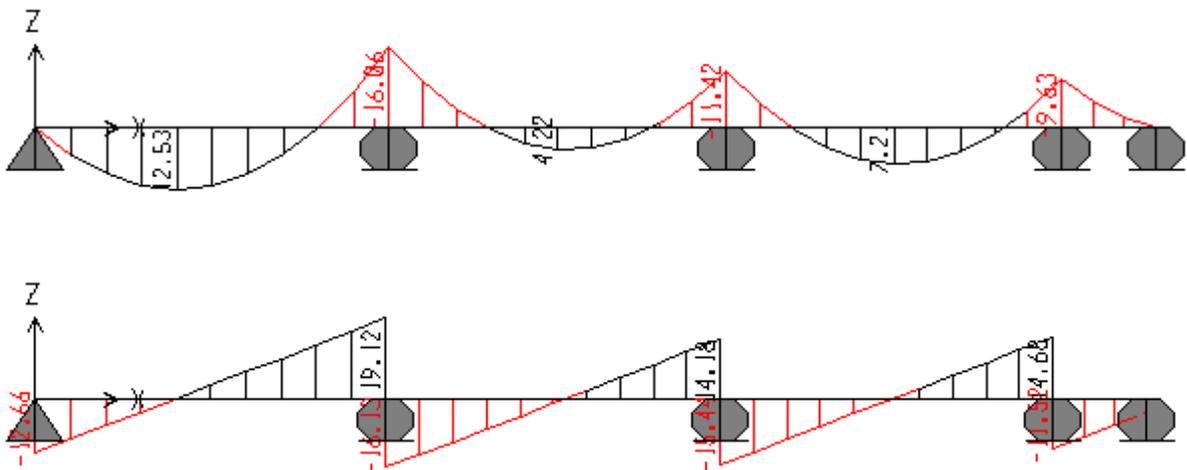




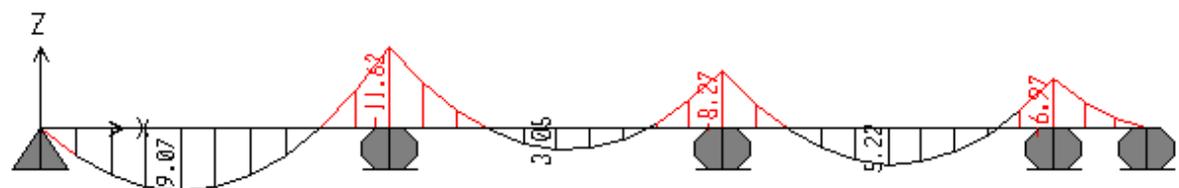
**Diagramme 3.12. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 01 à ELS  
TYPE 02 :**



**Figure 3.10. Schema statique type 2**



**Diagramme 3.13. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 02 à ELU**



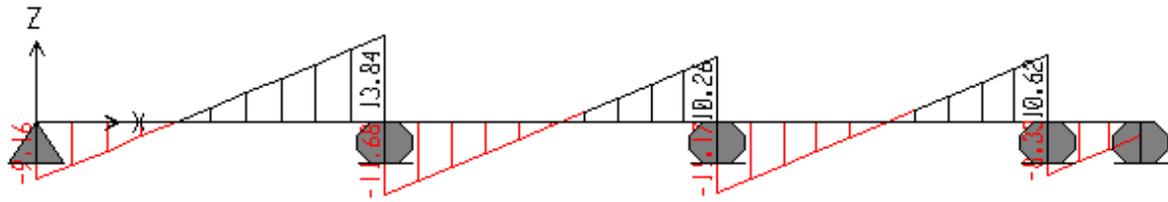


Diagramme 3.14. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 02 à ELS

TYPE 03 :

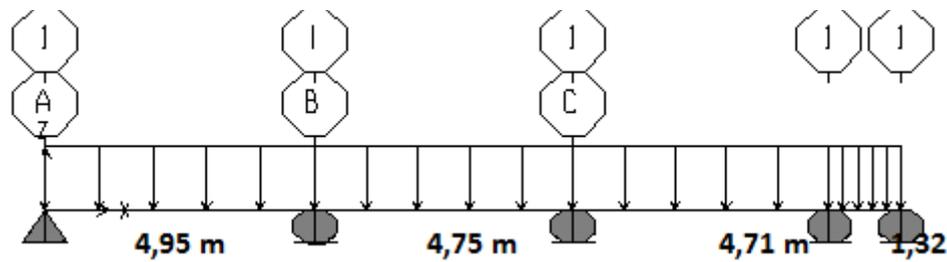


Figure 3.11. Schema statique type 3

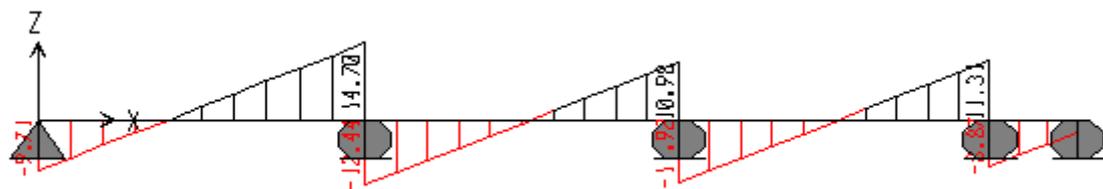
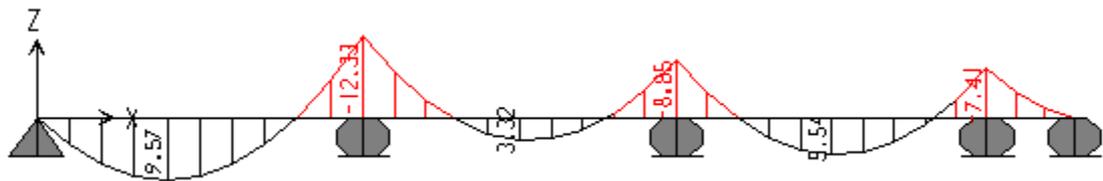
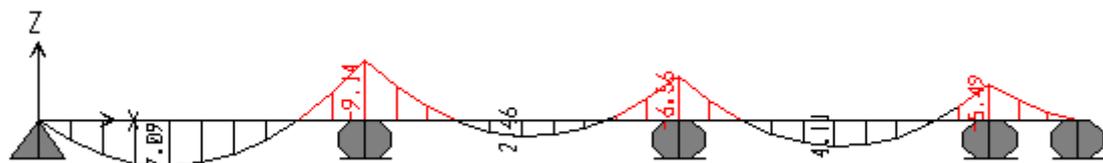


Diagramme 3.5. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 03 à ELU



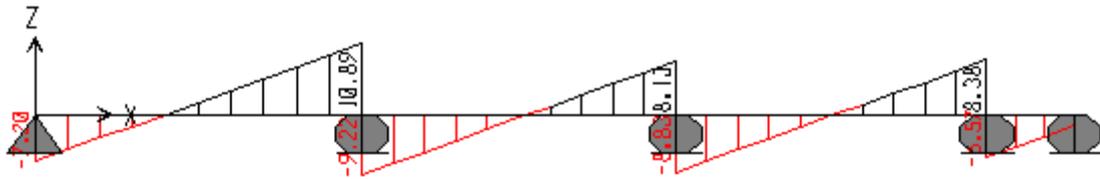


Diagramme 3.6. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 03 à ELS

TYPE 04 :

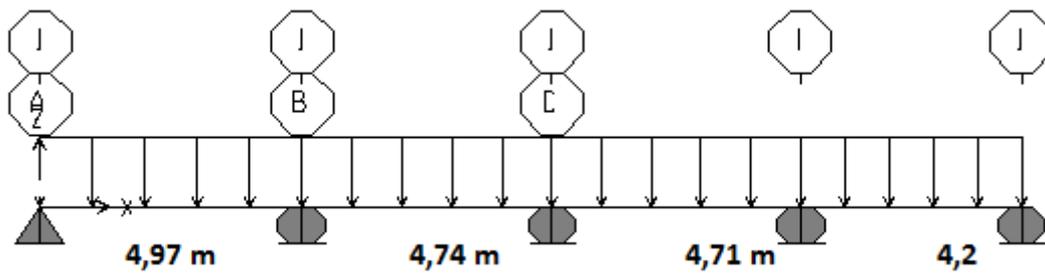


Figure 3.12. Schema statique type 4

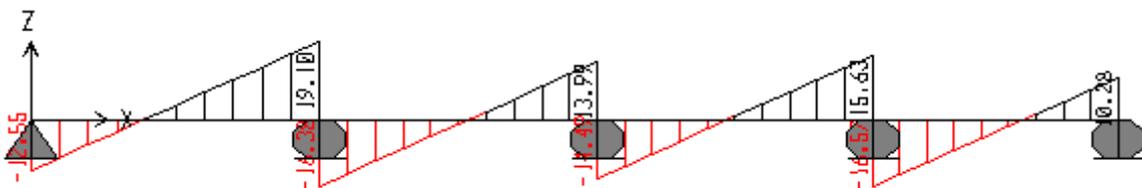
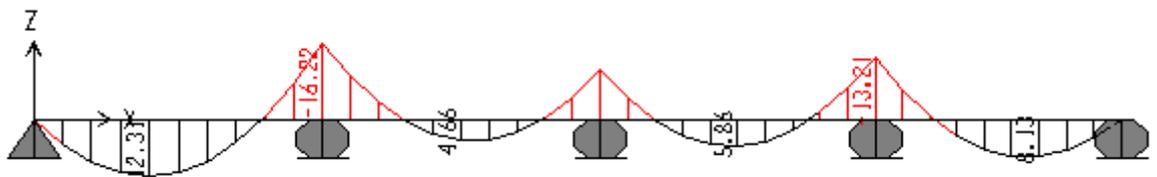
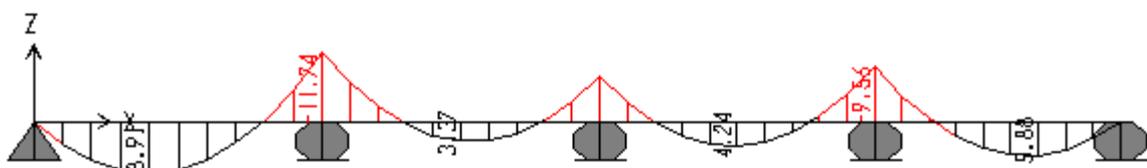


Diagramme 3.7. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 04 à ELU



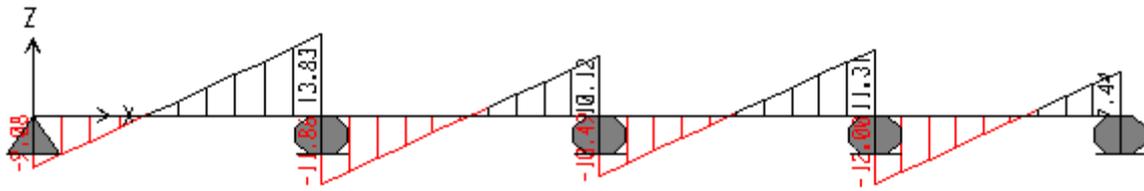


Diagramme 3.8. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 04 à ELS

TYPE 05 :

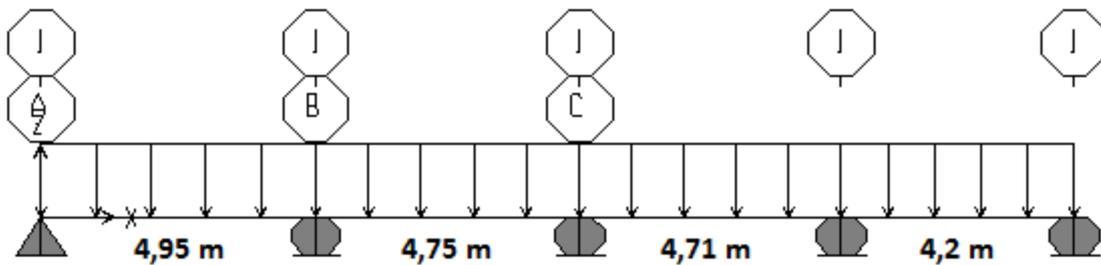


Figure 3.13. Schema statique type 5

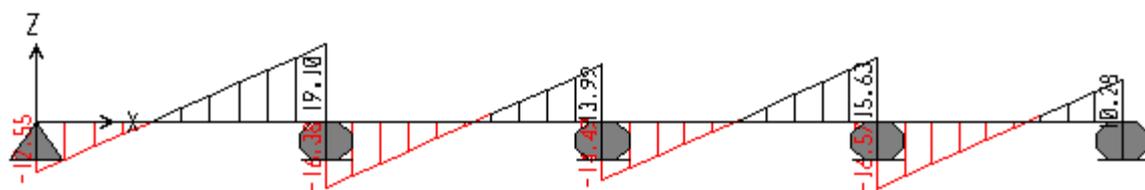
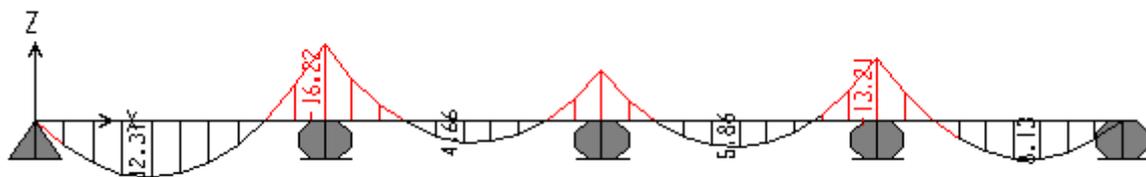
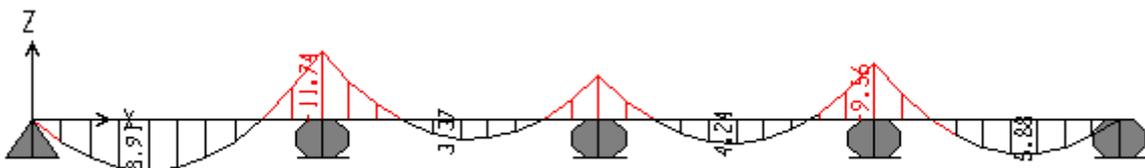


Diagramme 3.9. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 05 à ELU



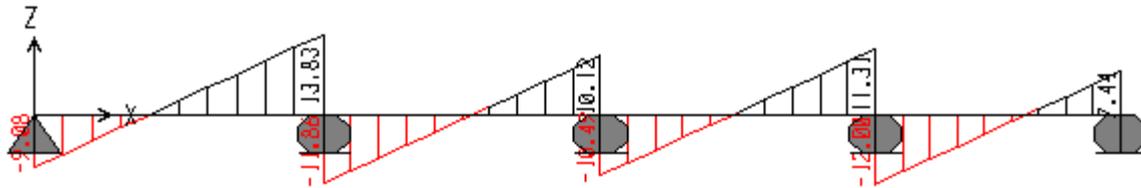


Diagramme 3.10. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 05 à ELS

Tableau 3.6 les différents résultats de chaque poutrelle des moments et efforts tranchants.

Niveau	TYPE	$M_{tu}$	$M_{au}$	$T_u$	$M_{ts}$	$M_{as}$	$T_s$
sous sol	1	8,49	14,26	17,01	6	10,67	12,41
	2	11,53	16,06	19,12	9,07	11,62	13,84
	3	9,57	12,33	14,7	7,09	9,14	10,89
	4	12,31	16,23	19,1	8,91	11,74	13,83
	5	12,31	16,23	19,1	8,91	11,74	13,83

On prend les moments max dans l'appui et dans la travée dans tous les planchers et on ferraille avec.

- Diagrammes terrasse inaccessible :

TYPE 01 :

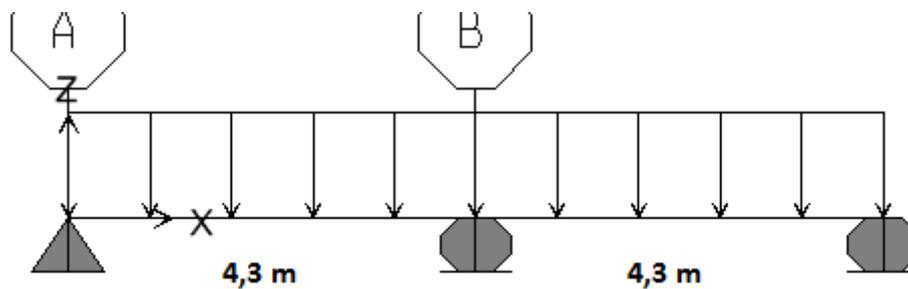
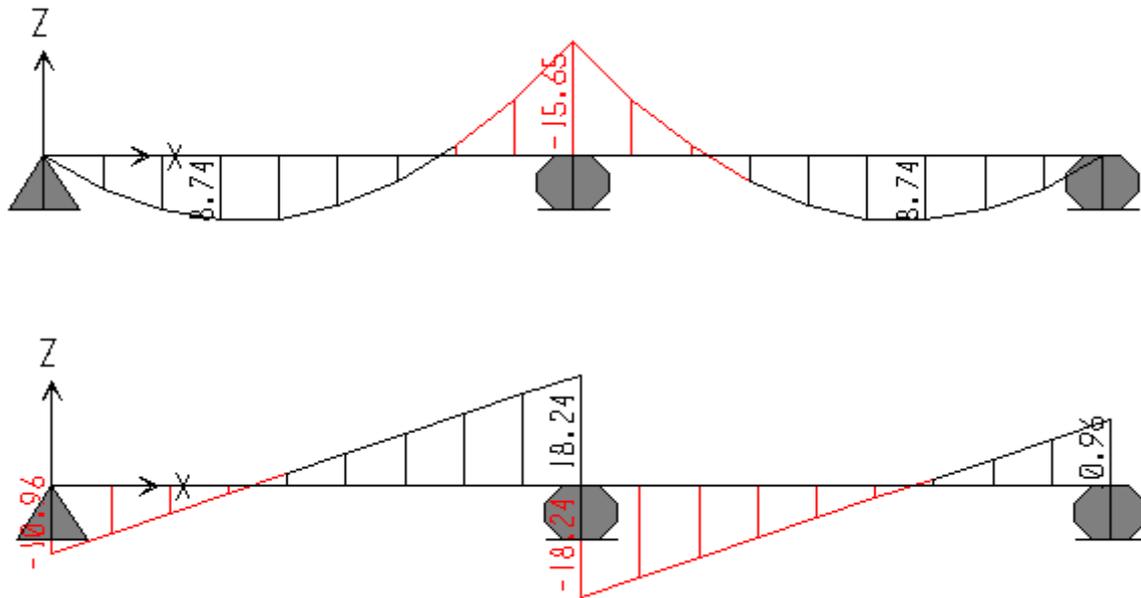
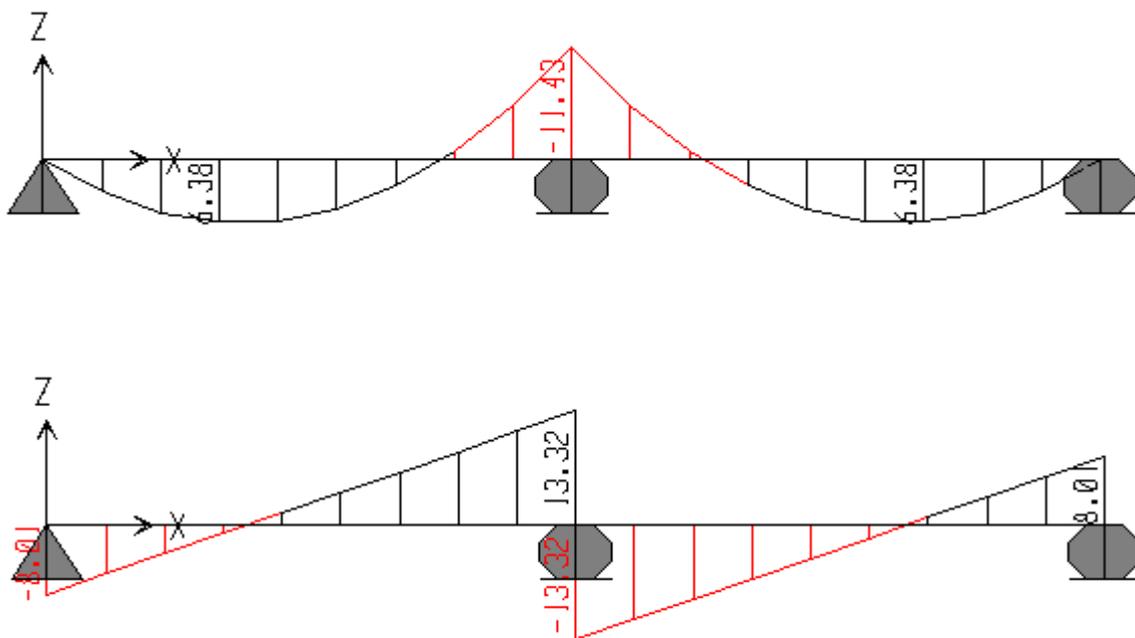


