

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'université de 08Mai 45-GUELMA

Faculté des sciences et de la Technologie

Département de : Génie civil et Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

Présenté par : MIHOUBI IBRAHIM KHALIL ELDDINE

ET

BOUKHAROUBA ISHAK

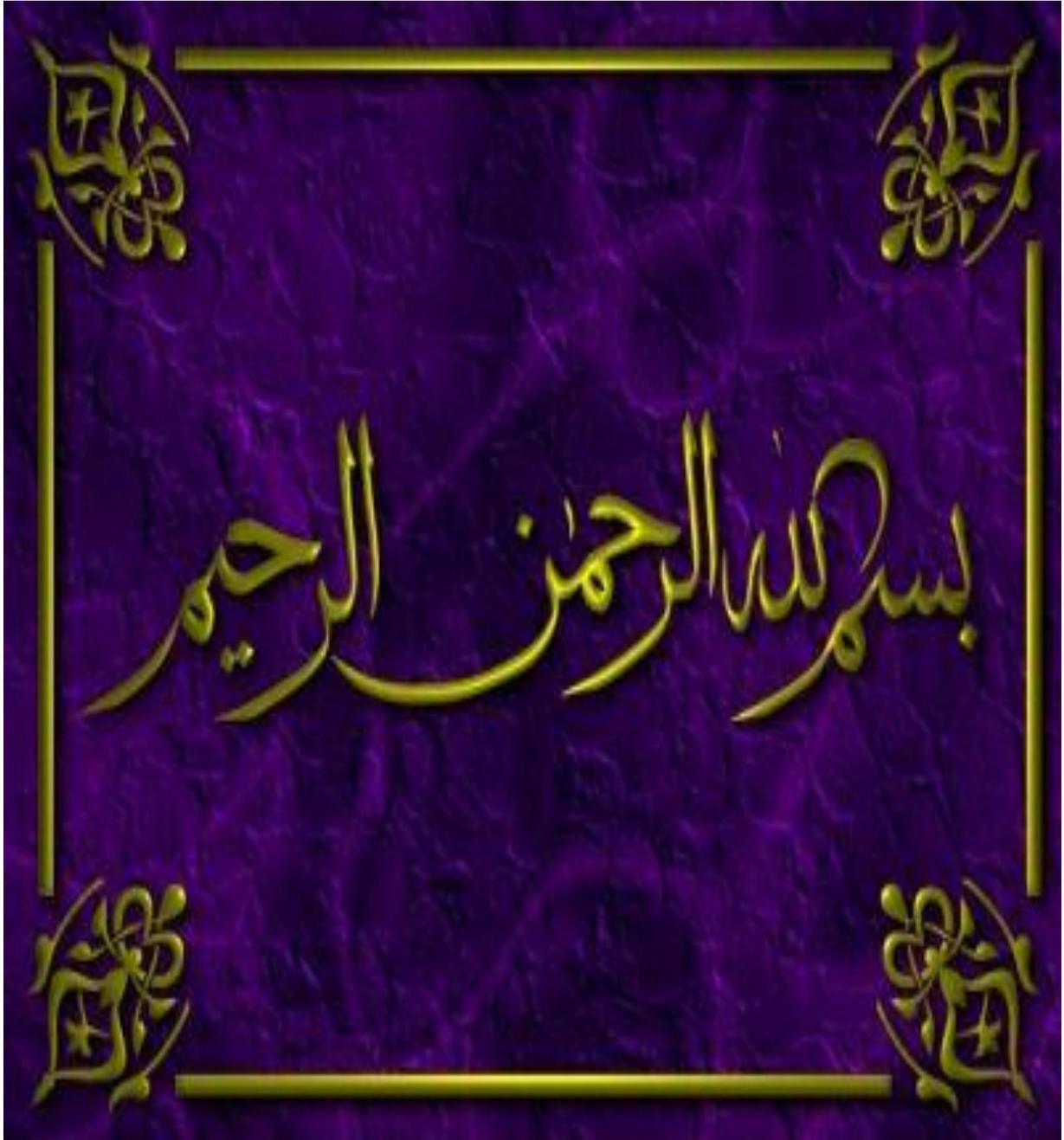
Étude d'un bâtiment (R+5) à usage

D'habitation mixte

Sous La direction de: Mme Bendjaich Robila

Juin 2017

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ



Remerciement

► *Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

► *C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur BOUDJAHM RAFIK pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

► *Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres des entreprises KHALA AMAR et AMOURI ZAKARIA de Guelma qui ont beaucoup nous aidés pour élaborer ce travail. Ainsi nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.*

► *A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

DÉDICACES

« و ما توفيقى الا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation.

-Toute ma famille : MIHOUBI et KOUADRI.

-Mes amies.

-A toute la Promotion 2017.

-Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

DÉDICACES

« و ما توفيقى الا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation.

-Toute ma famille : BOUKHAROUBA et GHAZI.

-Mes amies.

-A toute la Promotion 2017.

-Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Résumé

ملخص

يهدف المشروع أساسا لدراسة عمارة غير منتظمة القياسات (طابق أرضي +5 طوابق) الواقعة في ولاية قسنطينة المصنف كمنطقة زلزالي (IIa). قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمولة بها في الجزائر. [BAEL91] [CBA93modiriée 99], [RPA99 version2003]. قمنا بالدراسة الديناميكية ذات ثلاث أبعاد بواسطة Robot2010. تم تصميم أرضية طوابق العمارة بأرضية غير مشوهة القياسات. تقوية البنية بواسطة جدران خرسانية مسلحة كان ضروريا بما أن النقل الجانبي لما بين الطوابق فاق القيم المقبولة. تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة برنامج Socotec. أما الجدران الخرسانية المسلحة و العناصر الثانوية تم يدويا. نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن طوف

RESUMÉ

Le présent mémoire, porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière en plan composé d'un (RDC+5 étages) situé à wilaya du CONSTANTINE. Classée à zone sismique IIa.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément aux règles [BAEL91 Modifié 99], [CBA93, RPA99 version2003]. [CBA93modiriée 99]

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul Robot2010, Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan).

Le renforcement de la structure par le rajout des voiles de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter étages de la structure pré dimensionnée dépassent les valeurs admissibles.

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage Socotec, alors que celui des voiles et des éléments non structuraux a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée des radier général

Summary

The present project deals with the study of a building consisting of five floors and an underground floor, situated in wilaya of CONSTANTINE; an area of seismicity (IIa) according to the Algerian seismic standards [RPA99version 2003], [CBA93], and [BAEL91Modify 99]. The structure presents irregularity in plan.

*The three-dimensional seismic analysis was conducted by industrial software called **Robot 2010**.*

A diaphragm constraint was assigned to each floor. The lateral dynamic displacements and the resultant base shear force given by the model were compared to those required by the standards.

*Reinforced concrete shells were added to the structural systems to satisfy building codes. The shell element internal forces and stresses were evaluated under several different loading combinations **so software**.*

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

<i>Introduction</i>	1
I- 1 - Présentation de l'ouvrage	1
I- 1 - 1- Caractéristiques géométriques	1
I-1 - 2- Ossature et système constructif adopté	5
I- 2- Règles et Hypothèses de calcul	6
I- 3- Caractéristiques géotechniques du sol	8
I- 4- Caractéristique mécanique des matériaux	8
I- 4 - 1- Le Béton	8
▪ <i>Matière constitutives du béton</i>	8
▪ <i>Caractéristiques physiques et mécaniques du béton</i>	9
▪ <i>Contrainte ultime de cisaillement de béton</i>	10
▪ <i>Module de déformation longitudinale du béton</i>	11
I- 4 - 2- L'Acier	11
<i>Introduction</i>	
▪ <i>Caractéristique mécanique</i>	11
▪ <i>Treillis soudés (T.S)</i>	12
▪ <i>Contraint limite de l'acier</i>	12

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

<i>Introduction</i>	14
II- 1- Pré dimensionnement de plancher	14
II- 2- Pré dimensionnement de balcon	16
II- 3- Pré dimensionnement des voiles	17
II- 4- Pré dimensionnement des d'escalier	19
II- 5- Descente de charges	21
II- 6- Pré dimensionnement poutre	27
II- 7- Pré dimensionnement poteaux	29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

<i>Introduction</i>	37
III-1- Acrotère	37
III-2- Escalier	43
III-3- Poutre palière	52
III-4- Plancher	59
III-5- Balcon	71
III-6- L'ascenseur	78

Chapitre IV : Étude sismique de la structure

<i>Introduction</i>	83
IV - 1-Choix La méthode de calcul	83
IV - 2-Méthode d'analyse modale spectral	84
IV- 2 - 1-Principe	84
IV- 2 - 2-Domaine d'application	84
IV- 2 - 3-Spectre de réponse de calcul	84
IV- 2 - 4-Classification de site	85
IV- 2 - 5- Détermination des paramètres du spectre de réponse	85
▶ <i>Coefficient d'accélération A</i>	85
▶ <i>Facteur d'amplification dynamique moyen D</i>	85
▶ <i>Coefficient de comportement global de la structure R</i>	87
▶ <i>Facteur de qualité Q</i>	87
IV- 2 - 6- Nombre de mode à considérer	91
IV- 2 - 7- Modélisation	92
▶ <i>dispositions des voiles</i>	92
▶ <i>Pois total de la structure</i>	93
▶ <i>Application de la méthode d'analyse modale spectrale</i>	94
▶ <i>Nombre des modes considérées</i>	95
▶ <i>Calcul de la force sismique statique</i>	99
▶ <i>Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique Equivalente</i>	99

▶ Vérification de déplacement.....	100
▶ Vérification au renversement	103

Chapitre V : Ferrailage des éléments de Contreventements

<i>Introduction</i>	105
V-1-Etude de ferrailage des poteaux	105
➤ <i>Combinaisons spécifiques de calcul</i>	105
✓ <i>Calcul des armatures longitudinales</i>	106
✓ <i>Calcul des armatures transversales</i>	106
V-2-Etude de ferrailage des poutres	122
➤ <i>L'étude des Poutres principales</i>	123
➤ <i>L'étude des Poutres secondaires</i>	126
V-3-Etude de ferrailage des Voiles	131
➤ <i>Étape de calcul</i>	131

Chapitre VI :Etude de fondation

<i>Introduction</i>	144
VI- 1-type des fondations	144
VI- 2-Choix de type de fondation	144
VI- 3- Combinaison d'action	145
VI- 4-Calcul des surfaces revenant aux semelles	145
VI- 4-1- Semelle isolé	145
VI- 4-2- Semelles filantes	145
VI- 5- Pré dimensionnement de radier général	146
➤ <i>Epaisseur de nervure du radier</i>	146
➤ <i>Epaisseur de la dalle du radier</i>	147
➤ <i>Calcul de la surface de radier</i>	147
➤ <i>Calcul du débordement</i>	148
➤ <i>Vérification de la contrainte de cisaillement</i>	148

➤ Vérification de l'effet de sous pression.....	148
➤ Vérification au non poinçonnement.....	149
➤ Caractéristiques géométriques du radier.....	149
➤ Calcul des contraintes sous fondation.....	150
VI- 6- Ferrailage du radier général.....	151
➤ Calcul de Ferrailage de la dalle radier.....	152
➤ Calcul de Ferrailage de nervure.....	157

Conclusion

Bibliographie

Liste des figures

Liste des figures :

Figure (I.1) : Vue de la structure en 3D	2
Figure (I.2) : Vue de la structure en XY au niveau terrasse	3
Figure (I.3) : Vue en plant niveau RDC de la structure	4
Figure (I.4) : Diagramme des déformations limites de la section	7
Figure (I.5) : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU	10
Figure (I-6) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS	10
Figure (I.7) : diagramme contraintes déformations	12
Figure (II.1) : Coupe verticale du plancher en corps creux.	15
Figure (II-2) : Section de la poutrelle	16
Figure (II.3) : Schéma de balcon.	16
Figure (II.4) : Section réduite du voile	18
Figure (II.5) : schéma de l'escalier	19
Figure(II.6) : Composants d'un plancher terrasse en corps creux	22
Figure (II.7) : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.	23
Figure (II.8) : coupe plancher étage courant	24
Figure (II.9) : Mur extérieur	24
Figure (II.10) : Mur simple cloison.	25
Figure (II.11) : acrotère	26
Figure (II.12) : Section réduite du poteau rectangulaire	30
Figure (II.13) : coupe de portique A	35
Figure (II.14) : coupe de portique B	35
Figure (II.15) : coupe de portique C	36
Figure (II.16) : coupe de portique D	36
Figure (III.1) : Schéma statique de l'acrotère.	38
Figure (III.2) : longueur de scellement	41
Figure (III.3) : Schéma de ferrailage d'acrotère	43
Figure (III.4) : Vue en plan d'escalier	44
Figure (III.5) : Schéma statique de la poutre palière	52
Figure (III.6) : Schéma de ferrailage de la poutre palière	57
Figure (III.7) : Schéma de ferrailage de l'escalier	58

Liste des figures

<i>Figure (III.8) : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 3 terrasse accessible</i>	64
<i>Figure (III.9) : disposition des armatures dans la dalle de compression dans le mètre linéaire</i>	70
<i>Figure (III.10) : disposition des armatures dans la poutrelle type 2 (appuis et travée)</i>	70
<i>Figure (III.11) : Schéma de balcon.</i>	71
<i>Figure (III.12) : Diagramme de sollicitations pour balcon.</i>	72
<i>Figure (III.13) : Vue en plan de ferrailage du balcon</i>	77
<i>Figure (III.14) : Schéma de ferrailage du balcon.</i>	78
<i>Figure (III.15) : Schéma d'un ascenseur mécanique</i>	79
<i>Figure (III.16) : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine</i>	82
<i>Figure(IV.1) : Limites des décrochements en plan</i>	89
<i>Figure (IV.2) : 1^{ère} Limite des décrochements en élévation</i>	90
<i>Figure (IV.3) : 2^{ème} Limite des décrochements en élévation</i>	90
<i>Figure (IV.4): La disposition des murs voiles et poteaux</i>	92
<i>Figure (IV.5): Spectre de réponse</i>	95
<i>Fig (IV.6): 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2010)</i>	96
<i>Fig (IV.7): 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2010)</i>	96
<i>Fig (IV.8): 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2010)</i>	97
<i>Fig (IV.9): 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z (résultats de Robot 2010)</i>	97
<i>Fig (IV.10): 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y-Z (résultats de Robot 2010)</i>	98
<i>Fig (IV.11): 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D (résultats de robot 2010)</i>	98

Liste des figures

Fig (V.1) : schéma des axes local de poteau.	110
Figure (V.2) : schéma de ferrailage de poteaux Niv RDC et 1ere .étage	118
Fig (V.3) : Coupe de ferrailage des poteaux 30*30 2ème,3ére.	119
Fig (V.4) : Coupe de ferrailage des poteaux 30*30 4ème,5ére.	120
Fig (V.5) : Coupe de ferrailage des poteaux 35*35 RDC,1ére.	120
Fig (V.6) : Coupe de ferrailage des poteaux 35*35 de 2ème étage.	121
Fig (V.7) : Coupe de ferrailage des poteaux 40*40.	121
Fig (V.8) : Coupe de ferrailage des poteaux 45*45.	122
Fig (V.9) : Ferrailage des poutres secondaires au niveau de travée.	129
Fig (V.10) : Ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis.	129
Fig (V.11) : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appui.	130
Fig (V.12) : Ferrailage des poutres principales au niveau de travée.	130
Fig (V.13) : Crochet des barres horizontales.	140
Fig (V.14) : Dispositions constructives pour le ferrailage des refends	143
Figure (VI.1): différentes types de fondations	144
Figure(VI.2) : schéma de radier général nervuré	151
Figure (VI.3) : différentes sollicitations agissantes aux radier Moment: M_{xx} «ELU») ..	151
Figure (VI.4) : différentes sollicitations agissantes aux radier Moment: M_{yy} «ELU»...	152
Figure (VI.5) : Coupe de ferrailage de la dalle de radier général)	155
Figure (VI.6) : différentes sollicitations agissantes au radier effort tranchant T_{xx}«ELU»	155
Figure (VI.7) : différentes sollicitations agissantes au radier effort tranchant: T_{yy}«ELU»	156
Figure(VI.8) : exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures	157
Figure(VI.9) : coupe de ferrailage des nervures aux niveaux d'appuis	161
Figure (VI.10) : coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de travée	162

Liste des tableaux

Liste des tableaux :

Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.	11
Tableau (II.1) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse	21
Tableau (II.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.	22
Tableau (II.3) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.	23
Tableau (II.4) : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur	24
Tableau (II.5) : Charge permanente du mur simple cloison.	25
Tableau (II.6) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon	26
Tableau (II.7) : Evaluation des charges permanentes de volée.	27
Tableau (II.8) : Calcule de \bar{N}_u des poteaux de bâtiment	31
Tableau (II.9) : Vérifications du $1,1N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux de bâtiment	32
Tableau (II.10) : 1^{ère} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	32
Tableau (II.11) : 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.	33
Tableau (II.12) : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	34
Tableau(III.1): combinaison des charges de l'escalier	44
Tableau (III.2) : Vérification de la flèche	51
Tableau (III.3) : Ferrailage de la poutre palière	54
Tableau (III.4) : Les différentes descentes de charge	59
Tableau (III.5) : Ferrailage des poutrelles	68
Tableau (III.6) : L'ancrage des armatures de plancher corps creux type 3 terrasse accessible.	69
Tableau (III.7) : les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.	73
Tableau (III.8) : Ferrailage du balcon à l'ELU	73
Tableau (III.9) : Ferrailage du balcon à l'ELU	76

Liste des tableaux

<i>Tableau(IV.1) : Caractéristiques massiques et géométriques du bâtiment</i>	88
<i>Tableau(IV.2) : Pénalité en fonction de critère de qualité.....</i>	91
<i>Tableau(IV.3) : Périodes et facteurs de participation modale de la variance. (Résultats Robot 2010)</i>	93
<i>Tableau(IV.4) : Les réactions à la base.....</i>	99
<i>Tableau(IV.5) : Les Vérification de la résultante des forces sismiques.....</i>	99
<i>Tableau(IV.6) : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques.....</i>	103
<i>Tableau(IV.7) : vérification de renversement de le bâtiment sens longitudinal.....</i>	104
<i>Tableau(IV.8) : vérification de renversement de la bâtiment sens transversal.....</i>	104
<i>Tableau (V.1) : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques</i>	108
<i>Tableau (V.2) : des efforts et moment appliqué sur les poteaux RDC et 1^{ere} étage</i>	110
<i>Tableau (V.3) : ferrailage des Poteaux dans les différents niveaux de la bâtiment</i>	119
<i>Tableau (V.4): calcul des armatures longitudinales(P.p)</i>	123
<i>Tableau (V.5): calcul des armatures longitudinales(P.s)</i>	126
<i>Tableau (V.6) : Ferrailage des poutres principales et secondaire</i>	128
<i>Tableau(V.7) Calcul d'armatures de V_T avec M_{max} et $N_{corresp}$</i>	136
<i>Tableau (V.8) : Calcul d'armatures de V_T avec N_{max} et $M_{corresp}$</i>	137
<i>Tableau (V.9) : Calcul d'armatures de V_L avec M_{max} et $N_{corresp}$</i>	138
<i>Tableau (V.10) : Calcul d'armatures de V_L avec N_{max} et $M_{corresp}$</i>	139
<i>Tableau (V.11) : Contraintes de cisaillement de V_T et V_L</i>	139

Unité de mesure :

Longueur : mètre

Masse : Kilogramme

Force: Newton (1 N=0.1kgf)

Déca Newton; daN (1daN=1kgf)

Kilo Newton: KN (1KN=1000N=100kgf=0.1t)

Méga Newton : MN=10⁶N=10⁵ daN=10⁵kgf=100t

Moment : Newton-mètre :N.m

Kilo Newton- mètre : KN.m

Méga Newton-mètre

Contrainte : Pascal : Pa (1Pa=1N/m²)

Méga Pascal : MPa (1MPa=10⁶ Pa=10kgf/cm²)

1MPa=10daN/cm²=10bars=100t/m²

1Kn/cm²=1kgf/mm²

Unité de mesure

	<i>N</i>	<i>daN</i>	<i>KN</i>	<i>MN</i>	<i>Kgf</i>	<i>tf</i>
<i>N</i>	1	10^{-1}	10^{-3}	10^{-6}	10^{-1}	10^{-4}
<i>daN</i>	10	1	10^{-2}	10^{-5}	1	10^{-3}
<i>KN</i>	10^3	10^2	1	10^{-3}	10^2	10^{-1}
<i>MN</i>	10^6	10^5	10^3	1	10^5	10^2
<i>Kg.f</i>	10	1	10^{-2}	10^{-5}	1	10^{-3}
<i>t.f</i>	10^4	10^3	10	10^{-2}	10^3	1

Tableau de conversion unité de forces ou de poids

I- Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment mixte (portique+voiles) en R+5, Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la [BAEL] et le [RPA]

I- 1 - Présentation de l'ouvrage:

Notre projet que nous avons étudié contient à un bâtiment à usage d'habitation. Comporte 12 logements . composé de Rez de chaussée plus 5 étages, implanté à Constantine, qui est une zone de sismicité moyenne (zone IIa « groupe d'usage 2 ») d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 / version 2003).

I- 1 - 1- Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment étudié est constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan. de dimensions:

- *Hauteur de la chambre niveau terrasse..... 3,48m.*
- *Hauteur des étages courants 3,20m.*
- *Hauteur de RDC..... 3,20m.*
- *Hauteur totale de bâtiment..... 20,22m.*
- *Longueur totale du bâtiment à la base en plan 31,30m.*
- *Larguer totale du bâtiment a la base en plan 10,10m.*