Figure 3.14. Schema statique type 1



*Diagramme 3.21. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 01 à ELU*



*Diagramme 3.22. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 01 à ELS*

**TYPE 02 :**

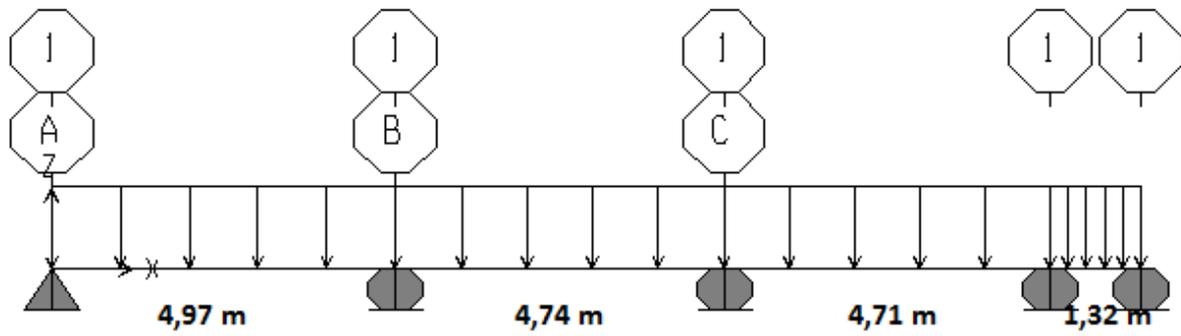


Figure 3.15. Schema statique type 2

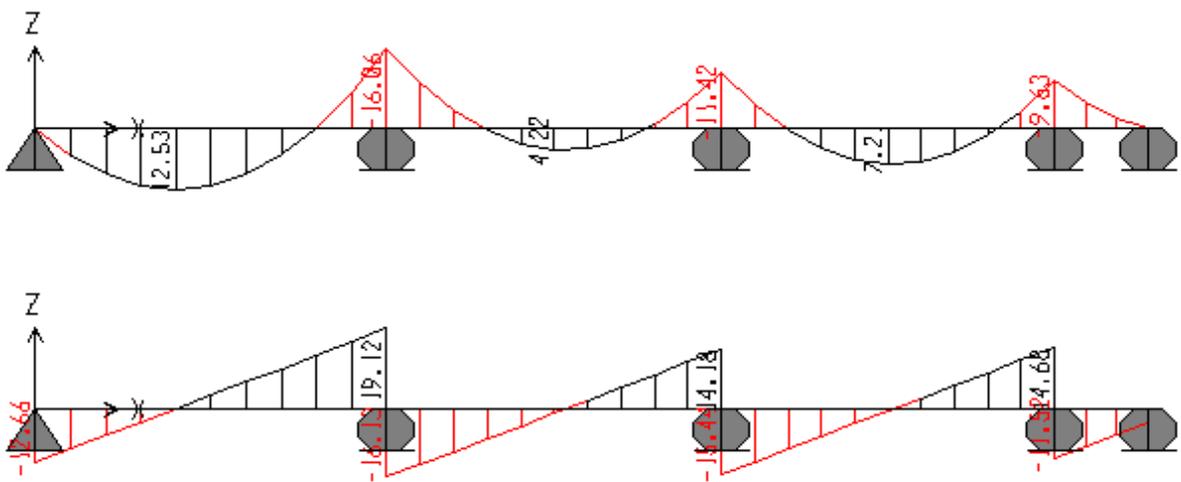


Diagramme 3.23. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 02 à ELU

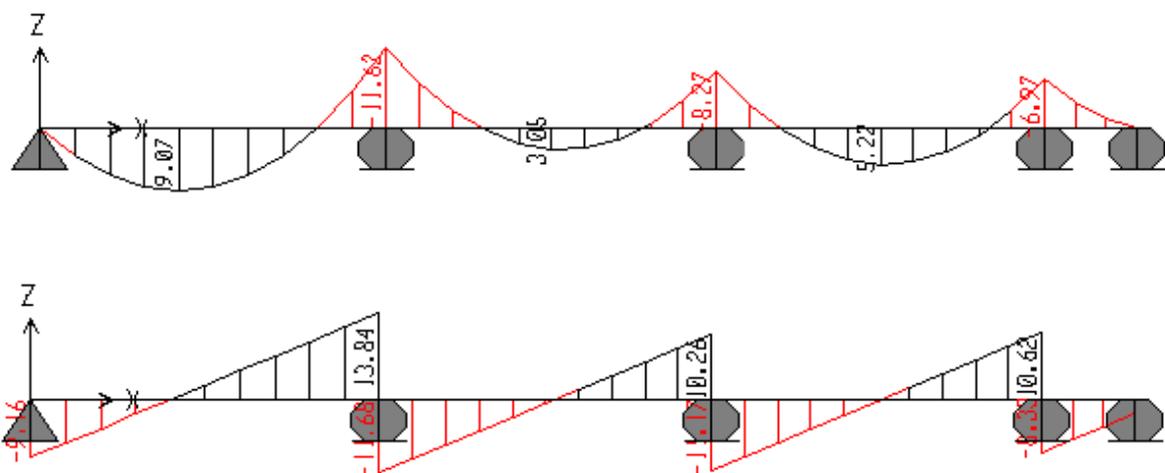
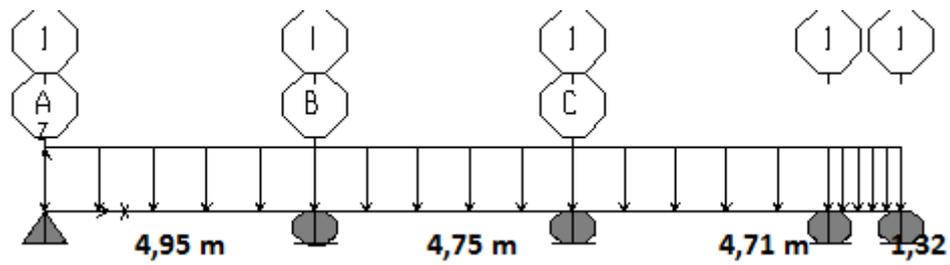
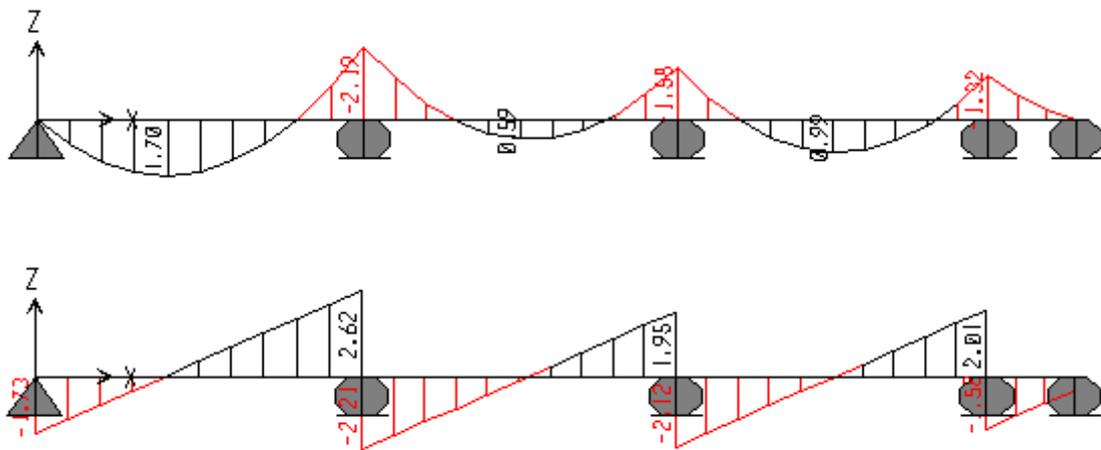


Diagramme 3.24. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 02 à ELS

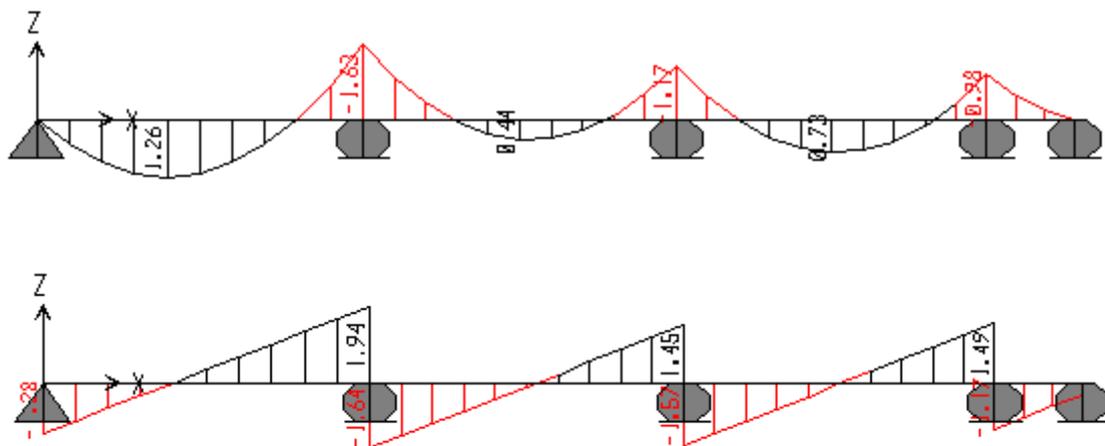
**TYPE 03 :**



*Figure 3.16. Schema statique type 3*



*Diagramme 3.25. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 03 à ELU*



*Diagramme 3.26. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 03 à ELS*

**TYPE 04 :**

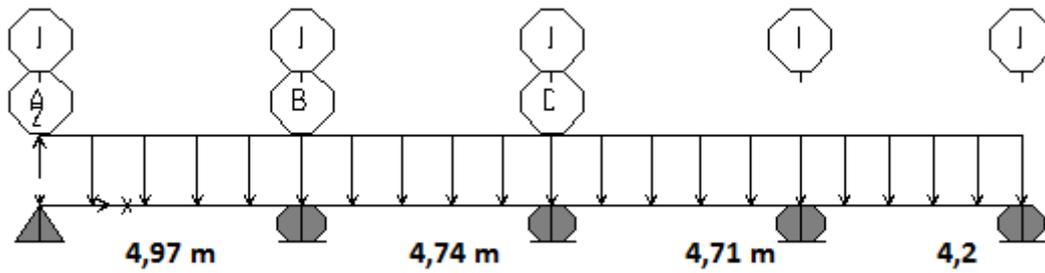


Figure 3.17. Schema statique type 4

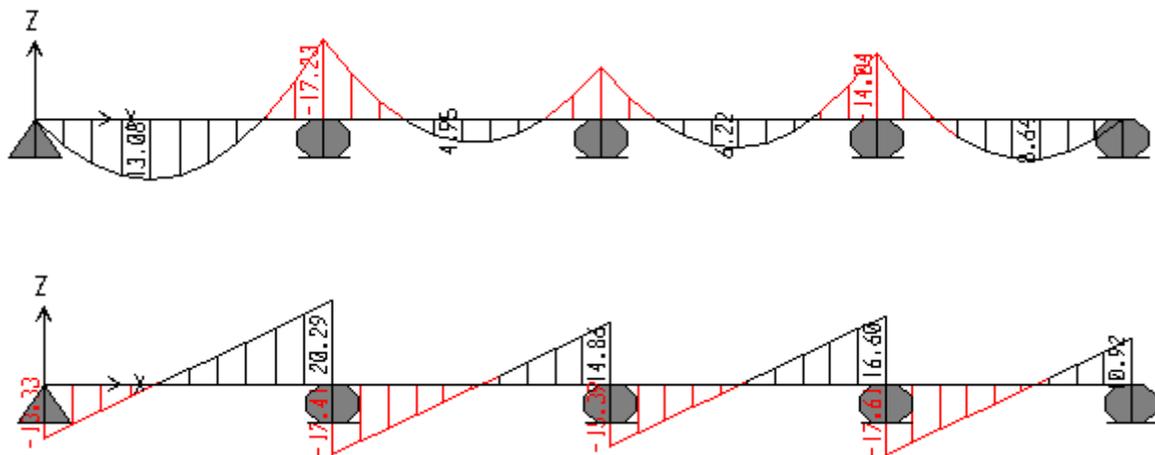


Diagramme 3.27. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 04 à ELU

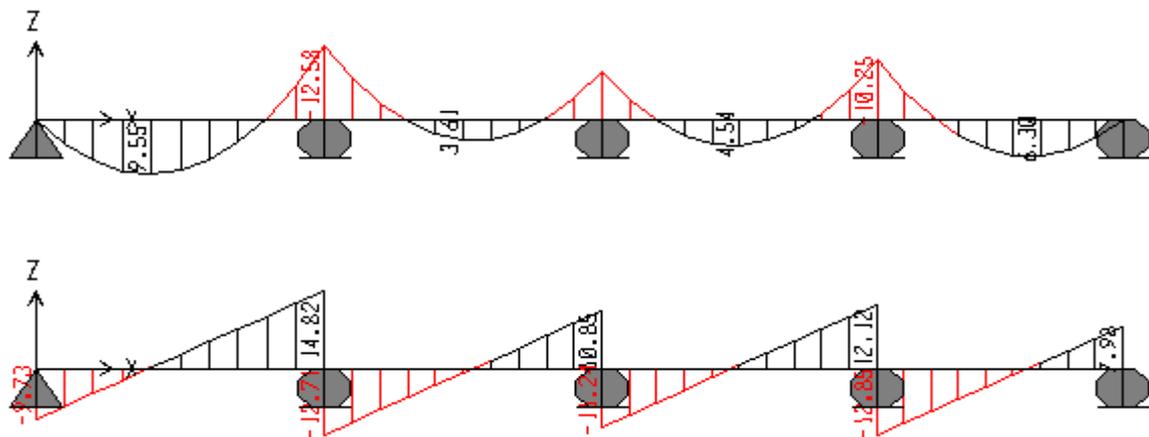


Diagramme 3.28. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 04 à ELS

TYPE 05 :

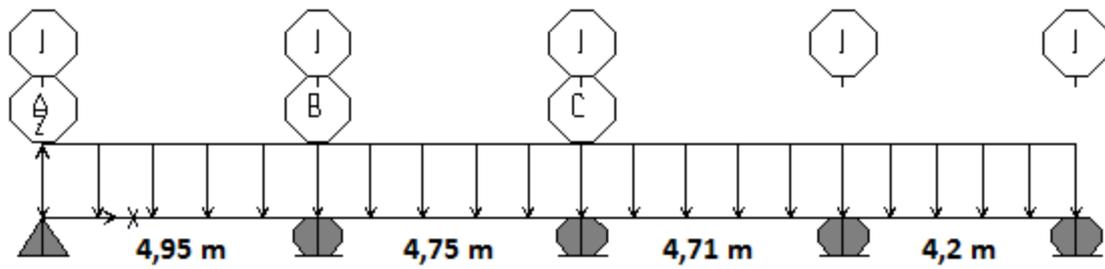


Figure 3.18. Schema statique type 5

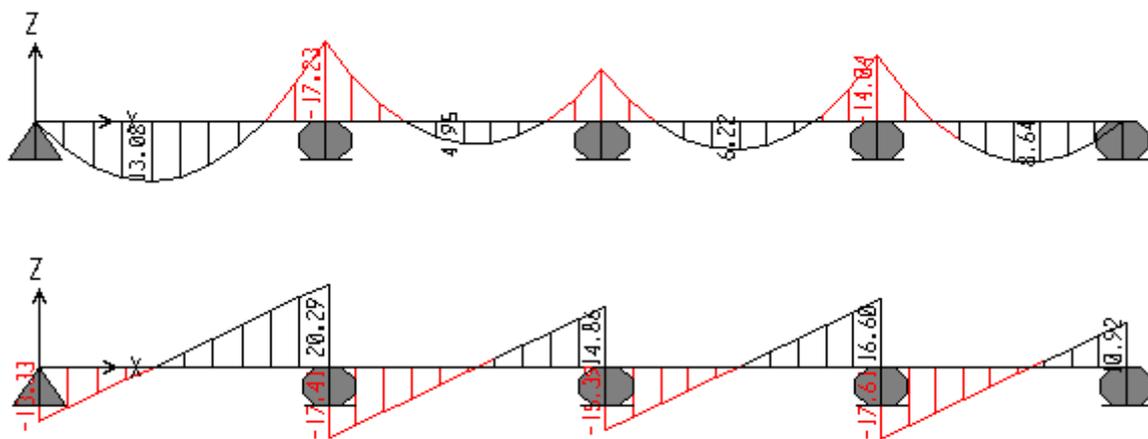


Diagramme 3.29. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 05 à ELU

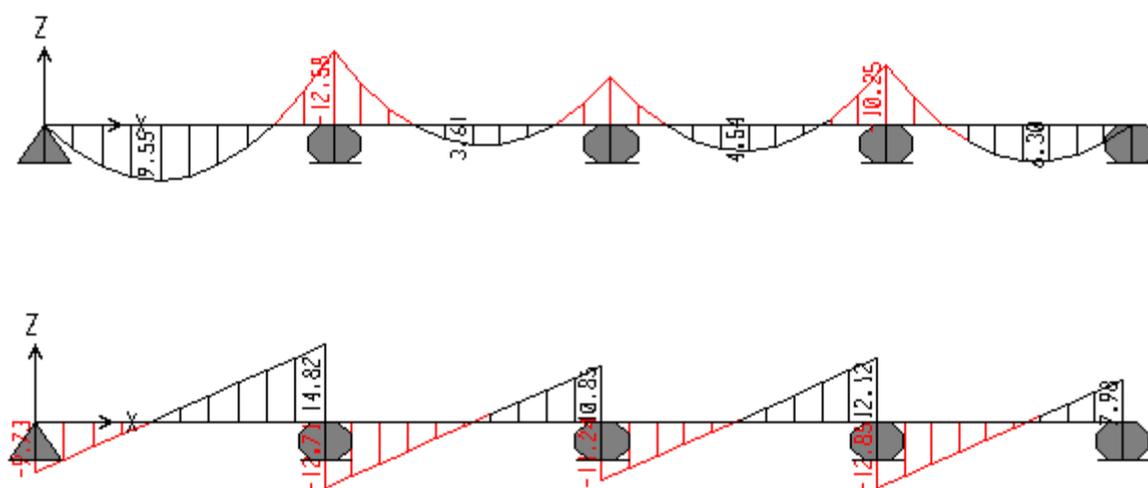


Diagramme 3.30. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 05 à ELS

TYPE 06 :

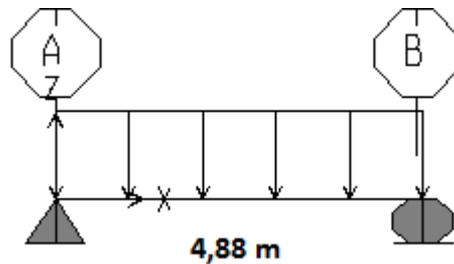


Figure 3.19. Schema statique type 6

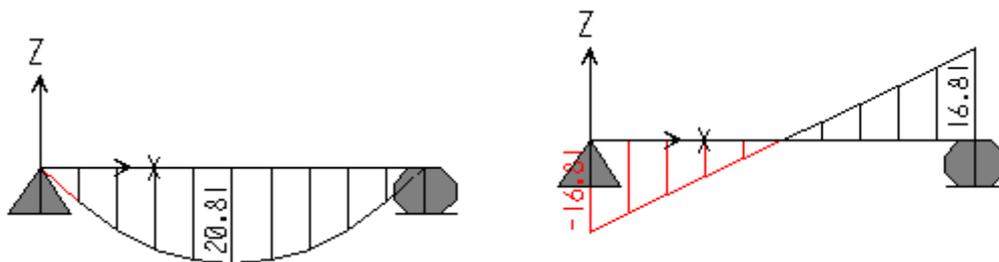


Diagramme 3.31. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 06 à ELU

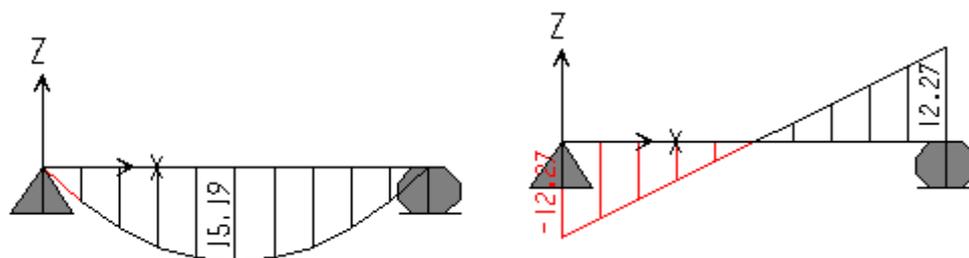


Diagramme 3.32. Moment et effort tranchant des poutrelles de types 05 à ELS

Tableau 3.7 les différents résultats de chaque poutrelle des moments et efforts tranchants.