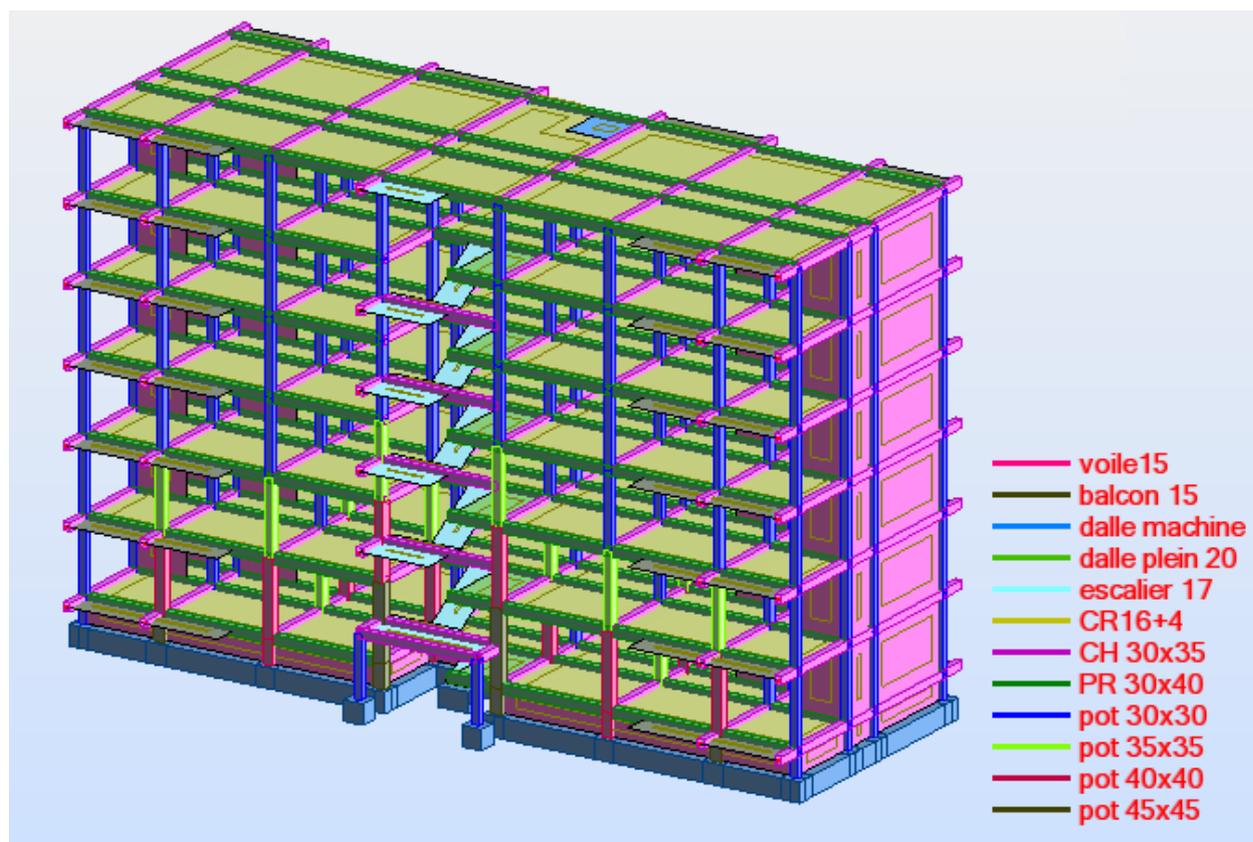


Figure I- 1 : Vue de la structure en 3D

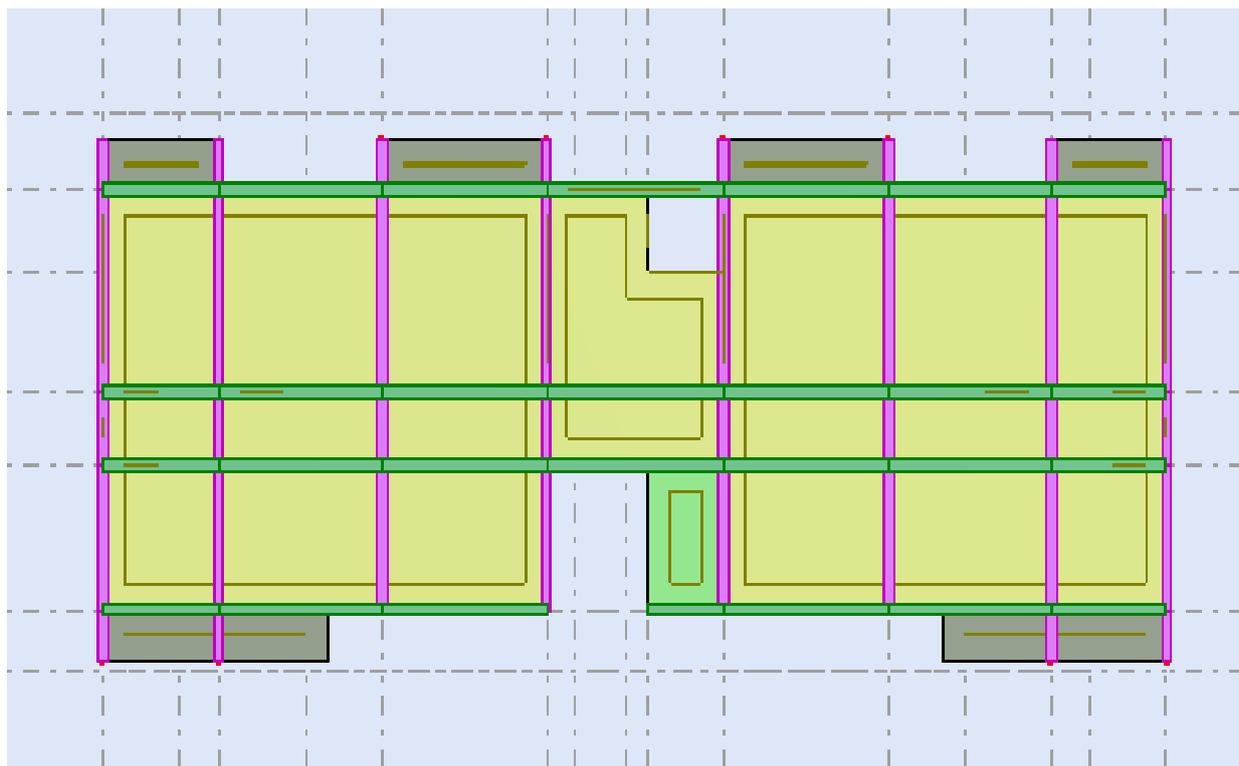


Figure I- 2: Vue de la structure en XY au niveau terrasse

I- 1 - 2-Ossature et système constructif adopté :✓ **Ossature :**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le **RPA 99/version 2003**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

✓ **Planchers :**

Nous avons optés pour des dalles de compression type (16+4) cm en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

✓ **Conception structural :**

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

✓ **Escalier :**

On a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage

✓ **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (15cm;10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

✓ **Revêtement:**

Enduit en plâtre pour les plafonds.

Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.

Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

✓ Isolation:

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

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

✓ Terrasse:

La terrasse du bâtiment est accessible.

✓ L'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I- 2- Règles et Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I- 2-1- Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :

basé sur la théorie des états limites.

- **Etats limites ultimes (ELU) :** correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :
 - ✓ Equilibre statique (renversement du bâtiment).
 - ✓ Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
 - ✓ Stabilité de forme. (non flambement des poteaux et des voiles)

La combinaison d'action à l'état limite ultime est: $q = 1,35G + 1,5Q$

➤ Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰, et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou

composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

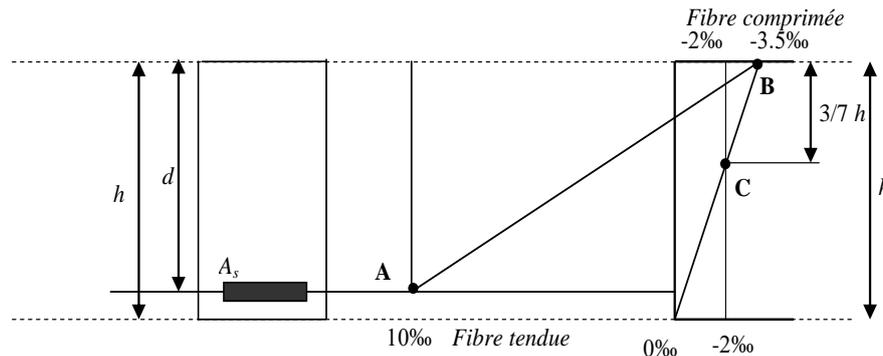


Figure I- 4: Diagramme des déformations limites de la section

- **Etats limites de service (ELS)** : constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
 - Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
 - Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
 - Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$

➤ **Hypothèses:**

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

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

I- 2-2- [RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

I- 3-Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2,0$ bars.

I- 4-Caractéristique mécanique des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier

I- 4-1- Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage et dans certains cas d'adjuvants, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

➤ Matière constitutives du béton:

La composition courante d' $1m^3$ de béton est la suivante :

- ✓ 350 kg de ciment de 42.5R
- ✓ 530 L de sable
- ✓ 740L de gravillon
- ✓ 175 L d'eau de gâchage

La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie

- ✓ 350 kg de ciment de 42.5R
- ✓ 400 L de sable $D_s < 5 \text{ mm}$
- ✓ 800 L de gravillon $5 \text{ mm} < D_g < 25 \text{ mm}$
- ✓ 175 L d'eau de gâchage

➤ **Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:**

- **Masse volumique** : Elle varie entre 2.2 à 2.5 t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2.5 t/m³.
- **Résistances caractéristiques** : compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de **25 MPa** pour f_{c28} , et par conséquent : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

➤ **Contraintes limites :**

- **l'ELU** : est notée f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action .Il est fixé à

1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h,

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

0.85 :lorsqu' elle est inferieur à 1h

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

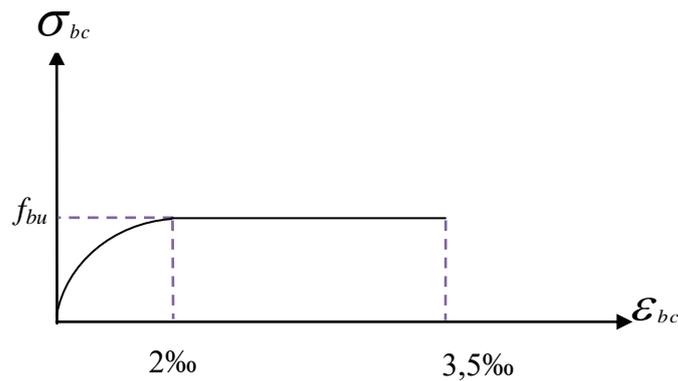


Figure I- 5: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

- à ELS : est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

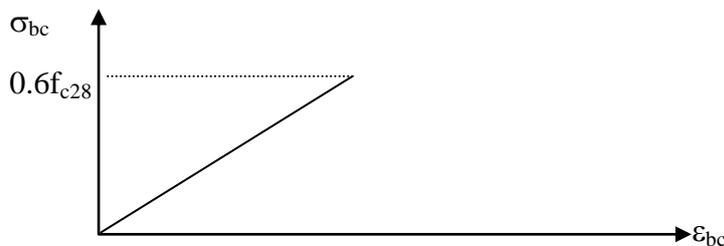


Figure I- 6: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

➤ **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

La contrainte ultime de cisaillement est limité par $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ Avec:

V_u : Effort tranchant

b, d Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13.f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$ fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1.f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$...fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après [le **BAEL 91**].

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ d'ou : $E_{v28} = 10721,4 \text{MPa}$

• **Coefficient de Poisson:**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement [**BAEL 91**]:

à l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I- 4-2 Acier:

Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$.

➤ **Caractéristique mécanique**

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	$\epsilon_{es}^0/_{\infty}$	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis soudés
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917	uniquement emploi courant

Tableau I- 1: Caractéristiques mécaniques des aciers.

➤ **Treillis soudés (T.S) :**

Pour le voile périphérique et hourdis (dalle de compression), on utilise le treillis soudés.

➤ **Contraint limite de l'acier :**

• **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

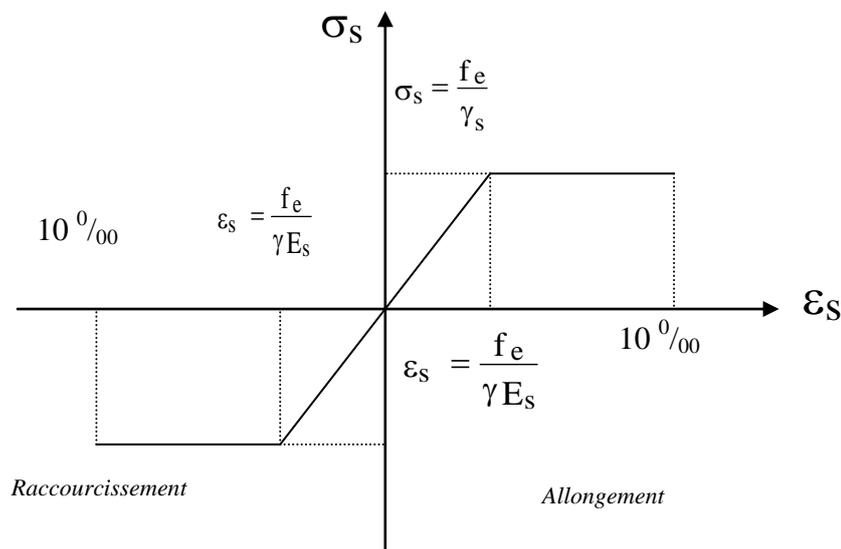


Figure I- 7: diagramme contraintes déformations.

- **Contrainte à ELS:**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
2. **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa)
3. **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

- **Coefficient d'équivalence:**

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

II- PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS:

Introduction :

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer des sections préliminaires économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II- 1-Pré dimensionnement des Planchers:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ la facilité de réalisation.
- ✓ les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes
- ✓ diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

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

➤ Résistance au feu:

D'après [BEAL 91]:

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures
- On admet que : $e = 16 \text{ cm}$

➤ Résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $L_y = 1,75\text{m}$

Ceci engendre donc $175 / 50 \leq e \leq 175 / 40 \Rightarrow 3,5 \text{ cm} \leq e \leq 4,37 \text{ cm}$

On prend $e = 16\text{cm}$

➤ **Condition de flèche:**

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume en le dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que:

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}; \text{ on a: } L_{max} = 4,85 - 0,3 = 4,55m$$

(longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{455}{22,5} = 20cm$$

Soit $h_t = 20cm$ donc: $\begin{cases} 4 \text{ cm de dalle de compression.} \\ 16cm \text{ de corps creux.} \end{cases}$

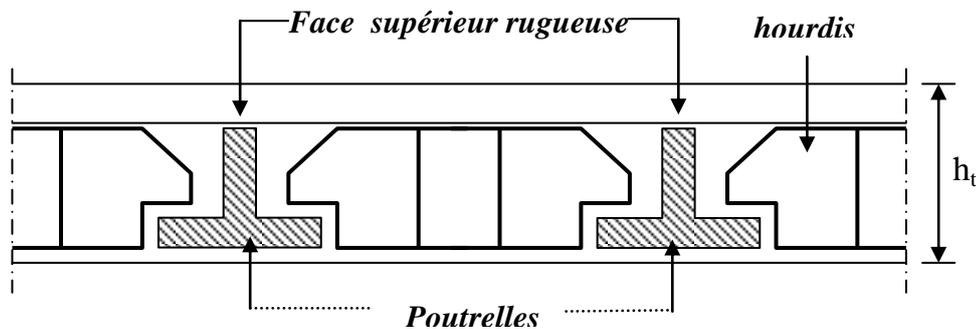


Figure II.1: Coupe verticale du plancher en corps creux.

➤ **Isolation phonique:**

Selon les règles techniques [CBA93] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à:

$$e = 16 \text{ cm}$$

✓ **Conclusion :**

$$e = \max \{16; 16; 20; 16\} \text{ (cm)}$$

$$e = (16+4) \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e = 20 \text{ cm}$$

II- 1-1-Dimension des poutrelles :

$$b_1 = \min \left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} ; 6h_0 \right)$$

L_n : la distance entre axes des nervures

et $h_0 = 4 \text{ cm}$.

$$50\text{cm} \geq L_n \geq 80\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{donc : } L_n = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{65}{2} ; \frac{455}{10} ; 24 \right) \quad \Rightarrow \quad \text{donc : } b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq \frac{ht}{2} \quad \Rightarrow \quad \text{donc : } b_0 \geq 10 \text{ cm}$$

$$b = L_n = 65\text{cm}$$

$$b_0 = b - 2b_1 = 65 - 50 = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{donc : } b_0 = 15 \text{ cm}$$

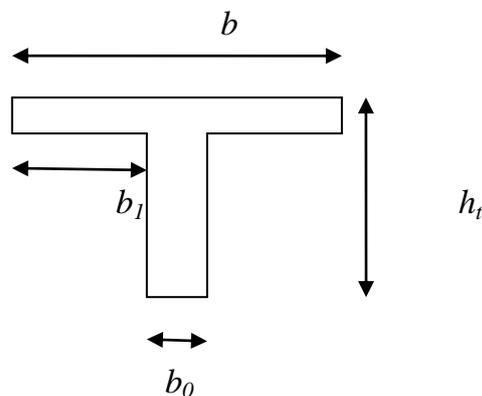


Figure II.2: Section de la poutrelle

II- 2-Pré dimensionnement de balcon:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres

dans notre projet on a 2 types de balcons:

➤ 1ère type de balcon :

Largeur : 1,5 m

Longueur : 3,40 m

$$e_p < L/10 = 150/10 = 15 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de : 15 cm

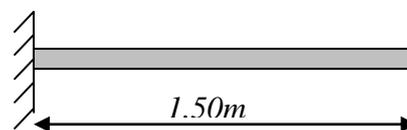


Figure II.3: Schéma de balcon.

➤ **2^{ème} type de balcon:**

Largeur : 1,2m

Longueur : 4.85 m

$e_p < L/10 = 120/10 = 12 \text{ cm}$

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$

II- 3- Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ,très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :

$$a \geq \text{Max}[h_e/25; 15 \text{ cm}]$$

- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :

$$a \geq \text{Max}[h_e/22; 15 \text{ cm}]$$

- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max}[h_e/20; 15 \text{ cm}]$

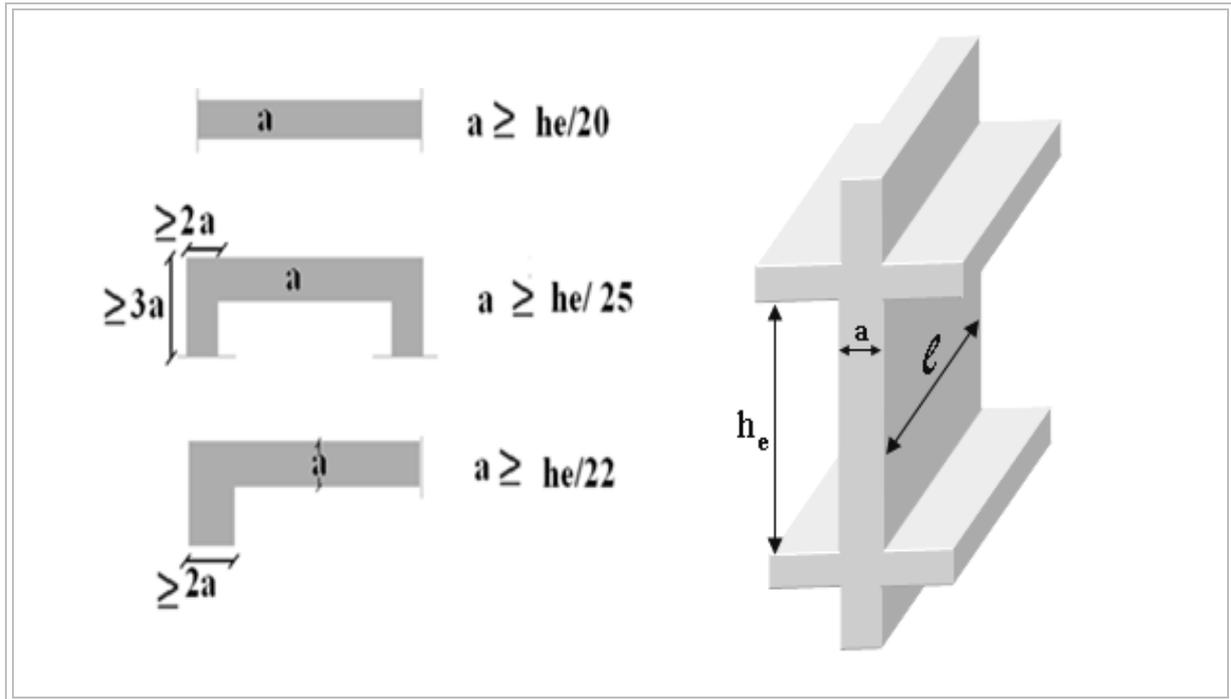


Figure II.4 : Section réduite du voile

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type avec : $h = 3,20 \text{ m}$

Le RPA 99 / version 2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} L \leq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{cases}$$

$$h_e = 3,20 - 0,35 = 2,85 \text{ m}$$

$$a \geq \text{Max}[2,85/22 ; 15 \text{ cm}]$$

$$a \geq \text{Max}[13 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de : $a = 15 \text{ cm}$

Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un mur de soutènement au sol et en même temps de contreventement, ils sont encastés sur les quatre côtés et ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées après l'étude dynamique de la structure.

II- 3- 1- Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II-4-Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers.

les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

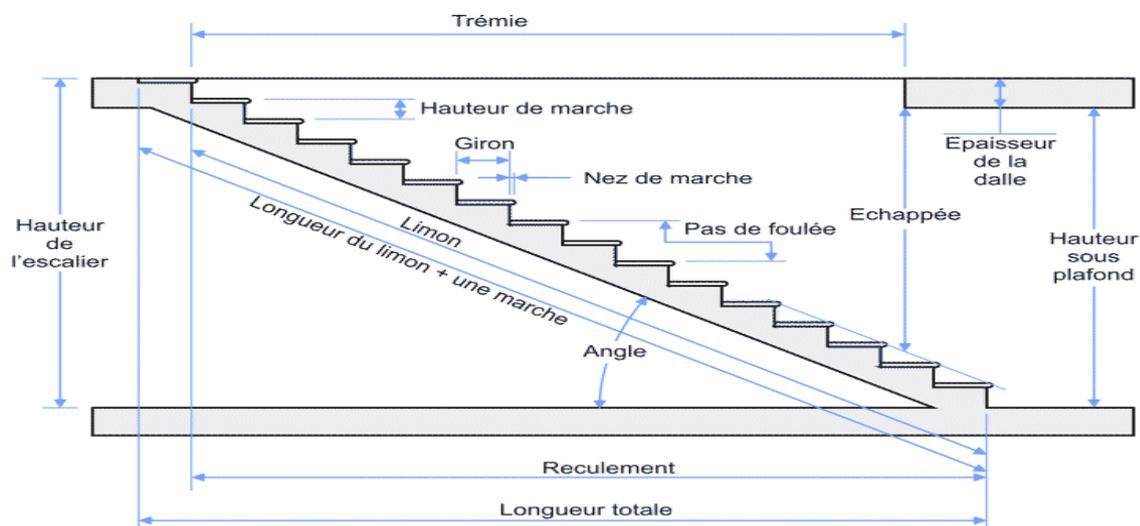


Figure II.5 : schéma d'escalier

➤ **Caractéristiques techniques :**

Hauteur : $H = 3,2m$ (Etages)

Giron : $g = 30\text{ cm}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a : $59 < 2h + g < 66$ donc : $14,5 < h < 18$

h : varie de 15cm à 18cm

g : varie de 22cm à 33cm

Pour : $h = 16\text{cm}$

$N_{C(ETAGE)} = H/h = 320/16 = 20$

N_C : nombre des contremarches.

On aura 20 contremarches entre chaque étage.

10 contre marche

$n = N_{C(ETAGE)} - 1 = 9$ marche .

✓ **Inclinaison de la paillasse:**

$\tan \alpha = h'/L' \rightarrow h' = N_C \times h \rightarrow h' = 10 \times 16 = 1,6\text{ m}$

$L' = (n - 1) \times g \rightarrow L' = (10 - 1) \times 30 \rightarrow L' = 2,7\text{ m}$

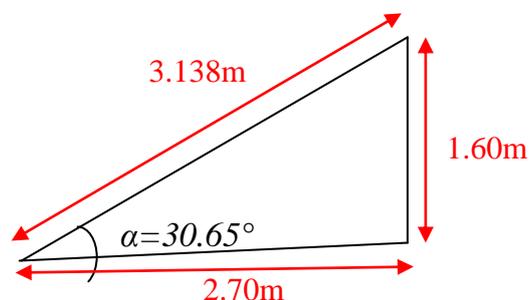
$\tan \alpha = 1,6/2,7 \rightarrow \alpha = 30.65^\circ$.

La longueur de volée est : $L = h' / \sin \alpha \rightarrow L = 3.138\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$

$3.138/30 < e < 3.138/20 \rightarrow e = 15\text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-à-dire : $e = 15\text{cm}$



II-5-Descente des charges :**Introduction :**

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient a chaque plancher et ce jusqu'a la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont:

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

♦ **Les planchers :**➤ **Plancher terrasse :**

La terrasse est a un zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviale

Matériaux	Épaisseur(cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	16+4	1360	272
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0,8	1200	10

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

La charge permanente $G = 629 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

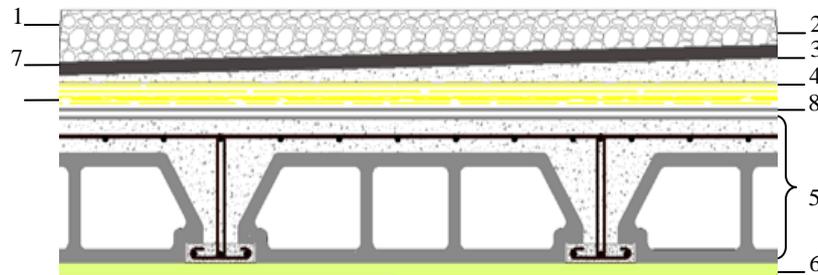


Figure II.6 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux

Matériaux	Epaisseur(cm)	D (kg/m^3)	G (kg/m^2)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	15	2500	375
6-Enduit plâtre	2	1000	20

Tableau II.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

La charge permanente $G \approx 721 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse accessible) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

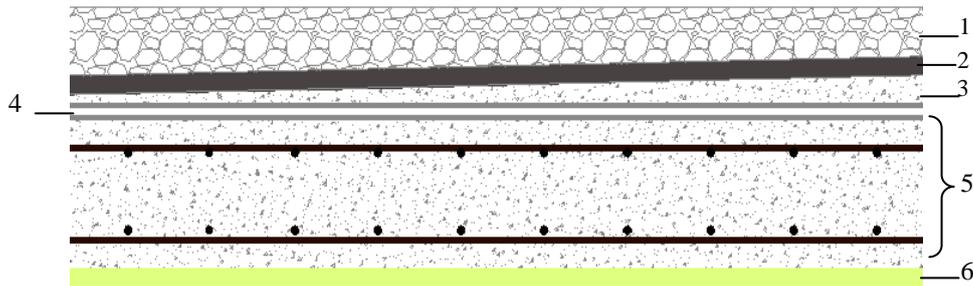


Figure II.7 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

➤ **Plancher étages courant:**

les planchers des étages courant sont en corps creux.