Niveau	TYPE	$M_{tu}$	$M_{au}$	$T_u$	$M_{ts}$	$M_{as}$	$T_s$
Terrasse inaccessible	1	8,74	15,65	18,24	6,38	11,43	13,32
	2	12,53	16,06	19,12	9,07	11,62	13,84
	3	1,7	2,19	2,62	1,26	1,93	1,94
	4	13,08	17,23	20,29	9,55	12,58	14,82
	5	13,08	17,23	20,29	9,55	12,58	14,82
	6	20,81	0	16,81	15,19	0	12,27

On prend les moments max dans l'appui et dans la travée dans tous les planchers et on ferraille avec.

### 3.1.6. Détermination du ferrailage des poutrelles :

Pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles, on utilise les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum.

Exemple de calcul du ferrailage, sous la flexion simple :

#### 3.1.6.1. Ferrailage longitudinal :

- ELU :

➤ En travée :

$$M_{max} = 12,31 \text{ KN.m}$$

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

Avec  $M_t$  est le moment équilibré par la table.

$$b = 0,65 \text{ m}, h_0 = 0,05 \text{ m}, d = 0,189 \text{ m}, h = 0,21 \text{ m}.$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

$$\rightarrow M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2}\right) = 0,076 \text{ MN.m}$$

Donc

$M_t > M_{max}$ , Cela implique que l'axe neutre est dans la table, le calcul en flexion simple se fait avec une section rectangulaire, de base

$b = 65 \text{ cm}$  et hauteur  $h = 21 \text{ cm}$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12,31 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,037 < u_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037})$$

$$\alpha = 0,047$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,047) = 0,185 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{12,31 \times 10^{-3}}{0,185 \times 347,826}$$

$$A_{st} \geq 1,91 \text{ cm}^2$$

le choix est  $2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{65 \times 21}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,365 ; 1,483) \text{cm}^2$$

Donc  $A_{st} > 1,483 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée

➤ En appuis :

$$M_{max} = 16,23 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,65 \text{ m}, h_0 = 0,05 \text{ m}, d = 0,189 \text{ m}, h = 0,21 \text{ m}.$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,23 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,049 < u_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,034})$$

$$\alpha = 0,062$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,062) = 0,184 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{16,23 \times 10^{-3}}{0,184 \times 347,826}$$

$$A_{st} \geq 2,53 \text{ cm}^2$$

Le choix est  $1T14 + 1T12 = 1,54 + 1,13 = 2,67 \text{ cm}^2$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{12 \times 21}{1000} ; 0,23 \times 12 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (0,252 ; 0,27) \text{cm}^2$$

Donc  $A_{st} > 0,27 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée

• **ELS :**

D'après le B.A.E.L 91 il est inutile de faire la vérification des contraintes à l'ELS des contraintes si On a :

$$\alpha \leq (M_u - M_s) / 2M_s + \frac{f_{c28}}{100}$$

➤ En travée :

$$\alpha \leq (12,31 - 9,07)/2 \times 9,07 + \frac{25}{100}$$

$$; \alpha_{travée} = 0,047$$

$$\alpha \leq (M_u - M_s)/2M_s + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,42$$

$\alpha_{travée} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

➤ En appui :

$$\alpha \leq (16,23 - 11,74)/2 \times 11,74 + \frac{25}{100}$$

$$; \alpha_{appui} = 0,062$$

$$\rightarrow \alpha \leq 0,44$$

$\alpha_{appui} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

### 3.1.6.2 Ferrailage transversal :

#### 3.1.6.2.1. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{19,12 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,843 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition vérifiée.

#### 3.1.8.2.2. Vérification au glissement :

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

$$\text{En sous-sol : } V_u = 19,16 \text{ KN}, M_U = 12,31$$

$$19,16 \times 10^{-3} - \frac{12,31 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,189} = -0,053 \leq 0 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 3.1.6.2.3. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91 :

$$f \leq f_{adm}$$

Tel que  $f_{adm} = \frac{L}{500}$

$$L_{max} = 4,97 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{497}{500} = 0,994 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2$$

$$I_0 = 5,25 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} = 9,964 \times 10^{-3}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{9,964 \times 10^{-3} \times \left(2 + 3 \frac{0,12}{0,65}\right)} = 4,126$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 9,964 \times 10^{-3} \times 347,826 + 2,1}$$

$$\mu = 0,230$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 5,25 \times 10^{-4}}{1 + 4,126 \times 0,230}$$

$$I_{fi} = 2,963 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{8,705 \times 10^{-3}}{32164,195 \times 2,963 \times 10^{-4}}$$

$$\frac{1}{\gamma} = 9,134 \times 10^{-4}$$

Avec  $E_i = 11000 \times f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 32164,195$

Donc  $f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4,97^2}{10} \times 9,134 \times 10^{-4}$

$f = 2,25 \times 10^{-3} < f_{adm}$  Condition vérifiée

### 3.1.6.2.4. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_{min}, \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{21}{35}, \phi_{min}, \frac{12}{10} \right)$$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ .

### 3.1.6.2.5. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 V.2003 :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \cdot \phi_{min}, 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min \left( \frac{21}{4}, 12 \cdot 1,4, 30 \text{ cm} \right)$$

On prend  $S_t = 5 \text{ cm}$ .

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{21}{2} \rightarrow S_t \leq 10,5 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- **Ancrage des barres :**

$$\tau_s = 0,6 \times \phi_s^2 \times f_{tj} \quad ; \quad \phi_s = 1,5$$

$$\tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{f_e}{\tau_s} \times \frac{\phi}{4} = \frac{400}{2,835} \times \frac{12}{4} = 42,32 \text{ cm}$$

On prend  $l_s = 50 \text{ cm}$  (RPA 99 V. 2003).

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

$$\text{Avec } \alpha = e^{\varphi\theta} \text{ et } \beta = \frac{e^{\varphi\theta} - 1}{\varphi}$$

$$\varphi = 0,4 ; \alpha = 1,87 ; \beta = 1,19$$

$$r = 5,5\phi$$

$$l_2 = l_s - \alpha \times l_1 - \beta \times r \quad \text{avec } l_1 = 10 \times \phi \quad \text{pour } \theta = 90^\circ$$

$$l_2 = 500 - 1,87 \times 10 \times 12 - 2,19 \times 5,5 \times 12$$

$$l_2 = 131,06 \text{ mm}$$

$$I = l_2 + r + \frac{\phi}{2} = 131,06 + 66 + \frac{12}{2} = 203,06 \text{ mm}$$

$$I = 20,3 \text{ cm}$$

Tableau 3.8 Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles.

Niveau	types de poutrelles	Armature longitudinales		armature transversales	Espacements (cm)
		En travée	En appui		
sous sol	De 1 jusqu'à 5	2T12	1T12+1T14	Ø6	10(zone courant) 5(zone nodale)
RDC ET ETAGE	De 1 jusqu'à 5	2T12	1T12+1T14	Ø6	10(zone courant) 5(zone nodale)
TERRASSE	De 1 jusqu'à 5	2T12	1T12+1T14	Ø6	10(zone courant) 5(zone nodale)
	6	3T12	1T12+1T14	Ø6	10(zone courant) 5(zone nodale)

### 3.2. Etude des escaliers :

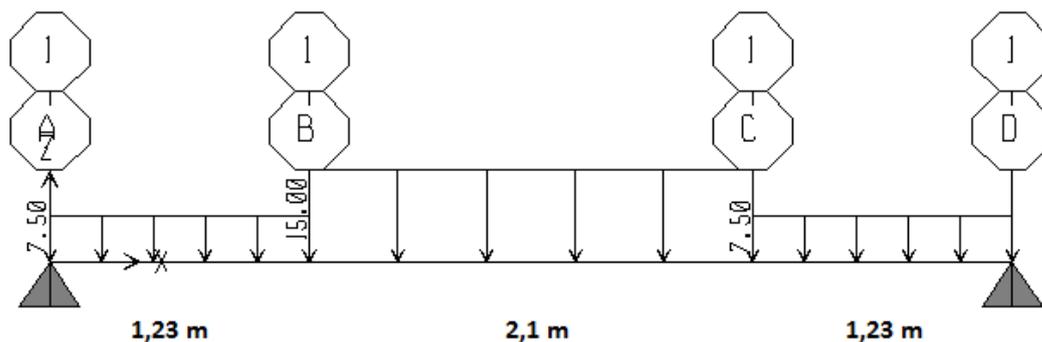


figure 3.20. Schéma statique d'escalier.

Type	$\alpha$ (°)	$G_{\text{paillasse}}$ (KN)	$G_{\text{palier}}$ (KN)	Q (KN)
1	32,92	8,86	6,02	2,5
2	40,36	9,34	6,02	2,5
3	34,21°	8,93	6,02	2,5
4	34,21°	8,93	6,02	2,5
5	40,36°	9,34	6,02	2,5

Tableau 3.9 La charge et la surcharge des différentes volées.

#### 3.2.1. Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée. Notre exemple de calcul sera la volée n°1.

Calcul pour type 1 :

$$L_1 = 123 \text{ cm.}$$

$$L_2 = 210 \text{ cm.}$$

$$L_3 = 123 \text{ cm.}$$

- ELU :

**Palliasse :**

$$q_{u \text{ pail}} = (1,35 \times 8,86) + (1,5 \times 2,5)$$

$$q_{u \text{ pail}} = 15,711 \text{ KN/ml.}$$

**Palier :**

$$q_{u \text{ pal}} = (1,35 \times 6,02) + (1,5 \times 2,5)$$

$$q_{u \text{ pal}} = 11,877 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/R_1 = 0 \rightarrow R_2 \cdot 4,56 - 11,877 \cdot 1,23 \cdot \left(\frac{1,23}{2} + 2,1 + 1,23\right) - 15,711 \cdot 2,1 \cdot \left(\frac{2,1}{2} + 1,23\right) - 11,877 \cdot \frac{1,23^2}{2}$$

$$\rightarrow R_2 = 31,10 \text{ KN.}$$

$$\sum M/R_2 = 0 \rightarrow -R_1 \cdot 4,56 + 11,877 \times \left(\frac{1,23^2}{2}\right) + 15,711 \times 2,1 \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,23\right) + 11,877 \times 1,23 \cdot \left(\frac{1,23}{2} + 2,1 + 1,23\right)$$

$$\rightarrow R_1 = 31,10 \text{ KN.}$$

**Section n°1 :**  $0 \leq x \leq 1,23 \text{ m}$

$$M(x) = R_1 \cdot x - 11,877 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0. \\ M(1,23) = 29,26 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

$$T(x) = R_1 - 11,877 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 31,10 \text{ KN.} \\ T(1,23) = 16,49 \text{ KN.} \end{array} \right\}$$

**Section n°2 :**  $1,23 \leq x \leq 3,33 \text{ m}$

$$M(x) = R_1 \times x - 11,877 \times 1,23 \times \left(x - \frac{1,23}{2}\right) - 15,711 \times \frac{(x-1,23)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(1,23) = 29,26 \text{ KN.m} \\ M(3,33) = 29,26 \text{ KN.m.} \end{array} \right\}$$

$$T(x) = R_1 - 11,877 \times 1,23 - 15,711 \times (x - 1,23)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(1,23) = 16,49 \text{ KN.} \\ T(3,33) = -16,49 \text{ KN.} \end{array} \right\}$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = 2,27 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2,27) = 37,92 \text{ kN.m}$$

**Section n°3 :**  $0 \leq x \leq 1,23 \text{ m}$

$$M(x) = R_2 \cdot x - 11,877 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0. \\ M(1,23) = 29,26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - 11,877 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 31,10 \text{ KN.} \\ T(1,23) = 16,49 \text{ KN.} \end{cases}$$

• ELS :

**Palliasse :**

$$q_{upail} = 8,86 + 2,5$$

$$q_{upail} = 11,36 \text{ KN/ml}$$

**Palier :**

$$q_{upal} = 6,02 + 2,5$$

$$q_{upal} = 8,52 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/R_1 = 0 \rightarrow R_2 \times 4,56 - 8,52 \times 1,23 \times \left(\frac{1,23}{2} + 2,1 + 1,23\right)$$

$$- 11,36 \times 2,1 \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,23\right) - 8,52 \cdot \frac{1,23^2}{2}$$

$$\rightarrow R_2 = 22,40 \text{ KN.}$$

$$\sum M/R_2 = 0 \rightarrow -R_1 \times 4,56 + 8,52 \times \left(\frac{1,23^2}{2}\right) + 11,36 \times 2,1 \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,23\right) + 8,52 \times 1,23 \cdot \left(\frac{1,23}{2} + 2,1 + 1,23\right)$$

$$\rightarrow R_1 = 22,40 \text{ KN.}$$

**Section n°1 :**  $0 \leq x \leq 1,23\text{m}$

$$M(x) = R_1 \cdot x - 8,52 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0. \\ M(1,23) = 21,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - 8,52 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 22,40 \text{ KN.} \\ T(1,23) = 11,92 \text{ KN.} \end{cases}$$

**Section n°2 :**  $1,23 \leq x \leq 3,33\text{m}$

$$M(x) = R_1 \cdot x - 8,52 \cdot 1,23 \cdot \left(x - \frac{1,23}{2}\right) - 11,36 \cdot \frac{(x - 1,23)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(1,23) = 21,10 \text{ KN.m} \\ M(3,33) = 21,10 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - 8,52 \cdot 1,23 - 11,36 \cdot (x - 1,23)$$

$$\begin{cases} T(1,23) = 11,92 \text{ KN.} \\ T(3,33) = -11,92 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = 2,27 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2,27) = 27,36 \text{ KN.m}$$

**Section n°3 :**  $0 \leq x \leq 1,23 \text{ m}$

$$M(x) = -R_2 \cdot x + 8,52 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0. \\ M(1,23) = 21,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_2 + 8,52 \cdot x$$

### 3.2.2. Calcul du ferrailage :

#### 3.2.2.1. Ferrailage longitudinal :

- ELU :

➤ **En travée :**

$$M_0 = 37,92 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 \rightarrow M_t = 32,23 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,03223}{1,23(0,9 \cdot 0,15) \cdot 14,17} = 0,0136 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0136}) \rightarrow \alpha = 0,0171.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135 * (1 - 0,4 * 0,0171) \rightarrow Z = 0,134 \text{ m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,03223}{0,134 \cdot 347,826} \rightarrow A_{st} \geq 6,91 \text{ cm}^2.$$

Le choix est: 7T12 = 7,92 cm<sup>2</sup>.

**Armature de répartition :**

$$\frac{A_{st}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Le choix est: 3T10 = 2,36 cm<sup>2</sup>.

➤ **En Appuis:**

$$M_0 = 37,92 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 \rightarrow M_a = 18,96 \text{ KN.m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,01896}{0,3 \cdot (0,9 \cdot 0,35) \cdot 14,17} = 0,0645 < \mu_r = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0645}) \rightarrow \alpha = 0,083$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,144(1 - 0,4 \cdot 0,083) \rightarrow Z = 0,139 \text{ m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01896}{0,139 \cdot 347,826} \rightarrow A_{st} \geq 3,92 \text{ cm}^2.$$

Le choix est: 4T12 = 4,52 cm<sup>2</sup>.

### Armature de répartition :

$$\frac{A_{st} - 4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Le choix est: 2T10 = 1,57 cm<sup>2</sup>.

### • ELS :

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

#### ➤ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{32,23}{23,256} = 1,385 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,0839$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,442$$

$\alpha_{travée} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} f_{t28}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

#### ➤ En appuis:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18,96}{13,68} = 1,385 \quad ; \quad \alpha_{appui} = 0,049$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,442$$

$\alpha_{appui} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

### 3.2.2.2. Ferrailage transversal :

#### 3.2.2.2.1. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{0,0311}{1,23 \times 0,135} = 0,187 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition vérifiée.

#### 3.2.2.2.2. Vérification de la flèche :

$$\frac{h_e}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u}$$

$$\frac{3,06}{4,53} \geq \frac{1}{18} \times \frac{27,36}{32,23} \rightarrow 0,675 > 0,047 \text{ cv}$$

$$\frac{h_e}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{3,06}{4,53} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,675 > 0,0625 \text{ cv}$$

Puisque les conditions sont vérifiées  $\rightarrow$  on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

### 3.3. Etude de la poutre palière :

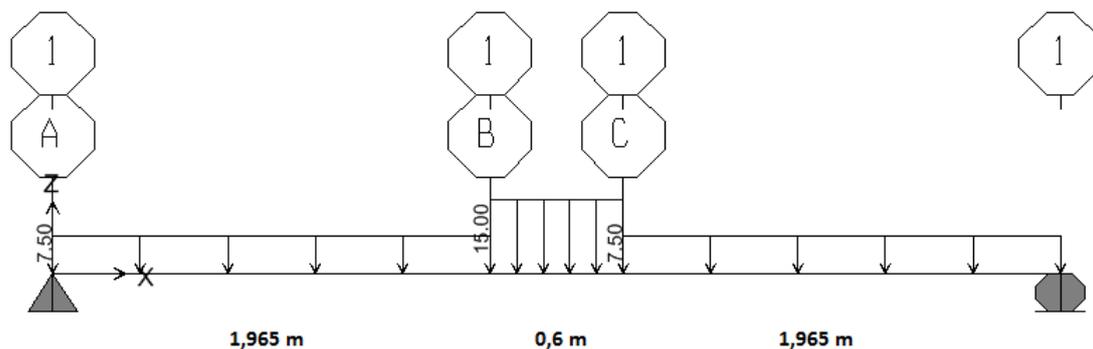


figure 3.21. schéma statique de la poutre palière .