Matériaux	Epaisseur(cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	16+4	1360	272
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6Cloison de séparation	10	1000	100

Tableau II.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

La charge permanente $G = 550 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

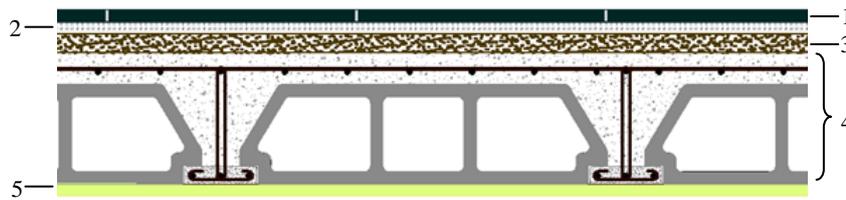


Figure II.8: coupe plancher étage courant

➤ *Mur extérieur (double cloison) :*

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>D (Kg/m³)</i>	<i>G (Kg/m²)</i>
<i>1-Brique creuse</i>	25	1000	250
<i>2-Mortier de ciment</i>	4	2000	80
		Total	330

Tableau II.4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 330 \times (3,2 - 0,35) \approx 941 \text{ Kg/m}$

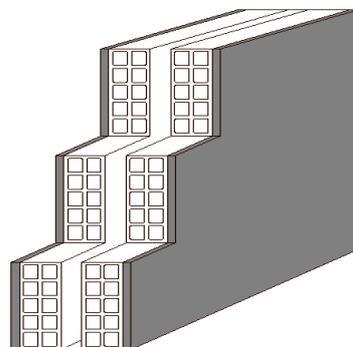


Figure II.9 : Mur extérieur

➤ *Murs intérieurs (simple cloison) :*

N°	Composants	Épais seur (m)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfamique (Kg/m ²)
1	Enduit en ciment extérieurs	0.02	2000	40
2	Brique creuse	0,10	1000	100
3	Enduit en ciment intérieur	0,02	1400	28
			Total	168

Tableau II.5 : Charge permanente du mur simple cloison.

La charge permanente (niveau étage courant) :

$$G = 168 \times (3,2 - 0,35) \approx 480 \text{ Kg/m}$$

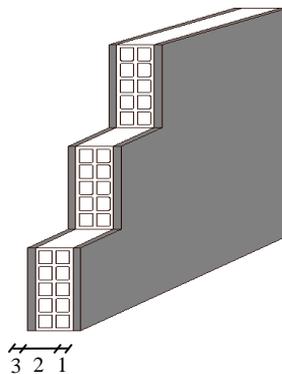


Figure II.10: Mur simple cloison.

➤ *L'acrotère :*

$$S = (0.05 \times 0.10) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{propre}} = (0.0675 \times 2500) = 168.75 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit en ciment : } e_p = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{poids de l'enduit} = 0.02 \times 2000 \times 0.60 \times 2 = 48 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Charge permanente : } G_{\text{total}} = 168.75 + 48 = 216.75 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/ml}$$

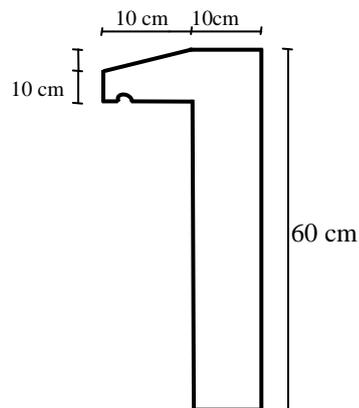


Figure II.11: acrotère

➤ *Les balcons :*

Nos balcons sont en dalle pleine.

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>D (Kg/m³)</i>	<i>G (Kg/m²)</i>
<i>1-Carrelage</i>	2	2200	44
<i>2-Mortier de pose</i>	2	2000	40
<i>3-Lit de sable</i>	2	1800	36
<i>4-Dalle en BA</i>	15	2500	375
<i>5-Enduit ciment</i>	2	2000	40

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

La charge permanente $G = 535 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

➤ *L'escalier*

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>D (Kg/m³)</i>	<i>G (Kg/m²)</i>
<i>1-Marbre</i>	2	2800	56
<i>2-Mortier de pose</i>	2	2000	40
<i>3-Lit de sable</i>	3	1800	36
<i>4-Marche</i>	16	2200	$(0,16/2) \times 2200 = 176$
<i>5-Paillasse</i>	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 30,65 = 435,9$
<i>6-Enduit ciment</i>	2	1800	36
<i>7-Gardes corps</i>	/	/	20

Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes de volée.

La charge permanente $G = 804,00 \text{ Kg/m}^2$,

La charge d'exploitation $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

II-6-Pré dimensionnement des Poutres :

II-6-1-Définition :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires S , elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

*Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques données par le **BAEL 91 révisée 99** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**.*

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

➤ **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- elles relient les poteaux.
- elles supportent la dalle.

➤ **Les poutres secondaires (Chaînages) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II-6-2-Pré dimensionnement des poutres :

D'après les règles de BAEL 91 révisée 99 on a :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10$$

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

➤ **Les poutres principales:**

On a : $L_{max} = 5,20 \text{ m}$

Donc $5,20 / 15 \leq h \leq 5,20 / 10 \implies 0,35 \leq h \leq 0,52$

**Alors on prend : $h = 40 \text{ cm}$

$0,3h \leq b \leq 0,7h \implies 12 \leq b \leq 28$

On prend la min de **RPA 99 / version 2003** $\implies b = 30 \text{ cm}$ pour tous les poutres principales.

D'après le **RPA 99 / version 2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \implies 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \implies$ Condition Vérifiée.
- $h \geq 20 \text{ cm} \implies 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \implies$ Condition Vérifiée.
- $h / b < 4 \implies 40 / 30 = 1,33 < 4 \implies$ Condition Vérifiée.

➤ **Les poutres secondaires :**

On a : $L_{max} = 4,85 \text{ m}$

Donc : $4,85 / 15 \leq h \leq 4,85 / 10 \implies 0,32 \leq h \leq 0,48$

**Alors on prend : $h = 35 \text{ cm}$

$0,3h \leq b \leq 0,7h \implies 10,5 \leq b \leq 24,5$

On prend la min de **RPA 99 / version 2003** $\implies b = 30 \text{ cm}$ pour tous les poutres principales.

D'après le **RPA 99 / version 2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$
- $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$
- $h/b < 4 \rightarrow 35/30 = 1,17 < 4 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

➤ **Finalemment :**

Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II-7-Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ($N_u = 1,1N_u$).

➤ **Etapas de Pré-dimensionnement:**

- Choix des poteaux les plus sollicités.
- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par les poteaux.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant aux poteaux.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

Calcul de l'effort \bar{N}_u :

L'effort normal admissible est : $\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$; Avec :

- \bar{N}_u : Effort normal admissible à l'ELU.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que.

- $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.
- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.
- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- $(A_s = B/1000)$.
- α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau : Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1)**.

$$\alpha = \left(\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \right) / K ; \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\text{et } \alpha = \left(0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \right) / K ; \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} ; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élanement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

$Nu/2$ appliqué avant 28 jours : $K = 1,1$

$Nu/2$ appliqué avant 90 jours : $K = 1,2$

$Nu/2$ appliqué après 90 jours : $K = 1,0$

Pour notre projet on adopte : $K = 1,2$

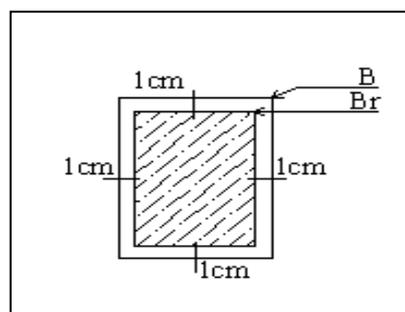


Figure II.12: Section réduite du poteau rectangulaire

	Dimension (cm)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	As (mm ²)	\bar{N}_u (kN)
Poteaux 30x30	30x30	784	2,240	25,866	0,638	90	1200,00
Poteaux 35x35	35x35	1089	2,240	22,178	0,656	122,5	1323,00
Poteaux 40x40	40x40	1444	2,240	19,410	0,667	160	1783,61
Poteaux 45x45	45x45	2025	2,240	17,244	0,676	202,5	2535,00

Tableau II.8: Calcul de \bar{N}_u des poteaux de bâtiment

➤ **Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :**

➤ **Évaluation des charges verticales :**

Selon le BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1,1) : Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres). Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- de 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

-Donc : dans notre cas on va prendre 10% de majoration des charges verticales.

Vérifications du 1,1 $N_u \leq \bar{N}_u$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

<i>poteaux</i>	<i>Nu (kN)</i>	<i>1,1 Nu (kN)</i>	\bar{N}_u (kN)	$1,1 Nu \leq \bar{N}_u$
<i>Poteaux 30x30</i>	853,00	938,30	1200,00	<i>Oui</i>
<i>Poteaux 35x35</i>	1103,55	1213,9 1	1323,00	<i>Oui</i>
<i>Poteaux 40x40</i>	1367,03	1503,7 3	1783,61	<i>Oui</i>
<i>Poteaux 45x45</i>	1447,00	1591,7 0	2535,00	<i>Oui</i>

Tableau II.9 : Vérifications du $1,1Nu \leq \bar{N}_u$ des poteaux de bâtiment

➤ **Vérification selon le RPA 99 version 2003 :**

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

➤ **Coffrage :** (RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.1))

<i>Condition à vérifier</i>	<i>Application de condition</i>	<i>Vérification</i>
<i>Min (b, h) ≥ 30 cm</i>	<i>Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm</i>	<i>Oui</i>
<i>Min (b, h) ≥ he /20</i>	<i>Min (b, h) = 30cm ≥ (he/20) = (3,20 - 0,20)/20=15 cm</i>	<i>Oui</i>
<i>0,25 ≤ (b/h) ≤ 4</i>	<i>0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4</i>	<i>Oui</i>

Tableau II.10 : 1^{ère} Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux

✓ **Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale :**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1)** :

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A 93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emble dues à **séisme**, l'effort normal de

compression de calcul est limité par la condition suivante : $\frac{Nu}{B \times F_{c28}} \leq 0,3$

	N_{acc} (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_{acc}}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$
Poteaux 30x30	654,16	2,5	900	Condition vérifiée
Poteaux 35x35	843,47	2,5	1225	Condition vérifiée
Poteaux 40x40	1050,50	2,5	1600	Condition vérifiée
Poteaux 45x45	1195,47	2,5	2025	Condition vérifiée

Tableau II.11 : 2^{ème} Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux

✓ **Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 Art 7.4.3.2:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bullet \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

► Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \lambda_g \geq 5 \implies \rho_d = 0,075 \\ \bullet \lambda_g < 5 \implies \rho_d = 0,040 \end{array} \right.$$

► λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\bullet \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2).}$$

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

► L_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times 3,00 = 2,1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Avec :

b = largeur de poteaux

d = hauteur utile = 0,9 h

Poteaux	T_{max} (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poteaux 30x30	80,52	0,99	7,00	0,075	1,875	Condition vérifiée
Poteaux 35x35	41,29	0,374	6,00	0,075	1,875	Condition vérifiée
Poteaux 40x40	46,62	0,323	5,25	0,075	1,875	Condition vérifiée
Poteaux 45x45	58,03	0,318	4,66	0,050	1,000	Condition vérifiée

Tableau II.12: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

➤ **Vérification du poteau au flambement :**

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 2ème étage parce qu'il a la plus faible section.

✓ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = ab^3/12 = 30^4/12 = 67500 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x , i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x/(a \times b)} = \sqrt{67500/900} = 8,66 \text{ cm}$$

✓ **Elancement mécanique λ (x, y) :**

$$L_f = K \times H_o$$

Avec :

- L_f : longueur de flambement.

- $H_o = 3,20 \text{ m}$ (La hauteur sur le plafond).

- $K = 0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3,20 / 8,66 \times 10^{-2} = 25,87$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 25,87 < 70 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

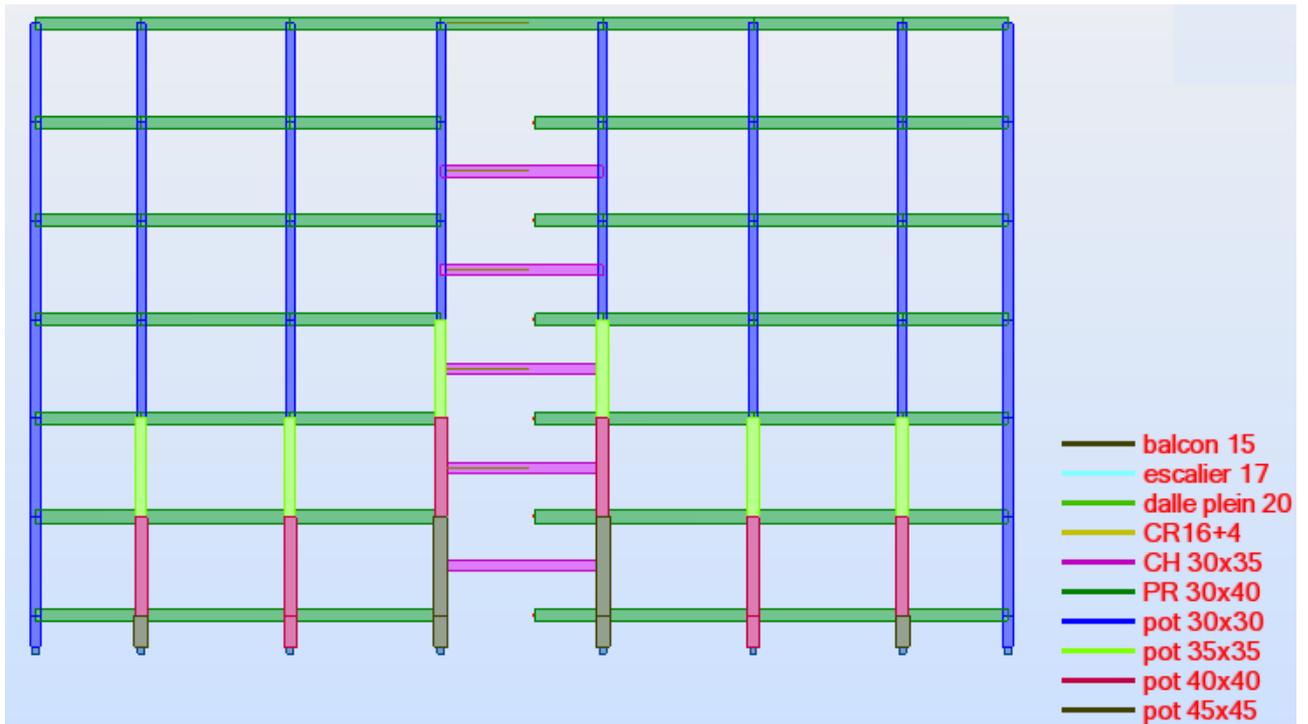


Figure II.13: coupe de portique A

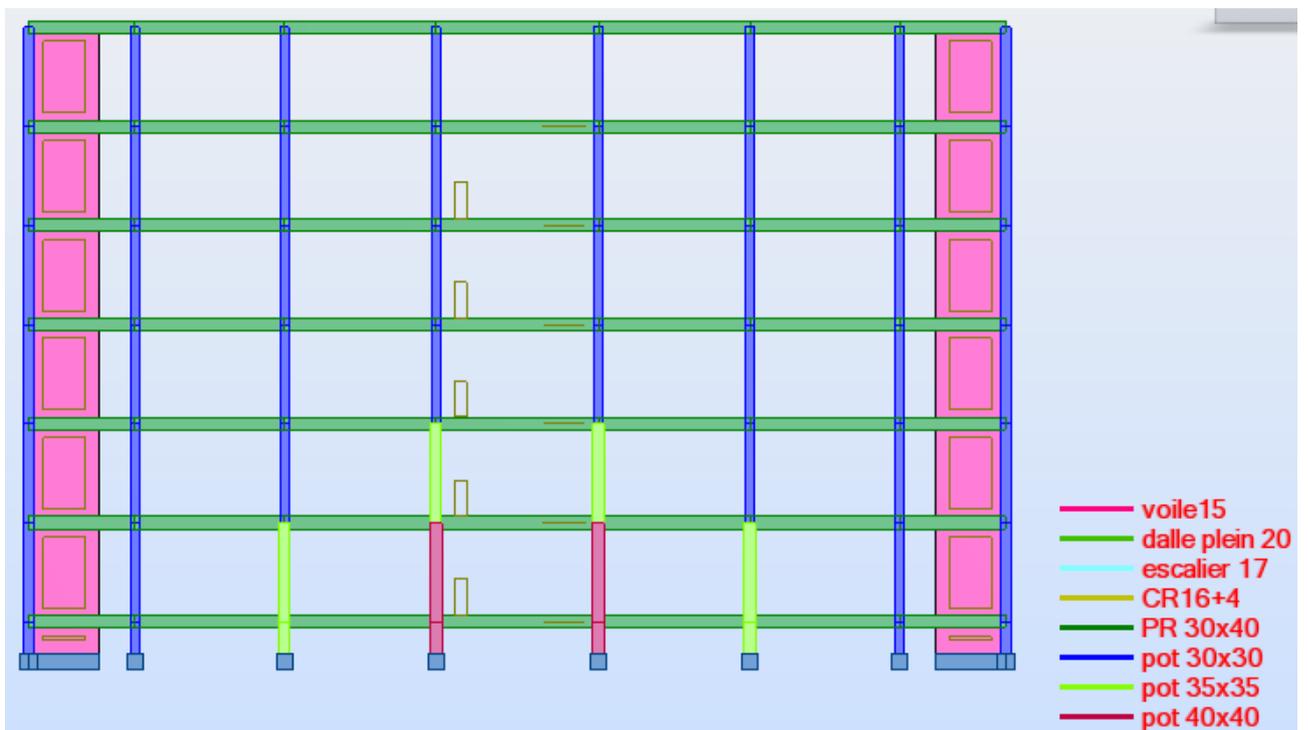


Figure II.14: coupe de portique B

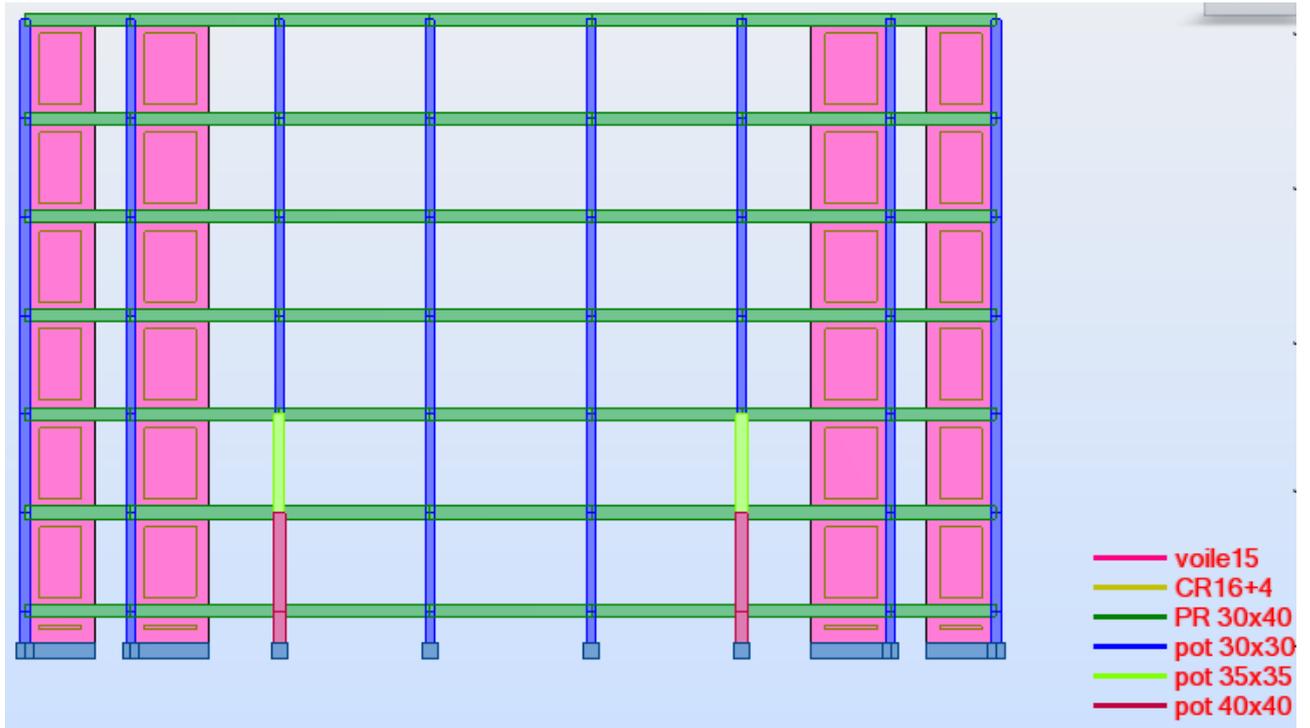


Figure II.15: coupe de portique C

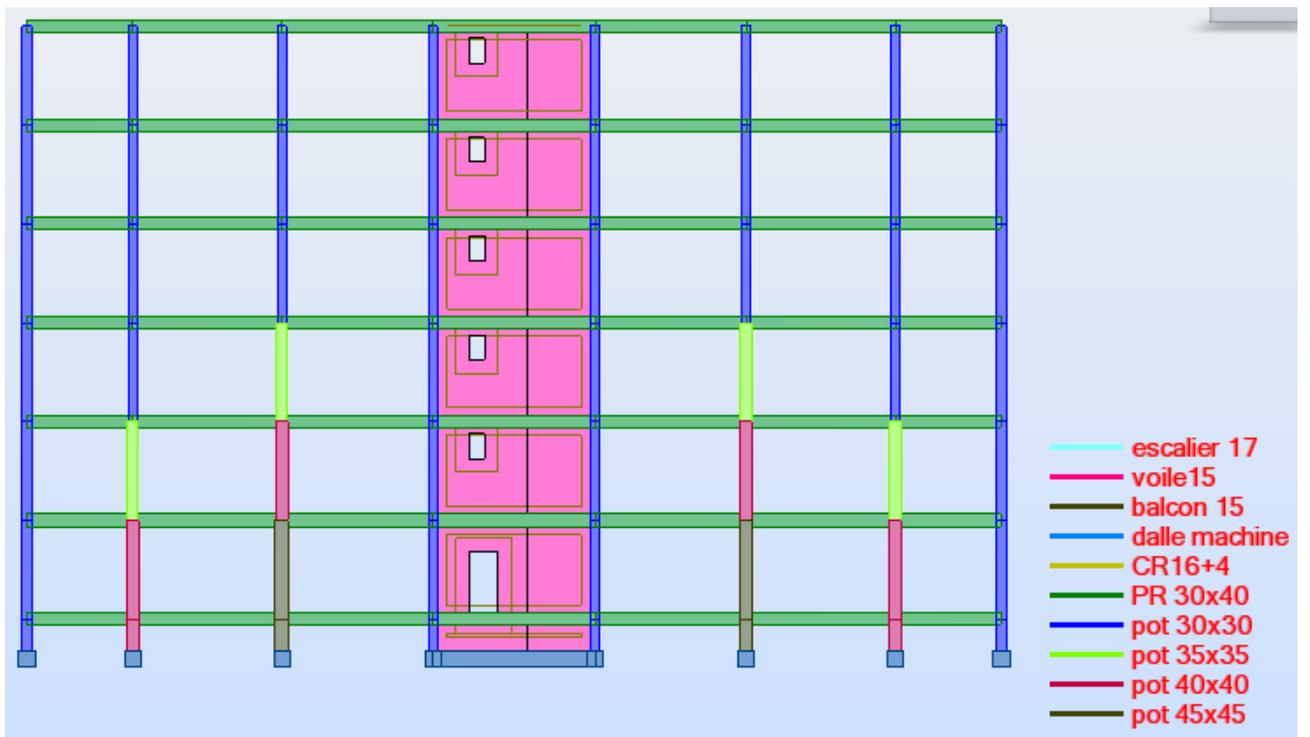


Figure II.16: coupe de portique D

III- CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES:

Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91] en respectant le règlement parasismique Algérien [RPA99].