#### 3.3.1. Effort interne :

- ELU :

$$Qu_{(\text{palier inf})} = 1,35 \times 25,66 + 1,5 \times 5,7$$

$$Qu_{(\text{palier inf})} = 43,191 \text{ KN/ml.}$$

$$Qu_{(\text{paillasse})} = 1,35 \times 19,63 + 1,5 \times 3,075$$

$$Qu_{(\text{paillasse})} = 31,113 \text{ KN/ml}$$

$$Qu_{(\text{palier sup})} = 1,35 \times 23,83 + 1,5 \times 5,7$$

$$Qu_{(\text{palier sup})} = 40,72 \text{ KN/ml}$$

- **ELS:**

$$Qu_{(\text{palier inf})} = 25,66 + 5,7$$

$$Qu_{(\text{palier inf})} = 31,36 \text{ KN/ml.}$$

$$Qu_{(\text{paillasse})} = 19,63 + 3,075$$

$$Qu_{(\text{paillasse})} = 22,7 \text{ KN/ml.}$$

$$Qu_{(\text{palier sup})} = 23,83 + 5,7$$

$$Qu_{(\text{palier sup})} = 29,53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On a : } M_{ou} = 109,83 \text{ kN.ml ; } T_u = -101,18 \text{ kN.}$$

$$M_{os} = 79,92 \text{ kN.ml ; } T_s = -73,6 \text{ kN.}$$

### 3.3.2. Calcul du ferrailage :

- **ELU :**

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 0,85. M_{ou} = 93,35 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,09335}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,17} = 0,221 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,221}) \rightarrow \alpha = 0,316$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,316) \rightarrow Z = 0,275 \text{ m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,09335}{0,275 \cdot 347,826} \rightarrow A_{st} \geq 9,759 \text{ cm}^2.$$

Le choix est: 5T16 = 10,05 cm<sup>2</sup>.

#### Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale } A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{smin} \geq 1,14 \text{ Cm}^2$$

**Armature de répartition :**

$$\frac{A_{st}}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2.$$

Le choix est : 3T12 = 3,39 cm<sup>2</sup>.

**Condition du RPA99 v.2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% \times (b \times h) = 0,0005 \times 30 \times 35$$

$$A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times (b \times h) = 0,04 \times 30 \times 35$$

$$A_{max} = 42 \text{ cm}^2$$

5T16 + 3T12 = 13,44 cm<sup>2</sup>. La condition est vérifiée.

➤ **En appuis :**

$$M_{ua} = 0,5.M_{ou} = 54,91 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,05491}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,17} = 0,130 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,130}) \rightarrow \alpha = 0,174$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,315 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,174) \rightarrow Z = 0,293 \text{ m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,05491}{0,293 \cdot 347,826} \rightarrow A_{st} \geq 5,38 \text{ cm}^2.$$

Le choix est: 5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>.

**Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale } A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{smin} \geq 1,14 \text{ Cm}^2$$

**Armature de répartition :**

$$\frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Le choix est: 3T16 = 6,03 cm<sup>2</sup>.

**Condition du RPA99 v.2003 :**

$$A_{min} = 0,5\% \times (b \times h) = 0,0005 \times 30 \times 35$$

$$A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times (b \times h) = 0,04 \times 30 \times 35$$

$$A_{max} = 42 \text{ cm}^2$$

$3T16 + 3T12 = 11,68 \text{ cm}^2$ . La condition est vérifiée.

- **ELS**

Les fissurations sont peu nuisibles, car la poutre n'est pas exposée aux intempéries. L'acier utilisé c'est : FeE400.

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{93,35}{0,85.79,92} = 1,374 \quad ; \quad \alpha = 0,253$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha_{travée} \leq \frac{1,374-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{travée} \leq 0,437$$

$\alpha < \alpha_{travée}$  Donc la condition est vérifiée.

➤ **En appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{54,91}{0,5.79,92} = 1,374 \quad ; \quad \alpha = 0,142$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha_{appui} \leq \frac{1,374-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{appui} \leq 0,437$$

$\alpha < \alpha_{appui}$  Donc la condition est vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

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

### 3.3.3. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{0,101}{0,3 \times 0,315} = 0,106$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition vérifiée.

### 3.3.4. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{min}, \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}, \phi_{min}, \frac{30}{10}\right)$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

### 3.3.5. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 V.2003 :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12. \varnothing_{min}, 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12.1, 2, 30 \text{ cm}\right)$$

On prend  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \rightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

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

**3.3.6. Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{35}{413} \geq \frac{1}{10} \times \frac{93,35}{109,83} \rightarrow 0,0857 > 0,0849 \text{ c.n.v}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{413} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,0857 > 0,0625 \text{ c.v}$$

$$\text{En travée : } \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{0,001005}{0,3.0315} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,010 < 0,042 \text{ c..v}$$

$$\text{En appuis : } \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{0,000565}{0,3.0315} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,005 < 0,042 \text{ c..v}$$

Puisque les conditions sont vérifiées  $\rightarrow$  on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

**3.4. Etude de l'acrotère :**

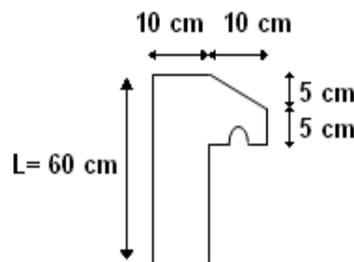
**3.4.1. Introduction :**

L acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un garde-corps. Il est considéré comme une console encastree au niveau du plancher terrasse.

**3.4.2. Poids propre :**

• Calcul de surface :

$S$  : Surface de l'acrotère



**Figure 3.22** acrotère.

$$S = (60 \times 10) + (5 \times 10) + \frac{5 \times 10}{2} = 600 + 50 + 25$$

$$S = 675 \text{ cm}^2 = 0.0675 \text{ m}^2$$

La masse volumique :

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$Wp = S \times 2500 = 168.75 \text{ kg/ml}$$

$$Wp = \gamma_b \times S = 0.0675 \times 25 = 1.68 \text{ KN/ml}$$

### 3.4.3. Calcul des sollicitations :

- **Calcule en flexion composé :**

Selon RPA99 v 2003

- **Calcul de la force horizontale :**

$Fp$  : Force horizontale

$$\Rightarrow Fp = 4 \times Cp \times A \times Wp$$

Facteur de force horizontal  $Cp = 0.8$

$Wp$  : Poit propre de l'acrotère  $Wp = 1.68 \text{ KN}$

$$\Rightarrow Fp = G = 4 \times 0.8 \times 0.1 \times 1.68 = 0.54 \text{ KN}$$

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

#### ➤ **ELU**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times (1.68) = 2.26 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 0.54 \times 0.6 = 0.486 \text{ KN.m}$$

#### ➤ **ELS**

$$N_s = G = 1,68 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times h = 0,54 \times 0,6 = 0,324 \text{ KN.m}$$

### 3.4.4. Détermination du ferrailage :

#### 3.4.4.1. Calcule de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$= \frac{0,486}{2,26}$$

$$\Rightarrow e = 0.22 \text{ m}$$

$\frac{h}{6} = 0.017 \text{ m}$  donc  $e > \frac{h}{6}$  La section est partiellement comprimée

C'est-à-dire centre de pression appliquée à l'extérieure du noyon

$$d = 0.9 \times h = 0.09 = 0.9 \times 0.1 = 0.09$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$M_a = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right)$$

$$M_a = 2,26 \left( 0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,22 \right)$$

$$M_a = 0,558 \text{ KN.m} = 0,558 \times 10^3 \text{ MN.m}$$

$$M = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec  $\gamma_b = 1,5$

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

Donc  $f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$

$$b = 1$$

$$d = 0,09$$

$$M_a = 5,88 \times 10^{-4} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{5,88 \times 10^{-4}}{1 \times 0,09^2 \times 14,16}$$

$$\mu_u = 5,13 \times 10^{-3} = 0,00513$$

$\Rightarrow \mu < \mu_R = 0,392$  donc: S.S.A c.à.d.  $A_{sc} = 0$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00513})$$

$$\alpha = 0,006$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,06)$$

$$Z = 0,09 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left( \frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$A_{st} = 0,123 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,09 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  On prend  $A_{st} = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$

### 3.4.4.2. Vérification Els :

$$e = M_s/N_s = 0,324 / 1,68 = 0,20 > 0,1$$

$$p = -3c^2 - \frac{c - d' \times 6n \times A_{st}}{b} + \frac{A_{st} \times 6n \times (d - c)}{b}$$

$$A_{sc}=0 \text{ et } c = \frac{h}{2} - e$$

$$p = -3c^2 + \frac{A_{st} \times 6n \times (d - c)}{b}$$

$$p = -0,0642.$$

$$q = -2c^3 - \frac{A_{st} \times 6n \times (d - c)^2}{b}$$

$$q = 0,00596.$$

**3.4.4.3. Méthode des itérations successives :**

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \times e_1 - q}$$

On fixe  $e_1 = 0.5$  la première valeur.

0.5	→	0.297
0.236	←	0.209
0.196	←	0.187
0.182	←	0.179
0.177	←	0.175
0.174	←	0.173
0.172	←	0.171
0.171	←	0.171

⇒ Donc on prend  $e_1 = 0.171$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0.05 + 0.171 - 0.20$$

$$\Rightarrow x = 0.021 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 6.42 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

**3.4.4.4. Calcul de contrainte :**

➤ Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,0016 \times 0,021}{6,42 \cdot 10^{-5}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,549 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots C.V$$

➤ **Acier :**

$$\sigma_{st} = n \times N_s \times \frac{d - x}{S} = 15 \times 0,00168 \times \frac{0,09 - 0,021}{6.42 \cdot 10^{-5}}$$

$$\sigma_{st} = 27,08 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable avec  $\mu = 1.6$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

**3.4.5. Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{0,81 \times 10^{-3}}{0,09} = 0,009 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition vérifiée.

**3.4.6. Armature de répartition :**

$$\frac{A_{st}}{4} = \frac{1,51}{4} = 0,37 \text{ cm}^2.$$

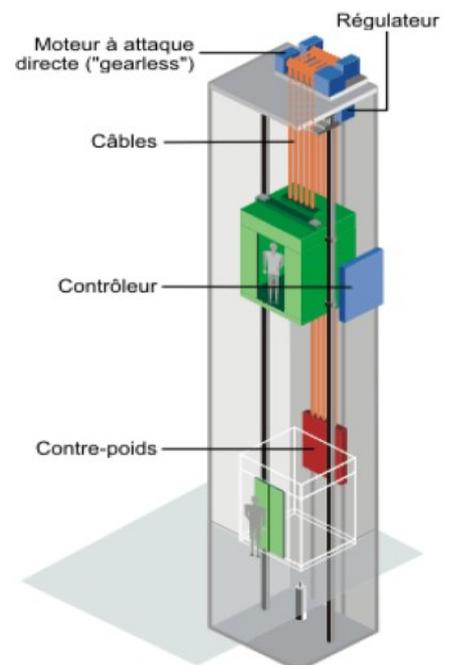
Le choix est: 3T8 = 1,51 cm<sup>2</sup>.

**3.5. Etude de l'ascenseur :**

**3.5.1. Introduction :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou déchargements vers différents étages à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécanique permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).



**Figure 3.23. Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique****3.5.2. Etude de l'ascenseur :**

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre dalle on a prévu un calcul dans les deux sens longitudinal et transversal.

La dalle d'ascenseur risque un poinçonnement à cause de la force concentrée appliqué par les appuis du moteur.

$$G = 0,25 \times 25 + 7,15 = 13,4 \text{ KN/m}^2$$

**3.5.2.1. Vérification la dalle au poinçonnement :**

La charge totale ultime :

$$Q_u = 24,09 \text{ KN/m}^2 \text{ Chacun des appuis reçoit le } \frac{1}{4} \text{ de la charge } Q_u.$$

Soit  $Q_0$  la charge appliquée sur chaque appui.

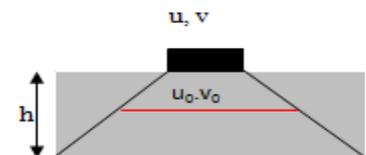
$$Q_0 = \frac{Q_u}{4} = 6,02 \text{ KN}$$

D'après BAEL 91 modifier 99 la condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_0 \leq 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Avec :

- Charge de calcul a l'état limite ultime ( $Q_0 = 24,09 \text{ KN}$ )
- $h$ : épaisseur totale de la dalle



**Figure 3.24. Chargement appliqué**

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{2} = 0,9 \quad \Longrightarrow \quad 0,4 < 0,9 < 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{dalle portante dans 2 sens}$$

$$h = \frac{l_x}{40} = 0,045 \text{ m}$$

On prend  $h = 25 \text{ cm}$

- : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

Pour un chargement appliqué directement sur la dalle on aura :

$$u_0 = u + h ; v_0 = v + h$$

$$u, v : \text{ Dimension d'impact } u = v = 10 \text{ cm}$$

$$u_0 = 0,1 + 0,25 = 0,35 \text{ m} ; v_0 = 0,1 + 0,25 = 0,35 \text{ m}$$

$$u_c = (u_0 + v_0) \times 2 = (0,35 + 0,35) \times 2 = 1,4 \text{ m}$$

Charge limite :

$$Q_0 \leq 0,045 \times 1,4 \times 0,25 \times \frac{25}{1,5} = 262,5 \text{ KN}$$

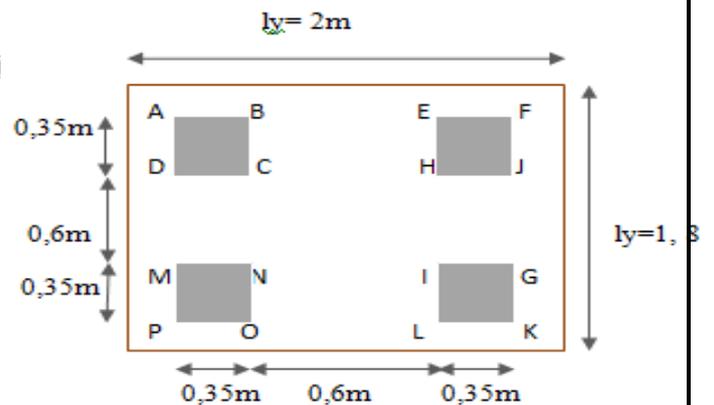
$$Q_0 = 24,09 \text{ KN} < 262,5 \text{ KN} \dots\dots\dots cv$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

**3.5.3. Détermination des sollicitations**

On utilise la méthode de Pigeaud

**Figure 3.24. Chargement supporté par i**



Rectangle 1 [A, F, K, P]:  $\longrightarrow u = 1,3m$

Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_y = (M_2 + M_1) P$$

Avec  $\nu$  : coefficient de poisson (à l'ELU  $\nu = 0$  et à l'ELS  $\nu = 0,2$ )

$$M_1 \text{ et } M_2 \text{ à partir d'abaque n°3 parce que } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,9$$

$$P_u = P'_u \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle (35 \* 35)  $cm^2$  est :

$$P'_u = \frac{qu}{u \times v} = \frac{6,022}{0,35 \times 0,35} = 49,16 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangle 1, 2, 3 et 4 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.10 Les différents moments des rectangles à l'ELU et l'ELS

Rect	U0	V0	$\frac{u0}{lx}$	$\frac{v0}{ly}$	M1	M2	S (m <sup>2</sup> )	P'u (KN/m <sup>2</sup> )	Pu (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
1	1,55	1,55	0,86	0,78	0,058	0,045	2,40	49,16	117,98	6,84	5,31
2	1,55	1,55	0,47	0,78	0,087	0,059	1,32	49,16	64,89	5,65	3,83
3	0,85	0,85	0,47	0,43	0,108	0,092	0,72	49,16	35,39	3,82	3,26
4	1,55	0,85	0,86	0,43	0,070	0,068	1,32	49,16	64,89	4,54	4,41

### 3.5.3.1. Les moments dus aux charges concentrées à l'ELU :

$$M_{x1} = \frac{M_{xAFKD} - M_{xBELD} - M_{xDJGH} + M_{xCHIN}}{4} = 0,1180 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = \frac{M_{yAFKD} - M_{yBELD} - M_{yDJGH} + M_{yCHIN}}{4} = 0,0825 \text{ KN.m}$$

### 3.5.3.2. Les moments dus aux charges réparties (poids propre) :

- **Chargement :**

$$Lx = 1,8 \text{ m} ; Ly = 2 \text{ m} ; h = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,25 * 25 = 6,25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge ultime : } qu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 6,25 + 1,5 * 1$$

$$qu = 9,94 \text{ KN/ml}$$

- **Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = 0,9 > 0,4 \implies \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\text{Méthode BAEL : } M_{x2} = \mu x \cdot qu \cdot lx^2$$

$$M_{y2} = Mx \cdot \mu y$$

**ELU**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,9 \mu_x = 0,0447 \text{ et } \mu_y = 0,8036$$

$$\text{Donc } M_{x2} = 1,44 \text{ KN.m Et } M_{y2} = 1,16 \text{ KN.m}$$

**Les moments appliqués à la dalle :**

$$M_x = M_x + M_{x2} = 0,118 + 1,44 = 1,558 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,0825 + 1,16 = 1,24 \text{ KN.m}$$

**Moments retenus :**

En travée

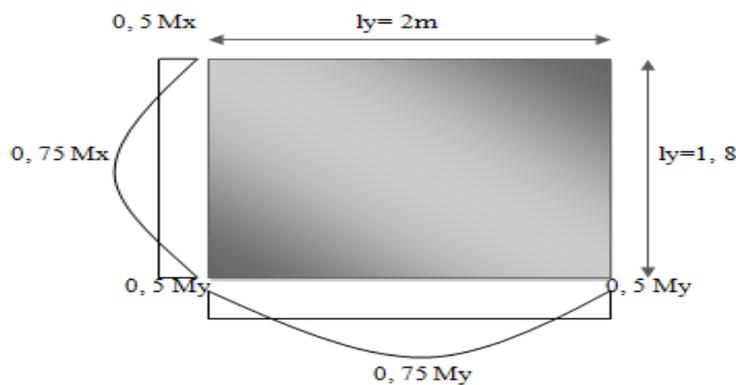
$$M_{tx} = 0,75 M_x = 1,168 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0,93 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 0,779 \text{ KN.m}$$

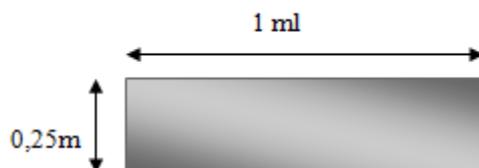
$$M_{ay} = 0,5 M_y = 0,62 \text{ KN.m}$$



**Figure 3.25. Evaluation des sollicitations**

### 3.5.4. Détermination du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait  $A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4\text{T12}$  sur une bande de (1 m) de largeur



$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 25 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  
 $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ; fissuration préjudiciable

#### 1-Section d'armature dans le sens x :

**En travée :**

$$M_u = 1,168 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{ut}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,001168}{0,225^2 \times 1 \times 14,17} = 0,0016 \quad \mu_{\mu} = 0,0016 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,020$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,223 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0,00795}{0,223 \times 348} = 0,149 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{min} = 0,8\% \text{ pour FeE400}$$

$$A_{ymin} = 0,08 * h = 0,08 * 25 = \frac{2 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$A_{x_{min}} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{ymin} = \frac{3-0,9}{2} \times 2 = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 0,149 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{min}} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

*Donc on prend*

$$Esp = 100/4 = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

**En appuis :**

$$Mu = 0,779 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{ut}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,000779}{0,225^2 \times 1 \times 14,17} = 0,0011 \quad \longrightarrow \quad \mu_{\mu} = 0,0011 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0014$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0,00795}{0,225 \times 348} = 0,11 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{ax} = 0,11 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{min}} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc on prend } A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T12$$

2- Section d'armature dans le sens y :

**En travée :**

$$Mu = 0,93 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{ut}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,00093}{0,225^2 \times 1 \times 14,17} = 0,0013 \quad \mu_{\mu} = 0,0013 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0016$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0,00795}{0,225 \times 348} = 0,12 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{tx} = 0,12 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{min}} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend  $A_{ax} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T12$