III-1- Acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à **1KN/ml** due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en **flexion composée**, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de **1m** de largeur dont les dimensions sont les suivantes:

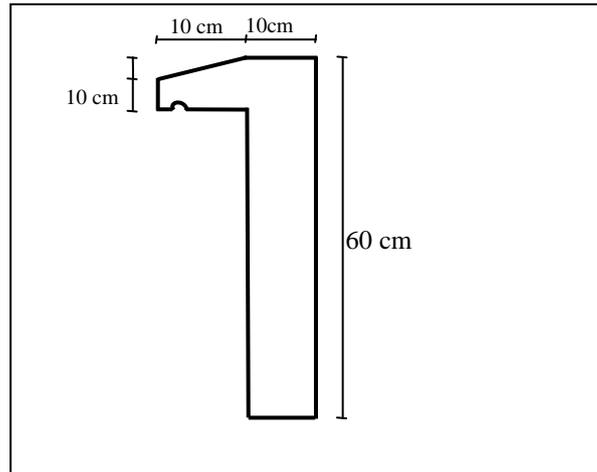


Figure III-1: Schéma statique de l'acrotère.

➤ Détermination des sollicitations :

$$S = (0.05 \times 0.10) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0,0675 m^2$$

$$P_{propre} = (0.0675 \times 2500) = 168.75 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit en ciment : } e = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{poids de l'enduit} = 0.02 \times 2000 \times 0.60 \times 2 = 48 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Charge permanente : } G_{total} = 168.75 + 48 = 216.75 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/ml}$$

➤ Évaluation et combinaison des charges :

$$\begin{cases} N_u = 1,35 G = 2.92 \text{ KN.} \\ M_u = 1,5 Q h = 0.9 \text{ KN.m.} \\ T_u = 1,5 Q = 1.5 \text{ KN.} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{ser} = G = 2.17 \text{ KN.} \\ M_{ser} = Q h = 0,60 \text{ KN.m.} \\ T_{ser} = Q = 1,00 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ Ferrailage de l'acrotère :

On considère une section ($b \times h$) cm^2 soumis à la flexion composé

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

$c = c'$: enrobage : 02cm

$d = h - c$: hauteur utile : 10-2=8cm



M_f : moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

✓ *Calcul de l'excentricité:*

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.92} = 30.8 \text{ cm} \quad e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.17} = 27.64 \text{ cm}$$

$$\lambda_{\max} = \text{Max}\left(50 ; \text{Min}\left(\frac{67e_0}{h}, 100\right)\right) = \text{Max}\left(50 ; \text{Min}\left(\frac{67 \times 27.64}{10}, 100\right)\right) = \text{Max}(50 ; 100)$$

$$\lambda_{\max} = 100$$

Et on a aussi :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad L_f = 2L_0 = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$S = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 10^3}{12} = 8333.3 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{8333.3}{1000}} = 2.886$$

$$\lambda = \frac{120}{2.886} = 41.58 < 100$$

Donc pas de risque de flambement.

✓ *Calcul des armatures à L'ELU :*

Position de centre de pression à l'ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.92} = 0.308 \text{ m} = 30.8 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur

de la section limitée par les armatures d'où la section est priori **partiellement comprimé**, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_f).

• *Calcul en flexion simple :*

f_{c28} (MPa)	$d=h-c$ (cm)	$\sigma_{bc} = (f_{bu})$ (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)	$c=c'$ (cm)
25	8	14,17	348	400	2

- **Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right); \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$M_f = 0.9 + 2.92 \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Ou } M_f = N_u \times e_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.92 (0.308 + 0.05 - 0.02) = 0.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}; \quad \text{et } \theta = 1 \rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{(0.99 \times 10^3)_{N.m}}{1_m \times (80^2)_{mm^2} \times 14.17_{N/mm^2}} = 0.0109$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ cas ($\mu_l = 0.392$ pour $f_e E 400$) $\rightarrow A_u' = 0$ La section est simplement armée
donc $A_u' = 0$

- **Armature fictive**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0109}}{0.8} = 0.0137$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.0137) = 0.995 \quad \text{Donc } A_f = \frac{(0.99 \times 10^6)_{N.mm}}{0.995 \times 80_{mm} \times (348 \times 10^2)_{N/cm^2}} = 0.36 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à L'ELU :**

- **Condition de non fragilité : Art. A.4.2.1 [BAEL91] :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max(A_{calculé}; A_{min}) = 0.97 \text{ cm}^2$ on adopte $A_s = 5HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement**

$$S_t = \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30; 33) \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.35 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } A_r = 3\text{HA6} = 0.85 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] art 5.1.1 :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \text{min}(3.25 ; 4 \text{ MPa}) \longrightarrow \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Longueur de scellement droit ([BAEL91] art 1.2.2)**

$$l_s = 40\phi = 40 \times 0.6 = 24 \text{ cm}$$

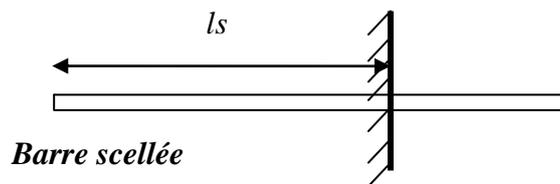


Figure III-2: longueur de scellement.

- ✓ **Calcul à l'ELS :**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.6/2.16 = 0,28 \text{ m}$$

$$e_1 = h/6 = 0,1/6 = 0,016$$

$$e_1 < e_0 \longrightarrow \text{la section partiellement comprimé (S.P.C)}$$

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

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

Après le calcul on a : $N_{ser} = 2.16 \text{ KN}$; $M_{serG} = 0,60 \text{ KN.m}$. (voir titre III-2-2)

La contrainte du béton à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

La position de l'axe neutre

$$\bar{Y} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15) + 202} 80 = 0,042m = 42,15mm$$

Moment de service limite : $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} \bar{Y} \left(d - \frac{\bar{Y}}{3} \right) = \bar{\sigma}_{bc} \times b \times \bar{Y} \times \frac{\bar{z}}{2}$ avec $\bar{z} = d - \frac{\bar{Y}}{3}$

$$\bar{z} = 8 - \frac{4.2}{3} = 6.6cm$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0.04219 \left(0.08 - \frac{0.04219}{3} \right) \Rightarrow M_1 = 20.86 \cdot 10^{-3} MN.m = 2.08KN.m$$

$$M_{serA} = N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_{ser} = 2.16(0.08 - 0.05) + 0.60 \rightarrow M_{SerA} = 0.66KN.m$$

$$M_{serA} = 0.66 KN.m$$

$M_{serA} < \bar{M}_1 \Rightarrow A' = 0$ La section est sans aciers comprimés

$$D'ou A_{s.ser} = \frac{M_{serA}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{0,66 \cdot 10^3 N.m}{0,066_m \times 201,63 \cdot 10^2 N/cm^2} - \frac{2,16 \cdot 10^3 N}{348 \cdot 10^2 N/cm^2} \Rightarrow A_{s.ser} = 0,43cm^2.$$

$$A_s = \text{Max}(A_s; A_{min}) \Rightarrow A_s \geq 0.96$$

On adopte : **5HA6=1.13cm**

➤ Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le consol $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'élément. $W_p = 2.1675 KN/ml$

A : coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,15$

D'ou :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.1675 = 1,0404 KN/ml$$

$F_p < 1,5 Q = 1,5KN/m \rightarrow$ Condition déjà vérifier

- **Remarque :**

les forces horizontales (telles que le vent) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit $A_s' = A_s$)

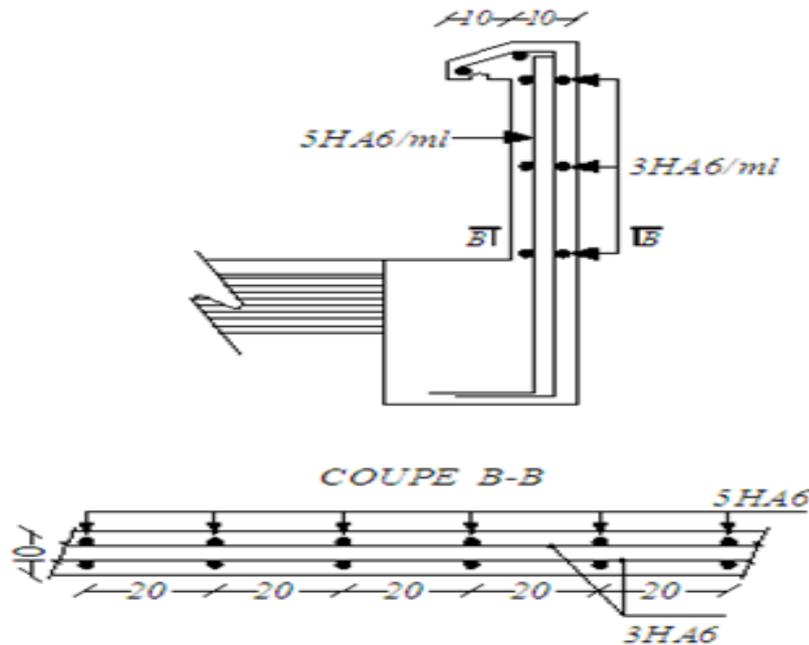


Figure III-3 : Schéma de ferrailage d'acrotère

III-2- L'ESCALIER

➤ **Définition :**

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées.

➤ **Evaluation des sollicitations**

✓ **Charges et surcharges**

Volée : Charge permanente : $G = 8.04 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

✓ **Combinaison des charges :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

$$\text{A l'état limite ultime : } q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 8.04 + 1.50 \times 2.5 = 14.604 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'état limite service : } q_{ser} = G + Q = 8.04 + 2.5 = 10.54 \text{ m}$$

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Q _u (KN/m ²)	Q _{ser} (KN/m ²)
Paillasse	8.04	2,5	14.604	10.54

Tableau III.1: combinaison des charges de l'escalier.