**En appuis :**

$$M_u = 0,62 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,00062}{0,225^2 \times 1 \times 14,17} = 0,000864 \implies \mu_u = 0,000864 < \mu_r = 0,392$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,00108$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0,00795}{0,225 \times 348} = 0,0079 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{ax} = 0,11 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{min}} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend  $A_{ax} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T12$

$$E_{sp} = 100/4 = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

**3.5.4.1. Vérification des armatures transversales :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \tau_u = \left\{ \begin{array}{l} \frac{V_u}{b \cdot d} \\ \bar{\tau}_u = 10 \frac{h_0}{3} \times \min(0,13 \left\{ \begin{array}{l} f_{c28}; 5 \end{array} \right\} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 10 \frac{0,25}{3} \times 3,23 = 2,71 \text{ MPa}$$

$$V_u = V_x + V_v \dots \dots \dots \text{sens } x$$

$$V_u = V_y + V_u \dots \dots \dots \text{sens } y$$

On calcul  $V_x$  et  $V_y$  : (effort tranchants dus aux charges réparties)

$$\alpha > 0,4 \left\{ \begin{array}{l} V_x = qu \times \frac{Lx}{2 \times (1 + \frac{\alpha}{2})} = 9,94 \times \frac{1,8}{2 \times (1 + \frac{0,9}{2})} = 6,17 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_y = qu \times \frac{Lx}{3} = 9,94 \times \frac{1,8}{3} = 5,96 \text{ KN}$$

On calcul  $V_v$  et  $V_u$  : (efforts tranchants dus aux charges localisées)

$$V_v = \frac{q_0}{2u+v} = \frac{6,022}{2 \times 0,35 + 0,35} = 5,73 \text{ KN}$$

$$\text{On a } u = v = 35 \text{ cm} \implies V_u = V_v = 5,73 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = 6,17 + 5,73 = 11,90 \text{ KN} \\ V_{uy} = 5,95 + 3,73 = 11,69 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_u = \max(V_{ux}, V_{uy}) = 11,69 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{0,001169}{1 \times 0,225} = 0,053 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ... ..  $c v \Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

**ELS**

**Calcul des sollicitations :**

- Charge localisée

$$\begin{cases} M_x = (M1 + \nu M2) P \\ M_y = (M2 + \nu M1) P \end{cases}$$

$\nu = 0,2$  à l'ELS

$$P_s = p's * S = \frac{q_0}{u * v} * S$$

$q_s = (G + Q) * 1/4 = 4,35 \text{ KN}$

**Tableau 3.11 Les différents moments des rectangles à l'ELS**

Rect	U0	V0	$\frac{u_0}{lx}$	$\frac{v_0}{ly}$	M1	M2	S (m <sup>2</sup> )	P'u (KN/m <sup>2</sup> )	Pu (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
1	1,55	1,55	0,86	0,78	0,058	0,045	2,40	35,51	85,22	5,71	4,82
2	1,55	1,55	0,47	0,78	0,087	0,059	1,32	35,51	46,87	4,53	3,58
3	0,85	0,85	0,47	0,43	0,108	0,092	0,72	35,51	25,56	3,23	2,90
4	1,55	0,85	0,86	0,43	0,070	0,068	1,32	35,51	46,87	3,92	3,84

**Les moments dus aux charges concentrées à l'ELS :**

$M_{x1} = 0,097 \text{ KN.m}$

$M_{x1} = 0,075 \text{ KN.m}$  \*\*\*\*\*

**Les moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

**Chargement :**

Poids propre :  $G = 0,25 * 25 = 6,25 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge ultime :  $qu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 6,25 + 1,5 * 1 = 9,94 \text{ KN/ml}$

**Sollicitations :**

$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = 0,9 > 0,4 \implies$  la dalle travail suivant les deux sens.

Méthode BAEL  $\left\{ \begin{array}{l} Mx2 = \mu_x \cdot qu \cdot lx^2 \\ My2 = Mx \cdot \mu_y \end{array} \right.$

$\frac{Lx}{Ly} = 0,9 \mu_x = 0,0518$  et  $\mu_y = 0,8646$

Donc  $Mx2 = 1,22 \text{ KN.m}$  et  $My2 = 1,05 \text{ KN.m}$

$\left\{ \begin{array}{l} Mx = Mx1 + Mx2 = 0,097 + 1,22 = 1,317 \text{ KN.m} \\ My = My1 + My2 = 0,075 + 1,05 = 1,125 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

**Moment en travée :**

$Mtx = 0,75 Mx = 0,987 \text{ KN.m}$

$Mty = 0,75 My = 0,843 \text{ KN.m}$

**Moment en appuis :**

$Max = 0,5 Mx = 0,658 \text{ KN.m}$

$May = 0,5 My = 0,562 \text{ KN.m}$

**3.5.4.2. Vérification des contraintes dans le béton selon le sens x :**

$Mtx = 0,987 \text{ KN.m}$  et  $At = 4,52 \text{ cm}^2$

- $b \cdot \frac{x^2}{2} \cdot n \cdot Ast (d - x) = 0$

$$100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 4,52 (22,5 - x) = 0$$

$$X = 4,88 \text{ cm}$$

- $I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot Ast (d - x)^2 \implies I = 24923,30 \text{ cm}^4$

- $\sigma_{bc} = \frac{Mser}{I} y = \frac{987 * 4,2}{18242,91} = 0,193 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots CV$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

**3.5.4.3. Vérification de la flèche :**

D'après le B.A.E.L.91 on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si :

$$\frac{h}{lx} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{lx} \geq 0,1 \times \frac{Mt}{U0}$$

$$As \leq 4,2 \times \frac{b.d}{fe}$$

$$h / lx = 25/180 = 0,139 > 1/16 = 0,0625 \dots\dots cv$$

$$l / lx = 0,139 > 0,1 \cdot \frac{Mt}{1,5} \dots\dots\dots cv$$

$$3,14 < 4,2 \times \frac{100 \times 22,5}{400} = 23,62 \dots\dots\dots cv$$

**CHAPITRE 4 :**

**ÉTUDE**

**SISMIQUE**

## 4.1. ETUDE DYNAMIQUE :

### 4.1.1. Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion...).

Face au risque sismique et à l'impossibilité de prévoir ce phénomène naturel, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister aux actions engendrées, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines. D'où l'apparition de la construction parasismique qui consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

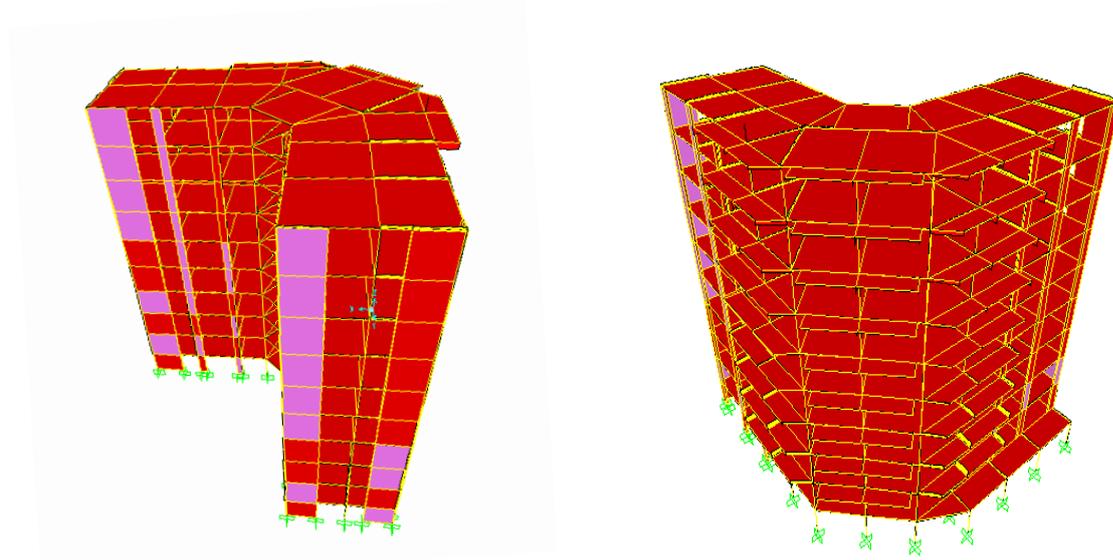
### 4.1.2. Objectif de l'étude dynamique:

L'étude dynamique d'une structure 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 permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour pouvoir l'analyser.

L'objectif initial de cette étude est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations.

### 4.1.3. Modélisation de la structure étudiée :

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **SAP2000** version 14.2.2 pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème.



*Figure 4.1 : Structure modélisée par SAP2000*

### 4.1.4. Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le

RPA 99 V 2003, on citera :

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### **4.1.5. Méthode statique équivalente :**

- **Principe :**

Dans cette méthode, le **RPA 99 V 2003** propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

- **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article

« 4.1.2 » du RPA 99 V 2003.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et IIa et à 30 m en zones IIb et III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées dans le premier point, les conditions complémentaires concernant les groupes d'usage citées dans le règlement.

#### **4.2. Méthode d'analyse modale spectrale :**

##### **4.2.1. Principe :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

##### **4.2.2. Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

##### **4.2.3. Choix de la méthode :**

D'après les conditions citées dans l'article « 4.1.2 a et b », la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans ce cas on utilise la méthode d'analyse modale spectrale.

**4.2.4. Combinaisons d'action :**

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'action aux états limites suivantes : « Ultime

Service, et Accidentel ».

ELU :  $1,35G + 1,5Q$

ELS :  $G + Q$

ELA :  $G + Q \pm E$

ELA :  $0,8G \pm E$

**4.2.5. Calcul des armatures :**

Avant de calculer le ferrailage il faut faire la vérification prescrite par le RPA 99 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (8.1) \{RPA99, p56, 7.2\}$$

Avec :  $N_d$ :L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

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

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

## 4.2.6. Vérification spécifique :

POTEAU	$N_d$ (KN)	$B_c$ (CM <sup>2</sup> )	$f_{c28}$ (MPA)	$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	O.B. S
Poteau1 (Sous-sol)	1706 ,506	(40×40)	25	<b>0,42</b>	<b>C.N. O</b>
Poteau 2 (RDC)	1511,534	(40×40)	25	<b>0,37</b>	<b>C.N. O</b>
Poteau3 (Étage 01)	1323,474	(40×40)	25	<b>0,33</b>	<b>C.N. O</b>
Poteau 4 (étage 02)	1141,71	(35×35)	25	<b>0,37</b>	<b>C.N. O</b>
Poteau5 (Étage 03)	968,069	(35×35)	25	<b>0,31</b>	<b>C.N. O</b>
Poteau6 (Étage 04)	803,992	(35×35)	25	<b>0,26</b>	<b>C.O</b>
Poteau7 (Étage 05)	642,804	(30×30)	25	<b>0,28</b>	<b>C.O</b>
Poteau8 (Étage 06)	483,613	(30×30)	25	<b>0,21</b>	<b>C.O</b>
Poteau 9 (Étage 07)	350,115	(30×30)	25	<b>0,15</b>	<b>C.O</b>
Poteau10 (Étage 08)	188,456	(30×30)	25	<b>0,08</b>	<b>C.O</b>

**Tableau 4.1 : Vérification spécifique des poteaux sous sollicitation normales**

Donc il faut redimensionner à nouveau les 5 premiers poteaux et vérifier la condition pour l'ensemble des poteaux.

## 4.2.7. Vérification finale :

<b>Combinaison accidentelle (G+Q+EX)</b>					
<b>POTEAU</b>	$N_d$ (MN) $\times 10^{-3}$	$B_c$ (CM <sup>2</sup> )	$f_{c28}$ (MPA)	$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	<b>O.B. S</b>
Poteau 1 (Sous-sol)	1796,804	(50×50)	25	<b>0,28</b>	<b>C.O</b>
Poteau 2 (RDC)	1597,656	(50×50)	25	<b>0,25</b>	<b>C.O</b>
Poteau 3 (Etage 01)	1399,551	(45×45)	25	<b>0,27</b>	<b>C.O</b>
Poteau 4 (Etage 02)	1211,578	(45×45)	25	<b>0,23</b>	<b>C.O</b>
Poteau 5 (Etage 03)	1027,788	(40×40)	25	<b>0,25</b>	<b>C.O</b>
Poteau6 (Etage 04)	851,508	(40×40)	25	<b>0,21</b>	<b>C.O</b>
Poteau7 (Etage 05)	678,205	(35×35)	25	<b>0,22</b>	<b>C.O</b>
Poteau 8 (Etage 06)	509,643	(35×35)	25	<b>0,16</b>	<b>C.O</b>
Poteau9 (Etage 07)	346,114	(35×35)	25	<b>0,11</b>	<b>C.O</b>
Poteau10 (Etage 08)	188,919	(35×35)	25	<b>0,06</b>	<b>C.O</b>

**Tableau 4.2. Vérification finale des poteaux sous sollicitation normales****4.3. Détermination de la force sismique totale V :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le RPA99 V 2003.

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

**4.3.1. Coefficient d'accélération de zone (A) :**

**Zone I** :D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (RPA 99 V 2003).

**Groupe d'usage 2**: Puisque sa hauteur totale dépasse pas 48 m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient  $A=0.10$

**4.3.2. Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

La valeur de R est donnée par le « **tableau 4.3** » **RPA99 V 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « **l'article 3.4** » du **RPA99 V 2003**.

Dans le bloc étudié, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure est égal à :

$$R = 5$$

**4.3.3. Facteur de qualité (Q) :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1 Pq$

Pq : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non »

Critère q	Pq	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur les files de contreventement.	0	0
Redondance en plan.	0	0
Régularité en plan.	0,05	0,05
Régularité en élévation.	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux.	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
$\sum q$	0,15	0,15

**Tableau 4.3. Facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités Pq**

Sens longitudinal  $\rightarrow Q = 1 + \sum_1 0,15 = 1,15$

Sens transversal  $\rightarrow Q = 1 + \sum_1 0,15 = 1,15$

#### 4.3.4. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{array} \right\}$$

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

$T$  : Période fondamentale.

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}}$$

$$\eta = 0,8819$$

Site 3 (site meuble) :  $T_2 = 0,5s$

#### 4.3.5. Estimation empirique de la période fondamentale :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 * h_n \\ \frac{1}{\sqrt{D}} \end{array} \right\}$$

$h_n$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99version2003 page 31.

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

- **Dans le sens X :**

$$h_n = 30,26 \text{ m.}$$

$$C_T = 0,05$$

$$D = 24,64 \text{ m.}$$

$$T = \min (0,838 \text{ s}, 0.712 \text{ s}).$$

$$\text{Donc: } T_x = 0.712 \text{ s.}$$

$$\text{On a } T_2 = 0,5 \text{ s.}$$

$$D_x = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 1,738$$

- **Dans le sens y :**

$$h_n = 30,26 \text{ m.}$$

$$C_T = 0,05$$

$$D = 26,95 \text{ m.}$$

$$T = \min (0,838 \text{ s}, 0.681 \text{ s}).$$

$$\text{Donc: } T_y = 0.681 \text{ s.}$$

On a  $T_2 = 0,5$  s.

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_y = 1,790$$

#### 4.3.6. Poids total de la structure $W$ :

$$w_T = \sum W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dues aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération (Tableau 4.6 RPA99version2003 page 45).

$$\beta = 0,2$$

Pour le calcul des poids des différents niveaux on a le tableau suivant donné par le logiciel SAP2000.

Niveaux	Poids [t]
Sous-sol	421,02
RDC	391,99
1	383,96
2	379,16
3	374,35
4	370,11
5	365,86
6	365,86
7	365,86
8	385,91

Tableau 4.4. Différentes masses de la structure.

Le poids total de la structure :  $W_T = \sum W_i = 3804,08 T$

#### 4.3.7. Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau :

D'après le programme MSE :

$$V_x = 1513,64 \text{ KN}$$

$$V_y = 1566,13 \text{ KN}$$

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 RPA99version2003).

$$F_i = \frac{(v - F_t) \cdot W \cdot h_i}{\sum_1^n W_i \cdot h_i}$$

Avec la force concentrée au sommet de la structure  $F_t = 0,07 \cdot V \cdot T$

$$F_{Tx} = 75,43 \text{ KN}$$

$$F_{Ty} = 78,05 \text{ KN}$$

**Tableau 4.5. Force sismique et effort tranchant suivant X (R=5).**

Niveau	Force Fx [KN]
Sous-sol	25,03
RDC	52,82
1 <sup>ere</sup> etage	79,13
2 <sup>eme</sup> etage	105,19
3 <sup>eme</sup> etage	130,55
4 <sup>eme</sup> etage	155,49
5 <sup>eme</sup> etage	179,80
6 <sup>eme</sup> etage	205,9
7 <sup>eme</sup> etage	232,007
8 <sup>eme</sup> etage	272,25

**Tableau 4.6. Force sismique et effort tranchant suivant Y (R=5).**

Niveau	Force Fy [KN]
Sous-sol	25,82
RDC	54,65
1 <sup>ere</sup> etage	81,87
2 <sup>eme</sup> etage	108,87
3 <sup>eme</sup> etage	135,09
4 <sup>eme</sup> etage	160,88

5 <sup>eme</sup> etage	186,04
6 <sup>eme</sup> etage	213,04
7 <sup>eme</sup> etage	240,05
8 <sup>eme</sup> etage	281,69

#### 4.4. Vérification du coefficient de comportement R :

D'après l'article 4.a de RPA99V2003 : pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile  $R=5$ , les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Charges horizontales :

$$\begin{cases} V_{\text{global}} = 1438,167 + 1488,04 = 2926,207 \text{ KN} \\ V_{\text{voile total}} = 1118,96 + 1175,32 = 2294,28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow \frac{V_{\text{voile total}}}{V_{\text{global}}} = 78,4\% > 75\% \text{ CNV}$$

- ✓ Selon X :

$$\begin{cases} V_{\text{global}} = 1438,167 \text{ KN} \\ V_{\text{voile total}} = 1118,96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow \frac{V_{\text{voile total}}}{V_{\text{global}}} = 77,80 > 75\% \text{ CNV}$$

- ✓ Selon y :

$$\begin{cases} V_{\text{global}} = 1488,04 \text{ KN} \\ V_{\text{voile total}} = 1175,32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow \frac{V_{\text{voile total}}}{V_{\text{global}}} = 78,98\% > 75\% \text{ CNV}$$

Avec :

$V_{\text{global}}$ : L'effort tranchant de la structure global.

$V_{\text{voile tota}}$ : L'effort tranchant des voiles

Donc le choix de R n'est pas satisfaisant, on prend  $R=4$ , un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.

Les nouveaux résultats des efforts tranchants et des forces sismiques sont représentés comme suit :

$$V_x = 1902,99 \text{ KN}$$

$$V_y = 1952,226 \text{ KN}$$

**Tableau 4.7. Forces sismique et efforts tranchant suivant X.**

Niveau	Force Fx [KN]
Sous-sol	31,28
RDC	66,02
1 <sup>ere</sup> etage	98,91
2 <sup>eme</sup> etage	131,49
3 <sup>eme</sup> etage	163,2
4 <sup>eme</sup> etage	194,36
5 <sup>eme</sup> etage	224,75
6 <sup>eme</sup> etage	257,38
7 <sup>eme</sup> etage	290
8 <sup>eme</sup> etage	340,31

**Tableau 4.8. Forces sismique et efforts tranchant suivant y.**

Niveau	Force Fy [KN]
Sous-sol	32,44
RDC	68,47
1 <sup>ere</sup> etage	102,57
2 <sup>eme</sup> etage	136,36
3 <sup>eme</sup> etage	169,25
4 <sup>eme</sup> etage	201,56
5 <sup>eme</sup> etage	233,08
6 <sup>eme</sup> etage	266,91
7 <sup>eme</sup> etage	300,94

<i>8<sup>eme</sup> etage</i>	352,92
------------------------------	--------

- Charges horizontales :
 
$$\left\{ \begin{array}{l} V_{global} = 1902,99 + 1957,67 = 3860,66 \text{ KN} \\ V_{voile total} = 1507,547 + 1556,801 = 3064,348 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\rightarrow \frac{V_{voile total}}{V_{global}} = 79,37\% > 75\% \text{ CV}$$

- ✓ Selon X :
 
$$\left\{ \begin{array}{l} V_{global} = 1902,99 \text{ KN} \\ V_{voile total} = 1507,547 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\rightarrow \frac{V_{voile total}}{V_{global}} = 79,21\% > 75\% \text{ CV}$$

- ✓ Selon y :
 
$$\left\{ \begin{array}{l} V_{global} = 1952,226 \text{ KN} \\ V_{voile total} = 1556,801 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

$$\rightarrow \frac{V_{voile total}}{V_{global}} = 79,74\% > 75\% \text{ CV}$$

#### 4.5. Période et facteur de participation modale :

	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
▶	Mode	1	1.001396	0.26003	0.25853	0.00000001196	0.26003	0.25853	0.00000001196
	Mode	2	0.637301	0.33266	0.33089	0.00005629	0.59269	0.58942	0.00005629
	Mode	3	0.3414	0.10219	0.10576	0.00000002271	0.69489	0.69518	0.00005629
	Mode	4	0.294021	0.0353	0.03423	0.0000000492	0.73019	0.72941	0.00005634
	Mode	5	0.161731	0.09847	0.09913	0.00062	0.82866	0.82854	0.00067
	Mode	6	0.142509	0.02441	0.02253	0.00000002869	0.85307	0.85107	0.00067
	Mode	7	0.110369	0.00008323	0.00008431	0.19261	0.85315	0.85115	0.19329
	Mode	8	0.107967	0.00006126	0.00005526	0.04748	0.85322	0.85121	0.24077
	Mode	9	0.107614	0.0000104	0.00002336	0.16368	0.85323	0.85123	0.40445
	Mode	10	0.10424	0.00005832	0.0000524	0.00049	0.85328	0.85128	0.40494
	Mode	11	0.10184	0.000005316	0.000007545	0.01158	0.85329	0.85129	0.41652
	Mode	12	0.100459	0.00001838	0.00001157	0.00013	0.85331	0.8513	0.41665
	Mode	13	0.096397	0.00001293	0.0000114	0.00974	0.85332	0.85131	0.42639
	Mode	14	0.093103	0.00000676	0.000006356	0.03555	0.85333	0.85132	0.46194
	Mode	15	0.092129	0.00063	0.00061	0.00000002772	0.85396	0.85193	0.46194
	Mode	16	0.088937	0.00003039	0.00002283	0.0101	0.85399	0.85193	0.47204
	Mode	17	0.088813	0.00000383	0.000007168	0.00555	0.85399	0.85194	0.47759
	Mode	18	0.0868	0.00369	0.0028	0.000003214	0.85768	0.85474	0.47759
	Mode	19	0.085014	0.03354	0.03538	0.00004186	0.89123	0.89012	0.47763
	Mode	20	0.081976	0.00033	0.00024	0.00011	0.89155	0.89036	0.47774
	Mode	20	0.081976	0.00033	0.00024	0.00011	0.89155	0.89036	0.47774
	Mode	21	0.080371	0.00006053	0.00016	0.00814	0.89161	0.89052	0.48588
	Mode	22	0.079064	0.0004	0.00037	0.000005301	0.89201	0.89089	0.48589
	Mode	23	0.078168	0.00004918	0.00011	0.00034	0.89206	0.891	0.48623
	Mode	24	0.076506	0.03005	0.02992	0.00061	0.92211	0.92092	0.48684

Figure 4.2. Participations modales

On a besoin 24 modes pour atteindre 90%.

#### 4.6. Méthode d'analyse spectrale modale :

##### 4.6.1. Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99V2003) :

$$\left( \frac{S_a}{g} \right) \left\{ \begin{array}{ll} \left[ 1,25 A \left[ 1 + \left( \frac{T}{T_1} \right) \left( 2,5 \eta \left( \frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 & \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0s \end{array} \right.$$

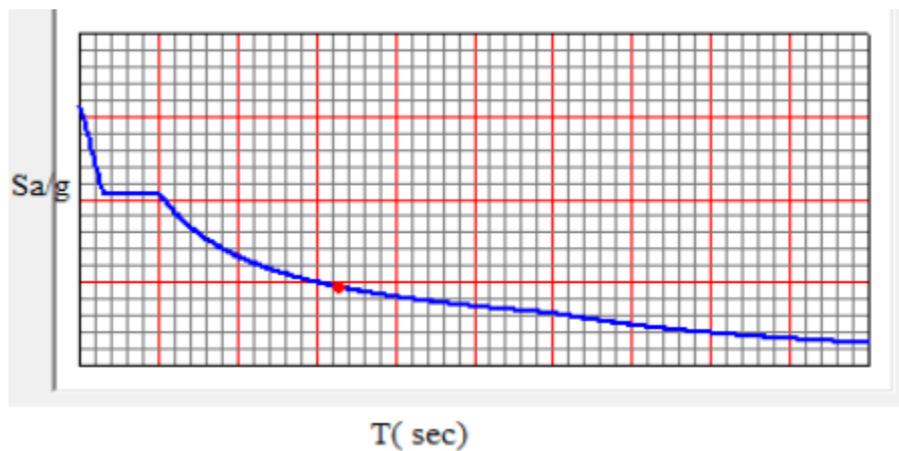
Avec :

$T$  : Période fondamentale de la structure.

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site (S3).

$S_a$  : Accélération spectrale.

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



*Figure 4.3. La courbe de spectre de réponse.*

#### 4.6.2. Résultats des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moment...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

Le tableau suivant représente les résultats obtenus après l'analyse.

$\delta$

Pour  $R=4$  :

**Tableau 4.9. Comparaison entre l'effort statique et dynamique.**

L'effort tranchant à la base	V statique [KN]		V Dynamique [KN]	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	1902,99	1957,67	1349,302	1347,204

$[E_x(\text{statique})] \times 0.8 = 1522,399 \text{ KN}$ .

$[E_y(\text{statique})] \times 0.8 = 1566,136 \text{ KN}$ .

D'après les résultats on remarque que  $V(x, y) \text{ dynamique} < 80\% V(x, y) \text{ statique}$  donc la condition n'est pas vérifiée.

- Puisqu'on a  $V(x, y) \text{ dynamique} < 80\% V(x, y) \text{ statique}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse avec le rapport  $(80\% V(x, y) \text{ statique} / V(x, y) \text{ dynamique})$ .
- **Alors on trouve :**

**Tableau 4.10. Comparaison entre l'effort statique et dynamique.**

L'effort tranchant à la base	V statique [KN]		V Dynamique [KN]	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	1902,99	1952,226	1551.697	1589.7

$[E_x(\text{statique})] \times 0.8 = 1522,399 \text{ KN}$ .

$[E_y(\text{statique})] \times 0.8 = 1565,78 \text{ KN}$ .

Donc d'après les résultats on remarque que  $V(x, y) \text{ dynamique} > 80\% V(x, y) \text{ statique}$  donc la condition est vérifiée.

#### 4.7. Vérification inter étage :

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$\Delta_{x,y} < 1\%h_{\text{etage}} = 1\% \times 306 = 3,06 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\Delta_y < 1\%h_{\text{RDC}} = 1\% \times 323 = 3,23 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\Delta_{x,y} < 1\%h_{\text{sous sol}} = 1\% \times 255 = 2,55 \dots \text{condition vérifiée}$$

Étage	$D_x$	$D_y$	$R_{Dx}$	$R_{Dy}$	$x$	$y$
8	1,25	1,44	5	5,76	0,48	0,76
7	1,13	1,25	4,52	5	0,48	0,6
6	1,01	1,1	4,04	4,4	0,6	0,88
5	0,86	0,88	3,44	3,52	0,6	0,72
4	0,71	0,7	2,84	2,8	0,6	0,68
3	0,56	0,53	2,24	2,12	0,6	0,64
2	0,41	0,37	1,64	1,48	0,52	0,52
1	0,28	0,24	1,12	0,96	0,32	0,48
RDC	0,2	0,12	0,8	0,48	0,6	0,32
Sous-sol	0,05	0,04	0,2	0,16	0,2	0,16

#### 4.8. Vérification de l'effet pi delta :

D'après le "RPA 99 2003 ", Les effets du 2ème ordre (ou effet P- $\Delta$ ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

**Tableau IV-1:** Vérification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens x-x.

Niveau	$H_k(m)$	$w_k(KN)$	$p_k$	Sens x-x		
				$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$
Sous-sol	2,55	421,02	3804,08	0,002	1797,7	0,00165
RDC	3,23	391,99	3383,05	0,006	1766,42	0,0035
1ère étage	3,06	383,96	2991,06	0,0032	1700,4	0,0018
2ème étage	3,06	379,16	2607,1	0,0052	1601,49	0,0027
3ème étage	3,06	374,35	2227,94	0,006	1470	0,0029
4ème étage	3,06	370,11	1853,59	0,006	1306,8	0,0027
5ème étage	3,06	365,86	1483,48	0,006	1112,44	0,0026
6ème étage	3,06	365,86	1117,62	0,006	887,69	0,0024
7ème étage	3,06	365,86	751,76	0,0048	630,31	0,0018
8ème étage	3,06	385,91	385,91	0,0048	340,31	0,0017

**Tableau IV-2:** Vérification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  sens y-y.

Niveau	$H_k(m)$	$w_k(KN)$	$p_k$	Sens y-y		
				$\Delta_k$	$V_k$	$\theta_k$
Sous-sol	2,55	421,02	3804,08	0,0016	1864,5	<b>0,0012</b>
RDC	3,23	391,99	3383,05	0,0032	1832,06	0,0018
1 ère étage	3,06	383,96	2991,06	0,0048	1763,59	0,0026
2ème étage	3,06	379,16	2607,1	0,0052	1661,02	0,0026
3ème étage	3,06	374,35	2227,94	0,0064	1524,66	0,0030
4ème étage	3,06	370,11	1853,59	0,0068	1355,41	0,0030
5ème étage	3,06	365,86	1483,48	0,0072	1153,85	0,0030
6ème étage	3,06	365,86	1117,62	0,0088	920,77	0,0034
7ème étage	3,06	365,86	751,76	0,006	653,86	0,0022
8ème étage	3,06	385,91	385,91	0,0076	352,92	0,0027

D'après les résultats obtenus dans le tableau, les effets P –  $\Delta$  peuvent être négligés.

**CHAPITRE 5 :**  
**ETUDE DES**  
**ELEMENTS**  
**RESISTANTS DE**  
**LA STRUCTURE**

### 5.1. Introduction :

Dans ce chapitre, l'étude sera menée pour les éléments résistants de la structure, avec les détails de calcul des poteaux et des poutres.

La structure à étudier est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable, le calcul de la section d'armature dépend à la fois du moment fléchissant, et de l'effort normal, ces valeurs sont données par le logiciel SAP 2000.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.

### 5.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, assurant essentiellement la transmission des charges des niveaux supérieurs aux fondations.

#### 5.2.1. Les combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91

$$\begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \dots (\text{elu}) \\ G + Q \dots \dots \dots (\text{els}) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99v2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \dots \dots \dots (\text{elu}) \\ 0,8 G \pm E \dots \dots \dots (\text{els}) \end{cases}$$

#### 5.2.2. Exemple d'étude d'un poteau :

Les poteaux sont calculés en flexion composées dans les deux plans principaux. Le calcul de la section d'armatures dépend à la fois de deux couples de moments  $[M_x ; M_y]$  et un effort normal de compression  $[N]$ .

##### ➤ Méthode de calcul :

Pour les combinaisons « ELU »,  $1,35 G + 1,5 Q ; G + Q \pm E$ , on prend :

- Un effort normal de compression maximum et les couples de moment correspondant.
- Un couple de moment maximum et l'effort normal correspondant

La vérification à l'ELS, se fait avec les règles BAEL 91. Pour les combinaisons « ELS », on vérifie juste les contraintes. Le calcul des sections d'aciers se fait avec les règles BAEL 91.

Les combinaisons ELU, donnent un effort normal maximum et pour «  $G + Q \pm E$  » donnent les valeurs de moment maximum.

Tableau.5.1. Les sollicitations de poteau à ELU

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
Sous-sol	50×50	2442,33	6,87	8,6
8 <sup>eme</sup> etage	35×35	128,53	63,85	37,17

$$b=0,5\text{m}; d=0,9h=0,9 \times 0,5=0,45\text{m};$$

$$d'=0,1h=0,1 \times 0,5=0,05\text{ m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6,87}{2442,33} = 0,28\text{ cm.}$$

$$e_a = e + d - \frac{h}{2} = \rightarrow e_a = 20,28\text{ cm}$$

### 5.2.3. Le moment fictive $M_a$ (a):

$$M_a = N \times e_a = \rightarrow M_a = 2442,33 \times 0,2028 = 0,495\text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0,4816\text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81 \times d') b h f_{bc} = 0,453\text{ MN.m}$$

Donc  $0,4816 > 0,453$ .

→ Section entièrement comprimée.

$$A_1 = \frac{1}{(d - d') \cdot \sigma_{sc}} \times (M_a - (d - \frac{h}{2}) \cdot b h f_{bc})$$

$$A_1 = \frac{1}{(0,45 - 0,05) \cdot 347,826} \times (0,495 - (0,45 - 0,25) \cdot 0,50 \cdot 0,50 \cdot 14,17)$$

$$= -15,34\text{ cm}^2 < 0$$

$$A_2 = \frac{1}{\sigma_{sc}} \times (N_u - b h f_{bc}) - A_1$$

$$A_2 = \frac{1}{347,826} \times (2,44233 - 0,50 \cdot 0,50 \cdot 14,17) + 1,534 \times 10^{-3} = -16,28\text{ cm}^2$$

Donc la section peut résister sans ferrailage

Suivant le RPA :  $A_{\min} = 0,7\% \times 50 \times 50 = 17,5\text{ cm}^2$

On prend  $4T20 + 4T16 = 20,61\text{ cm}^2$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{63,85}{128,53} = 0,4967\text{ m.}$$

$$e_a = e + d - \frac{h}{2} = \rightarrow e_a = 0,6967\text{ m}$$

### 5.2.4. Le moment fictive $M_a$ (a):

$$M_a = N \times e_a = \rightarrow M_a = 128,53 \times 0,6967 = 0,0895\text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = -0,038 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81 \times d')bh f_{bc} = 0,453 \text{ MN.m}$$

Donc  $-0,038 < 0 < 453$ .

→ Section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.

### 5.2.5. Moment réduit $\mu$ :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,0895}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,062 < u_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}); \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,062})$$

$$\alpha = 0,08$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,08) = 0,435 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left( \frac{M_a}{Z} - N \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,826} \times \left( \frac{0,0895}{0,435} - 0,12853 \right) = 2,21 > 0$$

Suivant le RPA :  $A_{\min} = 0,7\% \times 35 \times 35 = 8,57 \text{ cm}^2$

On prend 6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>

### 5.2.6. Vérification à L'ELS :

$$e_1 = \frac{-\left[ \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times e^2 + nA_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + nA_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d\right)^2 \right]}{-b \times h \times e + nA_2 \left(-e + \frac{h}{2} - d'\right) + nA_1 \left(-e + \frac{h}{2} - d\right)}$$

$$e_1 = 3,9 \text{ m}$$

$$I_{AN} = \frac{b \times h^3}{12} + b h (e_1 - e)^2 + nA_2 \left(e_1 - e + \frac{h}{2} - d'\right)^2 + nA_1 \left(e_1 - e + \frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$I_{AN} = 2,66 \text{ m}^4$$

### Position de l'axe neutre :

$$e_1 = 3,9 \text{ m} > h/2 + e = 0,4528 \text{ m}$$

L'axe neutre à l'extérieur → la section est entièrement comprimée

### Section homogène :

$$B = b h + n (A_1 + A_2) = 0,2 \text{ m}$$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{N_s}{B} + \frac{M_s \cdot V_1}{I_{AN}} \leq 0,6 \cdot f_{c28} \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{bcmax} = \frac{1,91639}{0,2} + \frac{17,85 \cdot 10,53 \cdot 10^{-3}}{2,66} = 9,65 \leq 15 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bcmin} = \frac{N_s}{B} - \frac{M_s \cdot V_1}{I_{AN}} \geq 0$$

$$\sigma_{bcmin} = \frac{2,06862}{0,2} - \frac{45,37.25,91 \cdot 10^{-3}}{2,66} = 9,51 \geq 0 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$N_{s \max} = 96,28 \text{ KN.} \quad ; \quad M_s = 58,99 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_s}{N_{s \max}} = 0,61 \text{ m}$$

Considérons l'équation suivante :

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3\left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{90 \times A_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right) = -0,389 \text{ m}^2$$

$$q = -2\left(\frac{h}{2} - e\right)^3 - \frac{90 \times A_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right)^2 = 0,03 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$e_1 = 0,58 \text{ m.}$$

$$\rightarrow x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0,145 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \cdot x^3}{3} - n \cdot A_1 \cdot (d - x)$$

$$S = -0,002 \text{ m}^3$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s \cdot x}{S} = -6,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot N_s \cdot (d - x)}{S} = -11,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Tableau 5.2. Ferrailage des poteaux.

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> KN.m	At Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage longitudinale	
					Section (cm <sup>2</sup> )	Le choix des armatures
<b>Sous sol</b>	50×50	1801,70 2	<0	17,5	20,61	4T20+4T16
<b>RDC</b>	50×50	1602,73	<0	17,5	20,61	4T20+4T16
<b>1 etage</b>	45×45	1404,16	<0	14,17	14,2	4T16+4T14
<b>2 etage</b>	45×45	1215,6	<0	14,17	14,2	4T16+4T14
<b>3 etage</b>	40×40	1031,16	<0	11,2	12,32	4T14+4T14
<b>4 etage</b>	40×40	854,209	<0	11,2	12,32	4T14+4T14
<b>5 etage</b>	35×35	680,257	<0	8,57	10,62	4T14+4T12
<b>6 etage</b>	35×35	511,142	<0	8,57	10,62	4T14+4T12
<b>7 etage</b>	35×35	346,114	<0	8,57	9,24	6T14
<b>8 etage</b>	35×35	188,919	<0	8,57	9,24	6T14

### 5.2.7. Le ferrailage transversal :

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

$v_u$ : L'effort tranchant de calcul.

$$\tau_u = 0,193 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,211 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots\dots \text{ CV}$$

Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10} \right) \text{ Suivant BAEL 91.}$$

$$\phi_t \leq \min (1,42; 2; 5)$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

### 5.2.8. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 V.2003 :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12. \phi_{\min}, 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min \left( \frac{50}{4}, 12.2 \right)$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{50}{2} \rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm}$$

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

**Tableau 5.3. La section des armatures transversales des poteaux**

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$N_u$ KN.m	$M_u$ KN.m	At Cm <sup>2</sup>	Ferrailage transversale		
					At mm	St (Zn) cm	St (Zc) cm
<b>Sous sol</b>	50×50	1802,13	68,54	<0	Ø8	10	15
<b>RDC</b>	50×50	1602,73	68,54	<0	Ø8	10	15
<b>1 etage</b>	45×45	1404,16	56,89	<0	Ø8	10	15
<b>2 etage</b>	45×45	12156	67,57	<0	Ø8	10	15
<b>3 etage</b>	40×40	1031,16	55,38	<0	Ø8	10	15
<b>4 etage</b>	40×40	854,209	66,22	<0	Ø8	10	15
<b>5 etage</b>	35×35	680,257	48,74	<0	Ø8	10	15
<b>6 etage</b>	35×35	511,142	50,36	<0	Ø8	10	15
<b>7 etage</b>	35×35	346,114	45,87	<0	Ø8	10	15
<b>8 etage</b>	35×35	188,919	64,84	<0	Ø8	10	15

### 5.3. Les poutres :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

Les travées et les appuis des poutres sont sollicitées défavorablement sous :

Combinaisons fondamentales : BAEL 91.

1,35G + 1,5Q (ELU)

Combinaisons accidentelles : RPA 99V2003.

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

**5.3.1. Exemple d'étude d'une poutre principale :**➤ **Méthode de calcul :**

Pour les combinaisons « ELU »,  $1,35 G + 1,5 Q$ ,  $G + Q \pm E$ , on prend :

- Le moment maximum.
- La vérification à l'ELS se fait avec les règles BAEL 91.

Pour la combinaison ELS, on vérifie juste les contraintes.

Le calcul se fait pour chaque trois niveaux, et on prend en considération la file la plus sollicitée.

Le calcul des sections d'aciers se fait avec les règles BAEL 91.

**5.3.1.1 Calcul des armatures longitudinales :**

On prend un exemple de calcul : poutre principale au niveau sous-sol.

**Tableau 5.4. Sollicitations de la poutre principale**

Section	T (KN)	$M_{ut}$ (KN.m)	$M_{ua}$ (KN.m)	$M_{st}$ (KN.m)	$M_{sa}$ (KN.m)
<b>30×45</b>	104,04	54,46	104,85	54,46	97,3

• **En travée :**➤ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{54,46 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,078 < u_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,078})$$

$$\alpha = 0,101$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,101) = 0,388 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{54,46 \times 10^{-3}}{0,388 \times 347,826}$$

$$A_{st} \geq 4,03 \text{ cm}^2$$

Le choix est 5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{30 \times 45}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,35 ; 1,467) \text{cm}^2$$

Donc  $A_{st} > 1,467 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée

➤ **ELS :**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{54,46}{54,46} = 1 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,101$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,25$$

$\alpha_{travée} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

### Armatures minimales :

Selon le RPA 99 V2003 :  $A_{mn} = 0,5\%(b \times h) \rightarrow A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2$

### Armatures maximales :

Selon le RPA 99 V2003:  $\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\%(b \times h) = 54 \text{ cm}^2 \text{ zone curante} \\ A_{max} = 6\%(b \times h) = 81 \text{ cm}^2 \text{ zone de recouvrement} \end{array} \right\}$

Le choix en travée c'est : 5T12

• **En appuis :**

➤ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{104,85 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,15 < u_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,15})$$

$$\alpha = 0,204$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,204) = 0,363 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{104,85 \times 10^{-3}}{0,363 \times 347,826}$$

$$A_{st} \geq 8,3 \text{ cm}^2$$

Le choix est 6T14 = 9,24 cm<sup>2</sup>

### Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{30 \times 45}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,35 ; 1,467) \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{st} > 1,467 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée

➤ **ELS :**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{104,85}{97,3} = 1,077 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,204$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,288$$

$\alpha_{travée} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

### Armatures minimales :

Selon le RPA 99 V2003 :  $A_{min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2$

### Armatures maximales :

Selon le RPA 99 V2003:  $\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2 \text{ zone curante} \\ A_{max} = 6\% (b \times h) = 81 \text{ cm}^2 \text{ zone de recouvrement} \end{array} \right\}$

Le choix en appui c'est : 6T14

#### **5.3.1.2. Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA 99 V.2003 :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \cdot \phi_{min}, 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min \left( \frac{45}{4}, 12 \cdot 1,2, 30 \text{ cm} \right)$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} \rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

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

#### **5.3.1.3. Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{min}, \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}, 1, 2, \frac{30}{10}\right)$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

**Tableau 5.5. Ferrailages longitudinaux des poutres principales.**

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Le choix d'armature	
		En appui	En travée
<i>Sous sol</i>	30×45	6T14	5T12
<i>etage</i>	30×45	6T14	5T12
<i>Terrasse</i>	30×45	6T14	5T12

**Tableau 5.6. Ferrailage des armatures transversales poutres principales.**

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Le choix d'armature		
		At mm	St (Zn) cm	St (Zc) cm
<i>Sous sol</i>	30×45	Ø8	10	15
<i>etage</i>	30×45	Ø8	10	15
<i>Terrasse</i>	30×45	Ø8	10	15

### 5.3.2. Exemple d'étude d'une poutre secondaire

#### 5.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales :

On prend un exemple de calcul : poutre secondaire au niveau sous-sol.

**Tableau 5.7. Sollicitations de la poutre secondaire**

Section	T (KN)	M <sub>ut</sub> (KN)	M <sub>ua</sub> (KN)	M <sub>st</sub> (KN)	M <sub>sa</sub> (KN)
30*35	69,77	55,42	58,03	9,18	17,35

- En travée :

➤ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{55,42 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,131 < u_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,131})$$

$$\alpha = 0,176$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,176) = 0,292 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{55,42 \times 10^{-3}}{0,308 \times 347,826}$$

$$A_{st} \geq 5,17 \text{ cm}^2$$

Le choix est 5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{30 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,14) \text{cm}^2$$

Donc  $A_{st} > 1,14 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée

➤ **ELS :**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{55,42}{9,18} = 6,03 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,176$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq 2,765$$

$\alpha_{travée} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

**Armatures minimales :**

Selon le RPA 99 V2003:  $A_{min} = 0,5\%(b \times h) \rightarrow A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$

**Armatures maximales :**

Selon le RPA 99 V2003:  $\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\%(b \times h) \text{ zone curante} \\ A_{max} = 6\%(b \times h) \text{ zone de recouvrement} \end{array} \right\}$

Le choix en travée c'est : 5T12

- **En appuis :**

- **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{58,03 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,137 < u_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,137})$$

$$\alpha = 0,185$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,185) = 0,291 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{58,03 \times 10^{-3}}{0,291 \times 347,826}$$

$$A_{st} \geq 5,73 \text{ cm}^2$$

Le choix est 6T12 = 6,79 cm<sup>2</sup>

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{30 \times 35}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,05 ; 1,14) \text{cm}^2$$

Donc  $A_{st} > 1,483 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée

- **ELS :**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{58,03}{17,35} = 3,34 \quad ; \alpha_{travée} = 0,185$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq 1,42$$

$\alpha_{travée} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

**Armatures minimales :**

Selon le RPA 99 V2003 :  $A_{min} = 0,5\%(b \times h) \rightarrow A_{min} = 5,25cm^2$

### Armatures maximales :

Selon le RPA 99 V2003:  $\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\%(b \times h) \text{ zone curante} \\ A_{max} = 6\%(b \times h) \text{ zone de recouvrement} \end{array} \right\}$

Le choix en appui c'est : 6T12

### 5.3.2.2. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 V.2003 :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12. \phi_{min}, 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min \left( \frac{35}{4}, 12.1, 2, 30 \text{ cm} \right)$$

On prend  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \rightarrow S_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

### 5.3.2.3. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_{min}, \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{35}{35}, \phi_{min}, \frac{30}{10} \right)$$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ .

**Tableau 5.8. Ferrillages longitudinaux des poutres secondaire.**

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Le choix d'armature	
		En appui	En travée
<i>Sous sol</i>	30×35	6T12	5T12
<i>etage</i>	30×35	6T12	5T12
<i>Terrasse</i>	30×35	6T12	5T12

**Tableau 5.9. Ferrillage des armatures transversales poutres secondaire.**

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Le choix d'armature		
		At mm	St (Zn) cm	St (Zc) cm
<i>Sous sol</i>	30×35	ø6	7	10
<i>etage</i>	30×35	ø6	7	10
<i>Terrasse</i>	30×35	ø6	7	10

## 5.4. Etudes des voiles :

### 5.4.1. Les murs voiles :

Le mur voile est un élément structural de contreventement soumis à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Ce qui implique que les murs voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

### 5.4.2. Calcul des murs voiles :

Pour le ferrillage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **RPA99V2003**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est :

- ✓ Globalement dans la section du voile de 0.15%.
- ✓ En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales  $S_t \leq \min(1,5. a; 30cm)$

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est positif
- $20 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons d'actions.

### 5.4.3. Caractéristiques des murs voiles :

Voile	e (m)	L (m)
Sous-sol	0,15	2,55
RDC	0,15	3,23
ETAGE COURANT	0,15	3,06

**Tableau 5.10. Caractéristiques des murs voiles**

### 5.4.4. Ferrillage vertical :

$$F_{22} = 1208,51 \text{ KN}$$

$$M_{11} = 0,894 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,000739 \text{ m}$$

$$e_a = \left( d - \frac{h}{2} \right) + e = \left( 0,15 \times 0,9 - \frac{0,15}{2} \right) + 0,000739$$

$$e_a = 0,0607 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \cdot e_a = 73,35 \text{ KN.m}$$

$$A = (d - d').N_u - M_a = 71,671 \text{ KN.m} = 0,07167 \text{ MN.m}$$

$$B = (0,337h - 0,81d')b.h.f_{bc} = 0,0816 \text{ MN.m}$$

$A < B \rightarrow$  Section partiellement comprimée

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0,00346$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00346}) = 0,004$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,9 \times 0,15 \times (1 - 0,4 \times 0,4449) = 0,134 \text{ m}$$

$$A_{st} = \left(\frac{1}{\sigma_{st}}\right) \cdot \left(\frac{M_a}{Z} - N\right) = -18,5 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\text{R.P.A} \rightarrow A_{min} = 0,15\% \cdot b.h = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_v = 5T12 \text{ ml} = 5,65 \text{ cm}^2, \text{ esp} = 25 \text{ cm}$$

#### 5.4.5. Ferrailage horizontal :

$$F_{11} = 362,55 \text{ KN}$$

$$M_{22} = 2,98 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,00821 \text{ m}$$

$$e_a = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e = 0,06821 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \cdot e_a = 24,73 \text{ KN.m}$$

$$A = (d - d').N_u - M_a = 0,0187 \text{ MN.m}$$

$$B = (0,337h - 0,81d')b.h.f_{bc} = 0,0816 \text{ MN.m}$$

$A < B \rightarrow$  Section partiellement comprimée

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0,0957$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0957}) = 0,125$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,9 \times 0,15(1 - 0,4 \times 0,125) = 0,128 \text{ m}$$

$$A_{st} = \left(\frac{1}{\sigma_{st}}\right) \cdot \left(\frac{M_a}{Z} - N\right) = -4,86 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\text{R.P.A} \rightarrow A_{min} = 0,15\% \cdot b.h = 2,25$$

Donc :  $A_v = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$ ,  $esp = 25 \text{ cm}$

#### 5.4.6. Vérification au cisaillement :

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

Avec  $v_{u \max} = 163,99 \text{ KN}$

$$\tau_u = 1,21 \text{ MPA}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\tau_u = 1,21 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPA}$$

#### 5.4.7. Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(1,5 \times a ; 30) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(22,5 ; 30) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Voile	e (m)	L (m)	Ferrailage verticales	Ferrailage horizontales
Sous-sol	0,15	2,55	5T12	5T12
RDC	0,15	3,23	5T12	5T12
ETAGE COURANT	0,15	3,06	5T12	5T12

Tableau 5.11. Ferrailage des types des voiles.

#### 5.4.8. Vérification à L'ELS :

$$N_{s \max} = 860,51. \quad ; \quad M_s = 1,97 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_s}{N_{s \max}} = 0,0023 \text{ m}$$

Considérons l'équation suivante :

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3\left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{90 \times A_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right) = -0,034 \text{ m}^2$$

$$q = -2\left(\frac{h}{2} - e\right)^3 - \frac{90 \times A_{st}}{b} \times \left(d - \frac{h}{2} + e\right)^2 = -0,001 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$e_1 = 0,197 \text{ m.}$$

$$\rightarrow x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0,2697 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \cdot x^3}{3} - n \cdot A_1 \cdot (d - x)$$

$$S = 8,4 \times 10^{-3} m^3$$

- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s \cdot x}{S} = 27,62 > \bar{\sigma}_b = 15 MPa \quad \text{condition non vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot N_s \cdot (d - x)}{S} = -206,98 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 MPa \quad \text{condition vérifiée}$$

**CHAPITRE 6**

**LES**

**FONDATIONS**

### 6.1. Introduction :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage sur le sol. Le mode de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol. Soit le sol en place a des qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, soit ses qualités sont médiocres et il faut alors le renforcer.

On distingue les fondations superficielles des fondations profondes :

- Les fondations superficielles sont soit isolées (ponctuelles), soit filantes (linéaires), soit un radier général.
- Les fondations profondes sont soit sur pieux ou sur puits.

### 6.2. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portance de terrain de fondation.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.

On a opté comme fondation pour un radier général, à cause de l'importance d'ouvrage et les charges transmises.

#### 6.2.1. Dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les poteaux de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

##### o Épaisseur du radier :

$h_d$  : Épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$$

$l_{max}$  : Distance maximale entre deux files successives  $l_{max} = 5,03 \text{ m}$

D'où

$$h_d \geq \frac{503}{20}$$

$$\rightarrow h_d \geq 25,15 \text{ cm}$$

$h_n$  : Épaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{max}}{10}$$

$$\text{D'où } h_n \geq \frac{503}{10}$$

$$h_n \geq 50,3 \text{ cm}$$

**On propose :**

$$\left. \begin{array}{l} h_d = 80 \text{ cm} \\ h_n = 160 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ On vérifie ces valeurs.}$$

### 6.2.2. Vérification de la contrainte du sol :

En absence du rapport géotechnique su sol, nous avons supposé un taux de travail du sol  $\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K ; \sigma_{b2} = Z_{min} \times K$$

$K$  : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol). Généralement, et en absence de rapport géotechnique, on peut prendre sa valeur 2 fois la contrainte admissible du sol.

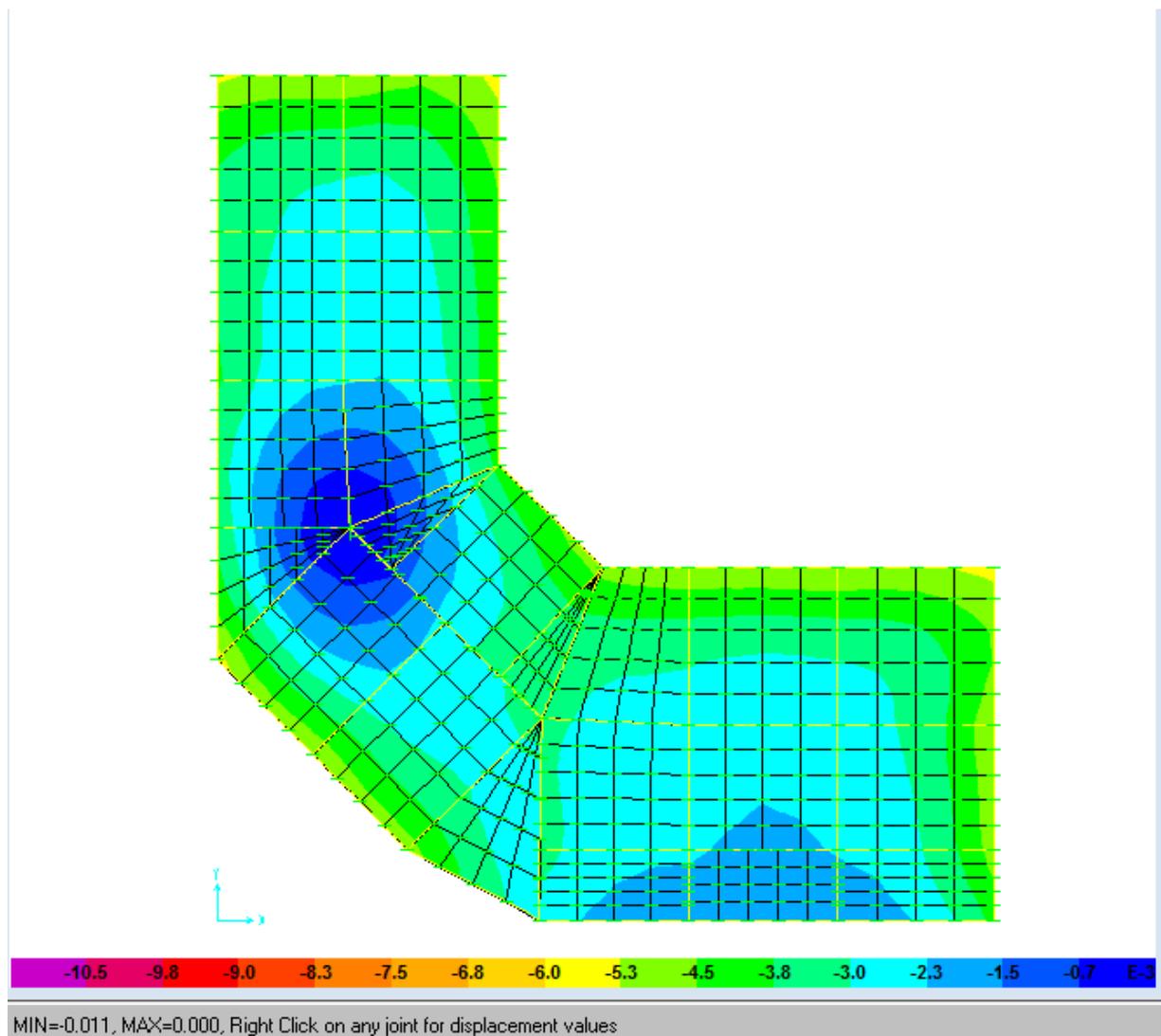
$$K = 2 \times 2 \text{ kg/cm}^3$$

$Z$  : Déplacement  $U_z$  tiré des résultats du SAP2000.

On a  $Z_{max} = 0,011 \text{ m}$  ;  $Z_{min} = 0 \text{ m}$ .

$$\sigma_{b1} = Z_{max} \times K = 4,4 \text{ bars}$$

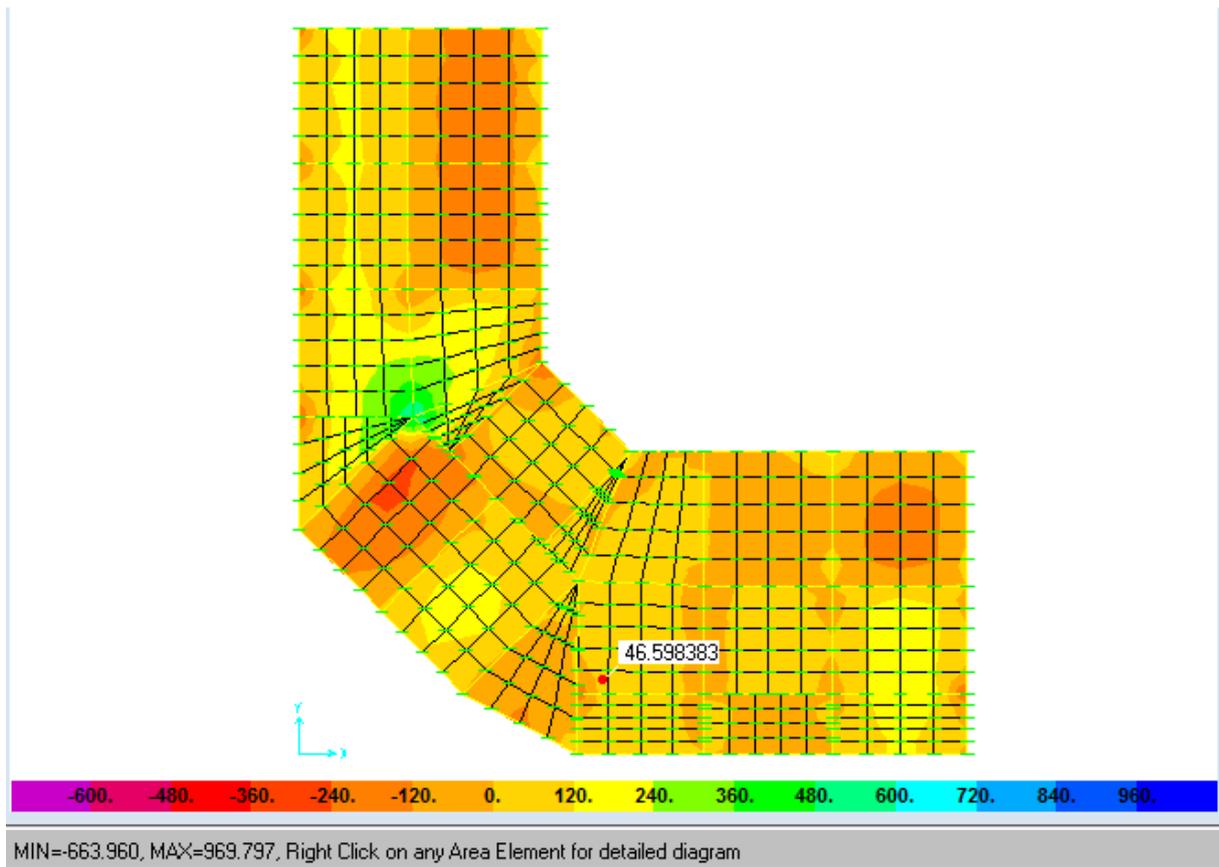
$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4} = \frac{3 \times 0 + 4,4}{4} = 1,1 \text{ bars} < 2 \text{ bars} , \text{ Donc la condition est vérifiée.}$$



*Figure 6.1 : Déplacement  $U_z$*

### 6.3. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, comme élément plaque sur sol élastique, on a obtenu les résultats suivants :



*Figure 6.2 : Moments  $M_{11}$  à L'ELU*

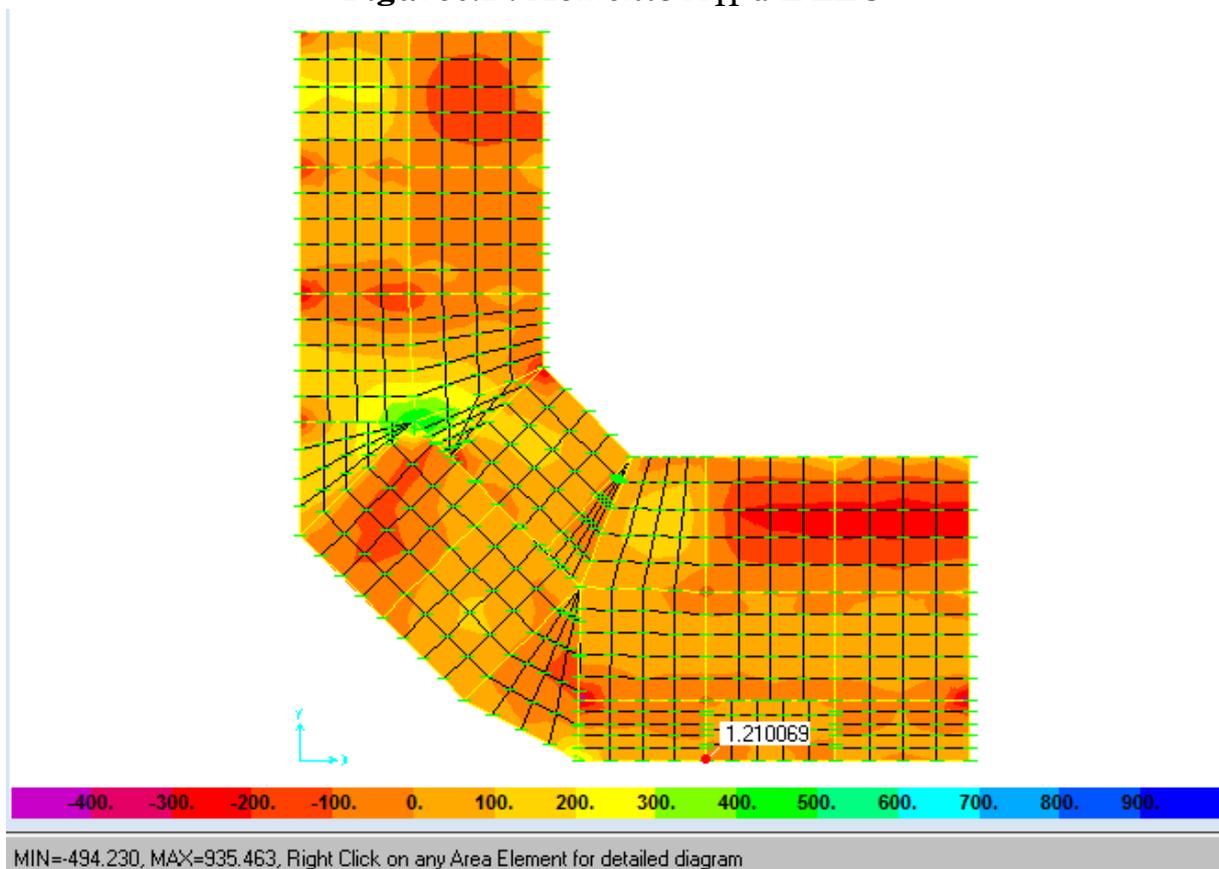


Figure 6.3 : Moments  $M_{22}$  à L'ELU

Tableau 6.1. Sollicitations du radier et de la nervure.

		ELU		ELS	
		M11(KN.M)	M22(KN.M)	M11(KN.M)	M22(KN.M)
Dalle	Appuis	969,797	935,463	710,534	684,752
	Travée	663,960	494,230	484,822	362,471
Nervure	Appuis	548,1366	/	401,8126	/
	Travée	1164,9699		852,455	

## 6.4. Calcul du ferrailage :

### 6.4.1. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1x0,8) m<sup>2</sup> et en deux directions, l'une suivant Lx et l'autre suivant Ly.

- En travée :

#### ➤ Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_{\mu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,66396}{1 \times (0,8 \times 0,9)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{\mu} = 0,09$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\mu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09}) = 0,118$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,8 \times 0,9(1 - 0,4 \times 0,118) = 0,686 \text{ m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,66396}{0,686 \times 347,826} \rightarrow A_{st} \geq 27,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 30 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 10T20=31,42 cm<sup>2</sup>/ml

#### ➤ Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_{\mu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,494230}{1 \times (0,8 \times 0,9)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_{\mu} = 0,067$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2} \times 0,067) = 0,086$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,8 \times 0,9(1 - 0,4 \times 0,086) = 0,695 \text{ m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,494230}{0,514 \times 347,826} \rightarrow A_{st} \geq 20,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 30 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 10T20=31,42 cm<sup>2</sup>/ml

#### Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{MAX}\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \text{MAX}(8; 10,35) \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 10,35 \text{ cm}^2$  Donc la condition est vérifiée.

#### 6.4.2. Vérification à l'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Suivant Lx :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{663,960}{484,822} \rightarrow \gamma = 1,37 \alpha_{travee} = 0,118$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,435$$

$\alpha_{travee} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

➤ **Suivant Ly :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{494,230}{362,471} \rightarrow \gamma = 1,36 \alpha_{travee} = 0,086$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,43$$

$\alpha_{travee} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPA}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

• **En appuis :**

➤ **Ferrailage suivant Lx :**

$$\mu_\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,969797}{1 \times (0,8 \times 0,9)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_\mu = 0,132 < \mu_r = 0,392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,132}) = 0,177$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,8 \times 0,9(1 - 0,4 \times 0,177) = 0,669 \text{ m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,969797}{0,669 \times 347,826} \rightarrow A_{st} \geq 41,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 30 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 9T25=44,18 cm<sup>2</sup>/ml

➤ **Ferrailage suivant Ly :**

$$\mu_\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,935463}{1 \times (0,8 \times 0,9)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_\mu = 0,127$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,127}) = 0,17$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,8 \times 0,9(1 - 0,4 \times 0,17) = 0,671 \text{ m.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,935463}{0,671 \times 347,826} \rightarrow A_{st} \geq 41,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 30 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 9T25=44,18 cm<sup>2</sup>/ml

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{MAX}\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \text{MAX}(8; 10,35) \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 10,35 \text{ cm}^2$  Donc la condition est vérifiée.

**6.4.3. Vérification à l'ELS :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Suivant Lx :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{969,797}{710,534} \rightarrow \gamma = 1,36 \alpha_{appuis} = 0,177$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,430$$

$\alpha_{appuis} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

➤ **Suivant Ly :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{935,463}{684,752} \rightarrow \gamma = 1,36 \alpha_{appuis} = 0,17$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,43$$

$\alpha_{appuis} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPA}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

#### 6.4.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{811,724 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,8} = 1,12 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Alors :  $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition vérifiée.

#### 6.4.5. Calcul de l'espacement :

❖ D'après le BAEL91 :

$$S_t \leq \text{Min}(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \text{Min}(64,8; 40) \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de  $S_t = 10 \text{ cm}$

#### 6.5. Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire représentée dans la figure suivante :

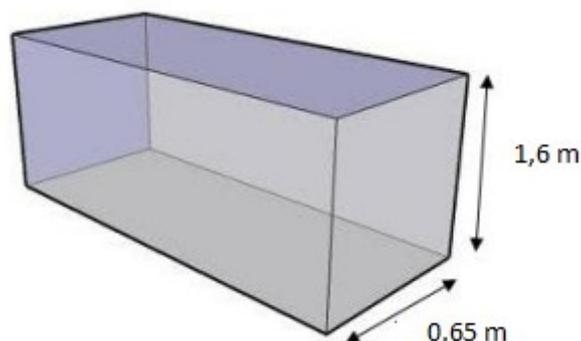


Figure.6.4. Les dimensions de la nervure.

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1164,96 \times 10^{-3}}{0,65 \times 1,44^2 \times 14,17} = 0,0609 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0609})$$

$$\alpha = 0,0785$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 1,44(1 - 0,4 \times 0,0785) = 1,394 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{1164,96 \times 10^{-3}}{1,394 \times 347,826}$$

$$A_{st} \geq 24,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{le choix est } 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{65 \times 160}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 144 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (10,4 ; 11,30) \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{st} > 11,30 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée

• **En appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{548,1366 \times 10^{-3}}{0,65 \times 1,44^2 \times 14,17} = 0,0286 < u_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0286})$$

$$\alpha = 0,0362$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 1,44(1 - 0,4 \times 0,0362) = 1,419 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{548,1366 \times 10^{-3}}{1,419 \times 347,826}$$

$$A_{st} \geq 11,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix est } 4T20 = 12,57 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left( \frac{65 \times 160}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 144 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (10,4 ; 11,30) \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{st} > 11,30 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée

### 6.5.1. Vérification à l'ELS :

D'après le B.A.E.L 91 il est inutile de faire la vérification des contraintes à l'ELS des contraintes si On a :

$$\alpha \leq (M_u - M_s)/2M_s + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **En travée :**

$$\alpha \leq (1,1649699 - 0,8524555)/2 \times 0,8524555 + \frac{25}{100}$$

$$; \alpha_{travée} = 0,0785$$

$$\alpha \leq (M_u - M_s)/2M_s + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,43$$

$\alpha_{travée} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

- **En appui :**

$$\alpha \leq (0,5481366 - 0,4018126)/2 \times 0,4018126 + \frac{25}{100}$$

$$; \alpha_{appui} = 0,0362$$

$$\rightarrow \alpha \leq 0,43$$

$\alpha_{appui} < \alpha$  Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton  $\sigma_{bc}$  et  $\sigma_{st}$  sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta} f_{t28} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

### 6.5.2. Ferrailage transversal :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{811,724 \times 10^{-3}}{0,65 \times 1,44} = 0,867 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc  $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition vérifiée.

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_{min}, \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left( \frac{160}{35}, \phi_{min}, \frac{65}{10} \right)$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

### 6.5.3. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 V.2003 :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \cdot \phi_{min}, 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min \left( \frac{160}{4}; 12 \times 2; 30 \text{ cm} \right)$$

On prend  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{160}{2} \rightarrow S_t \leq 80 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

### 6.6. Mur de soutènement :

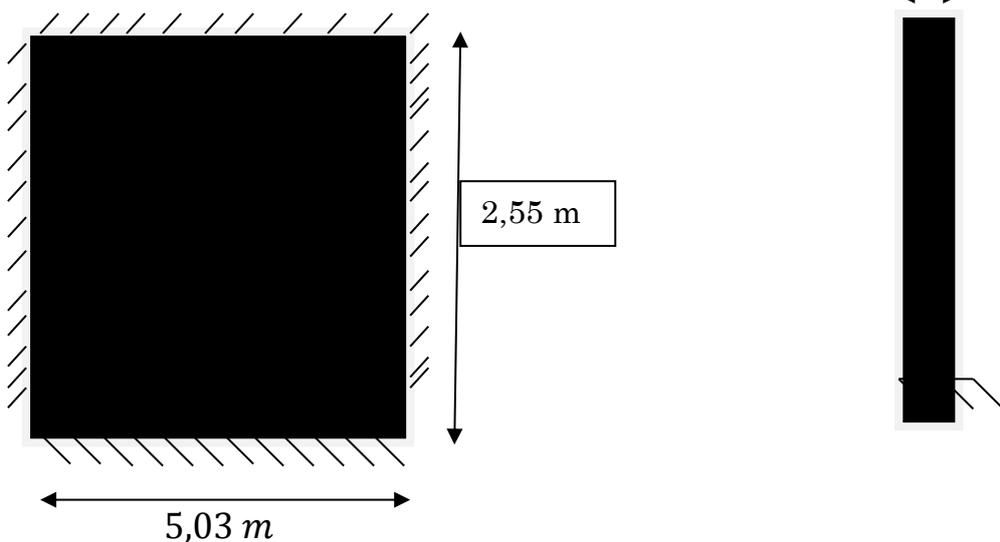


Figure 6.5. Géométrie du mur de soutènement.

#### 6.6.1. Paramètre de calcul :

- **Sol :**

Hauteur total  $h=2,55 \text{ m}$

Angle de frottement  $\varphi = 20^\circ$

Densité  $\gamma_{sol} = 16 \text{ KN/m}^3$

- **Béton :**

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

$\gamma = 25 \text{ KN/m}^2$

- **Aciers :**

L'acier utilisé est de classe HA 400,  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Un enrobage de 2,5 cm

Fissuration préjudiciable.

### 6.6.2. Calcul géotechnique :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos(\beta + \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \beta) \cdot \sin(\varphi - \omega)}{\cos(\beta + \alpha) \cdot \cos(\beta - \omega)}} \right]}$$

Avec :  $\beta$ : inclinaison de l'écran.

$\omega$ : inclinaison de talus.

$\alpha$ : inclinaison de la poussée / à la normal.

Dans notre cas cette formule se réduit à :

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\delta}{2} \right)$$

On trouve :

$$K_a = 0,49$$

### 6.6.3. Calcul de la force de poussée :

$$P_1 = K_a \cdot \gamma_{sol} \cdot \frac{h^2}{2}$$

$h$  : hauteur du voile

$P_1$  : Poussée de terre

$$P_1 = 0,49 \times 16 \times \frac{2,55^2}{2} = 25,48$$

$$P_1 = 2,548 \text{ t/ml}$$

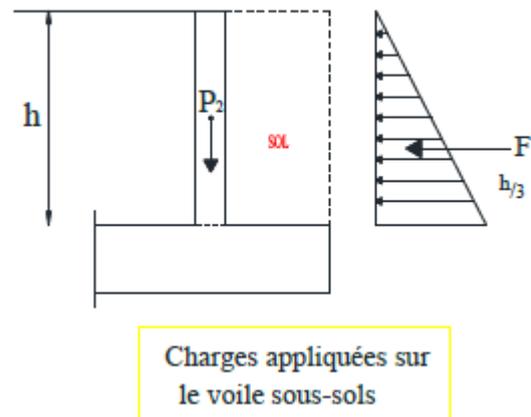


Figure 6.6. : Charges appliquées sur le voile sous-sols

### 6.6.4. Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,49 \times 0,5 \times 2,55 = 0,624 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $P_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de la base  $K'_a \cdot q$ , et la résultante  $p_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

### 6.6.5. La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5P_2 = 1,35 \times 2,548 + 1,5 \times 0,624$$

$$Q = 4,37 \text{ t/ml}$$

### 6.6.6. Calcul du ferrailage :

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$L_x = 2,55$  m (le sens de grand flexion)

$L_y = 5,03$  m (le sens de petite flexion)

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,55}{5,03} = 0,5 > 0,4 \rightarrow$  la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travail dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{oy} = M_{ox} \cdot \mu_y \quad \text{avec} \quad \alpha = 0.50 \quad \mu_x = 0,0946$$

$$V = 0 \text{ (ELU)} \quad \mu_y = 0,25$$

$$M_{ox} = 0.0946 \times 4,37 \times 2,55^2 = 26,88 \text{ KN/m}$$

$$M_{oy} = 26,88 \times 0,2500 = 6,72 \text{ KN/m}$$

- **Sens-x**

Le moment total appliqué sur la dalle :

Pour  $M_x$  :

➤ **ELU**

$$M_t = 0,75 M_x \quad \text{avec} \quad M_x = 26,88 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 20,16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,02016}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,078$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,101$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,129 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,02016}{0,129 \times 347,826} \rightarrow A_{st} = 4,49 \text{ cm}^2$$

- **Sens-y**

Le moment total appliqué sur la dalle :

Pour  $M_y$  :

➤ **ELU**

$$M_t = 0,75 M_y \quad \text{avec} \quad M_y = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,00504}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,019$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,023$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,133 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,00504}{0,133 \times 347,826} \rightarrow A_{st} = 1,08 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

**Sens y :** d'après le RPA99V2003 :

$$A_{y \min} = 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL91 :

$$A_{y \min} = 8\%h = 0,08 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **5T12** de section **5,65 cm<sup>2</sup>**

**Sens x** : d'après le RPA99V2003 :

$$A_{y \min} = 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} (3 - \alpha)/2 = 1,2 (3 - 0,5)/2$$

$$A_{x \min} = 1,5 \text{ cm}^2$$

On choisit **5T12** de section **5,65 cm<sup>2</sup>**.

## CONCLUSION générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique durant notre cycle de formation tout en apprenant les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant dans le domaine étudié. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure, car cette analyse va nous permettre une bonne conception parasismique au moindre coût. Ce mémoire a comme objectif :

- Un dimensionnement détaillé de tous les éléments constitutifs.
- La recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Nous nous sommes donc intéressés en premier lieu, aux règlements définis en vigueur : RPA99v2003 et BAEL91, pour le prédimensionnement et le calcul des différents éléments constituant le bâtiment, que ce soit structuraux ou secondaire.

Et ce mémoire nous a donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin assisté par ordinateur (Auto CAD), et de calcul (SAP2000) pour l'analyse statique et dynamique de la structure, qui nous a aidé à déterminer les sollicitations les plus défavorables et ensuite le ferraillement des éléments structuraux.

Les conclusions auxquelles nous avons abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :

- Concernant le choix du plancher, nous avons opté pour des planchers corps creux pour tous les niveaux.
- La nécessité des voiles qu'il fallait localiser aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure (comportement de la structure durant le séisme).
- Tous les éléments structuraux (poteaux, poutre,) respectent le RPA 99 V 2003 sauf les voiles ne sont pas vérifiés donc on doit augmenter le ferraillement.
- L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général avec nervure comme une fondation.

Pour conclure, ce mémoire nous a permis d'avoir une connaissance plus étendue sur le bâtiment et de nous initier aux services du génie civil et ça sera un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnelle.

## Références bibliographiques

**[BAEL, 91]** Jean-Pierre Mougïn, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

**[DTR B.C 2.2]** Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.

**[RPA99version 2003]** Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.

**[CBA 93]** Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

CHIKHI L. / HARBI L., ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT « 3SOUS – SOL, RDC + 13 ETAGES » D'UNE FORME IRREGULIERE A USAGE MULTIPLE, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2015, Faculté de technologie.

BORDIM. / NHARI., ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT « SOUS – SOL, RDC + 6 ETAGES » D'UNE FORME IRREGULIERE A USAGE MULTIPLE, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2006, Faculté de technologie.