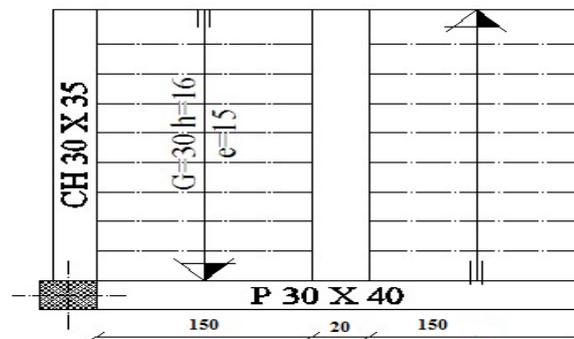


Figure III-4 : Vue en plan d'escalier

Sollicitations de calcul de la volée : pour le calcul on prend la charge:

$$q_u \text{ max} = 1,46 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ser} \text{ max} = 1,054 \text{ t/m}^2$$

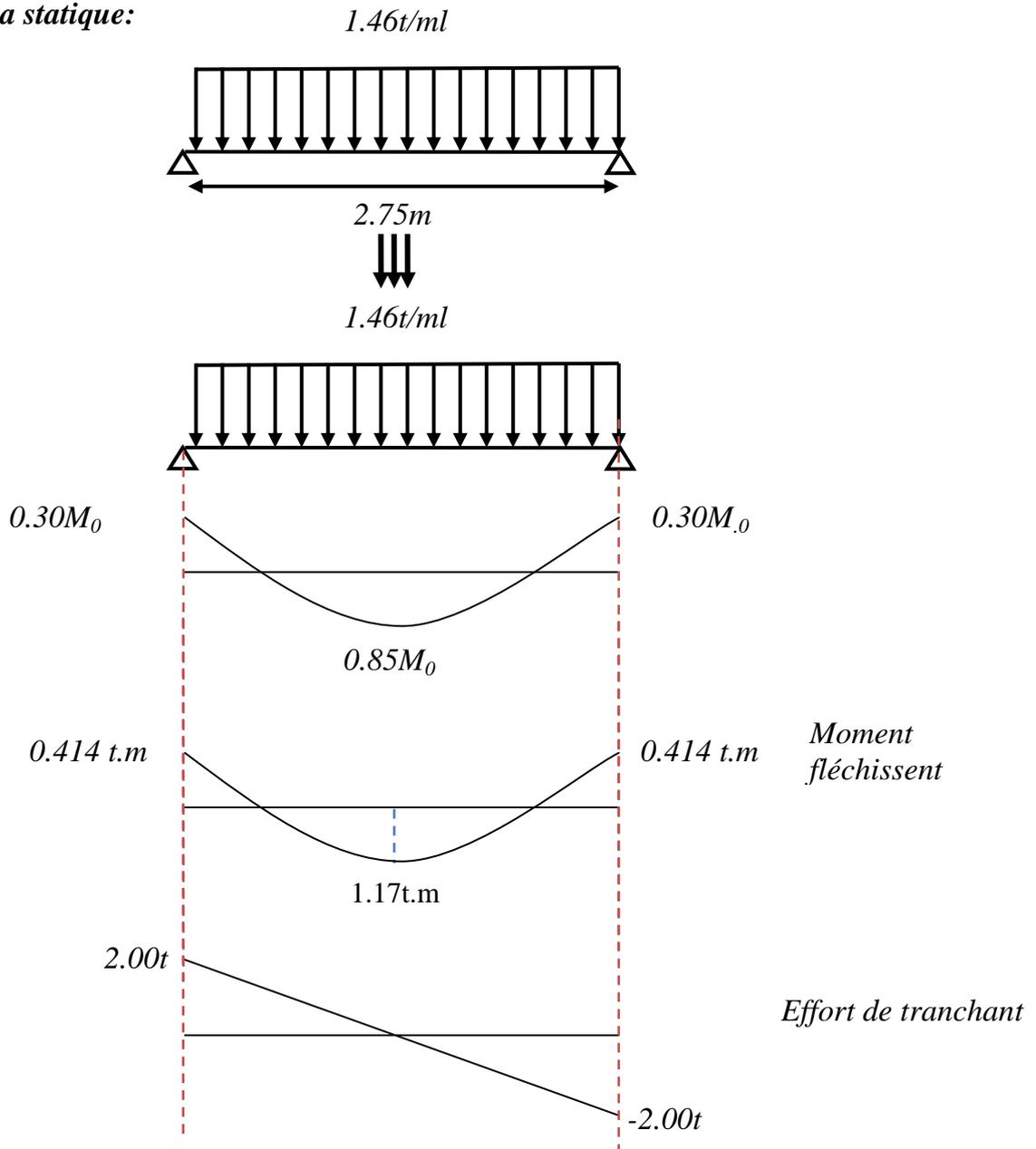
✓ **Calcul à l'état limite ultime (ELU):**

$$M_{0u} = q_u L^2 / 8 = 1.46 \times 2.75^2 / 8 = 1.38 \text{ t.ml.}$$

$$V_{0u} = q_u L / 2 = 1.46 \times 2.75 / 2 = 2.00 \text{ t.}$$

- **En travée:** $M_{travées} = 0,85M_0 \longrightarrow M_{travée} = 0,85 \times 1.38 = 1.17 \text{ t.m}$
- **En appui :** $M_{appui} = 0,30M_0 \longrightarrow M_{appui} = 0,30 \times 1.38 = 0,414 \text{ t.m}$

Schéma statique:



➤ **Ferrailage :**

✓ **ELU :**

• **En travée:**

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} \quad ; \quad c = c' = 2\text{ cm} \quad ; \quad d = h - c = 0.15 - 0.02 = 0.13\text{ m}$$

$$d = 0.13\text{ m} \quad ; \quad b = 1\text{ m} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17\text{ MPA}$$

$$\mu_u = 1.17 / 1 \times 0.13^2 \times 14.17 \times 10^2 = 0.048$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ cas ($\mu_l = 0.392$ pour $f_e E400$) \rightarrow section simplement armée $A_u' = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}}{0.8} = 0.061$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.061) = 0.975$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{(1.17 \times 10^6)_{\text{N.cm}}}{0.975 \times (13)_{\text{cm}} \times (348 \times 10^2)_{\text{N/cm}^2}} = 2.65 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_r = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 5\text{HA}8 / \text{ml} = 2.513 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Verification :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100_{\text{cm}} \times 13_{\text{cm}} \times \frac{2.1_{\text{MPa}}}{400_{\text{MPa}}} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Le choix : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_r: \quad 5\text{HA}8 = 2,513 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq S_{t \max} = \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) = \text{min} (45; 33 \text{ cm}) = 33.00 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **En appui :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.414 \times 10^4_{\text{N.m}}}{(1)_m \times (130^2)_{\text{mm}^2} \times (14.17)_{\text{N/mm}^2}} = 0,0172 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0172}) = 0.0216$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0216) = 0.991$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.414 \times 10^6_{\text{N.cm}}}{0.991 \times (13)_{\text{cm}} \times (348 \times 10^2)_{\text{N/cm}^2}} = 0.92 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

- **Vérification**

- **Condition non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100_{cm} \times 13_{cm} \times \frac{2.1_{MPa}}{400_{MPa}} = 1.56 cm^2 / ml$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.56, 0.92) \rightarrow A_s = 1.56 cm^2 / ml$$

Le choix : **5HA10** = (3.92 cm²/ml)

Les armatures des répartitions :

$$A_r = 3.92/4 = 0.98 cm^2 / ml$$

Le choix : **5HA8** cm²/ml = 2,513 cm²/ml.

- **Calcul de l'espacement:**

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(3h; 33cm) = \min(45; 33cm) = 33.00 cm$$

On prend $S_t = 20 cm$

- **Verification au Cisaillement:**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}; 3MPa) = 2.50 MPa \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{2.00 \cdot 10^4}{1000 \times 130} = 0,153 MPa < \bar{\tau}_u = 2.50 MPa \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- ✓ **Calcul à l'état limite service (ELS):**

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 8 = 1.054 \times 2.75^2 / 8 = 0.99 t.m$$

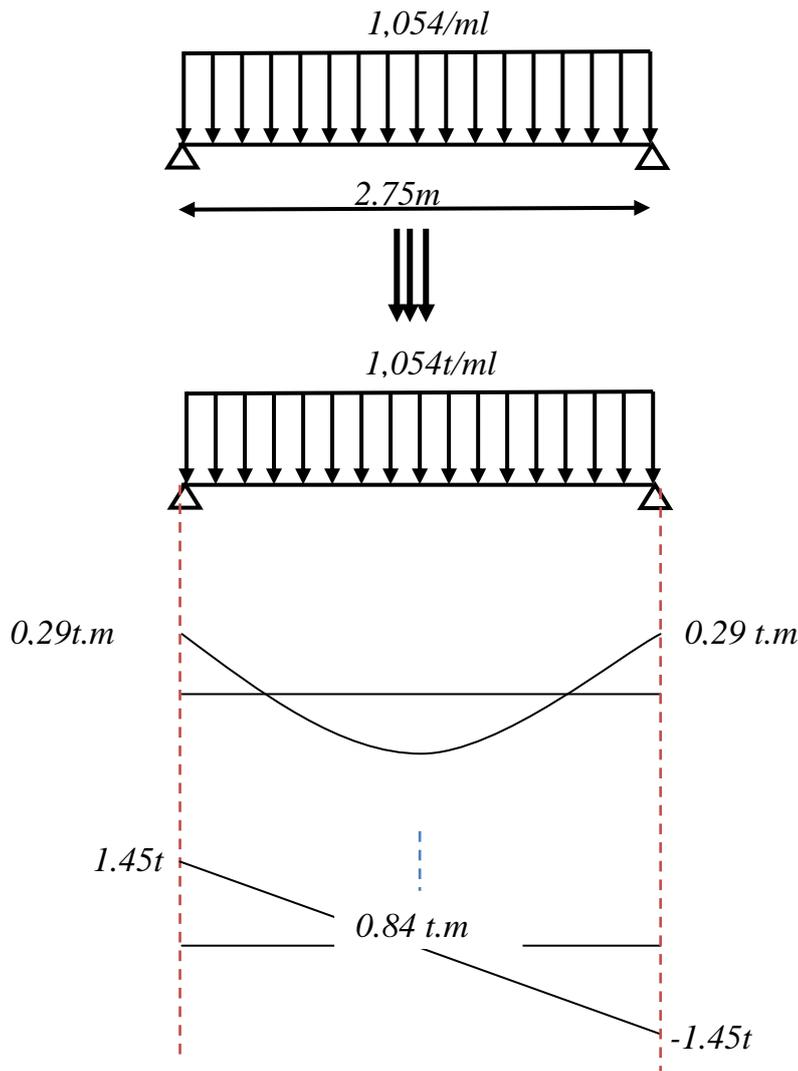
$$V_{ser} = q_{ser} L / 2 = 1.054 \times 2.75 / 2 = 1,45 t$$

- **On travée :**

$$M_{travées} = 0,85M \quad \longrightarrow \quad M_{travée} = 0,85 \times 0,99 = 0.84 t.m$$

- **On appui :**

$$M_{appui} = 0,3M \quad \longrightarrow \quad M_{appui} = 0,3 \times 0,99 = 0.29 t.m$$



✓ **En travée:**

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_{st}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_{ij} \times \eta}\right) \quad \eta = 1.6 \quad ; f_{ij} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{2.1 \times 1.6}\right) = 202 \text{MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{0.84 \times 10^4 \text{ N.cm}}{1 \text{ m} \times 130^2 \text{ mm} \times 202 \text{ N/mm}^2} = 0.0023$$

$$K = 0.021 \quad \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{bc} = k \overline{\sigma}_{st} = 0.021 \times 202 = 4.24$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} > \sigma_{bc} \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \overline{\sigma}_{st} \beta_1} = \frac{0.84 \times 10^6}{13 \times 0.920 \times 202 \cdot 10^2} = 3.47 \text{cm}^2 < A_u \text{ adopté} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **On appui :**

$$\mu = \frac{M_{ser}}{bd^2 \sigma_{st}} = \frac{0.29 \times 10^4 \text{ N.m}}{(1)_m \times (130^2)_{mm^2} \times (202)_{N/mm^2}} = 0.0008$$

$$K=0.012 \quad \beta_1 = 0.950$$

$$\sigma_{bc} = k \overline{\sigma_{st}} = 0.012 \times 202 = 2.424$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} > \sigma_{bc} \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \sigma_{st} \beta_1} = \frac{0.29 \times 10^6}{13 \times 0.950 \times 202 \cdot 10^2} = 1.16 \text{ cm}^2 < A_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Finalemment**

- **Appui :** $A_{principale} = 5HA10$ $espacement = 20 \text{ cm}$

$$A_{répartition} = 5HA8 \quad espacement = 20 \text{ cm}$$

- **Travée :** $A_{principale} = 5HA12$ $espacement = 20 \text{ cm}$

$$A_{répartition} = 5HA8 \quad espacement = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de la flèche:**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier

la flèche :

- $h/L \geq 1/16$
- $A_s/bd \leq 4,2 / f_e$
- $h/L \geq 1/10 (M_v/M_o)$

Nous avons :

- $h/L \geq 1/16 \Rightarrow 15 / 275 = 0,054 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée.}$

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est : $\Delta \delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \therefore \text{si} \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \therefore \text{si} \therefore L > 5m$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{\delta i}} & (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{\delta v}} & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾ Flèche due aux charges instantanées.

⁽²⁾ Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L = 2,75m$.

• Moment d'inertie de la section totale homogène : $I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 5,65 \left(\frac{15}{2} - 13\right)^2 = 30688,688$$

• Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾ Pour la déformation instantanée.

⁽²⁾ Pour la déformation différée.

$$\rho = \begin{cases} \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = \begin{cases} \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \end{cases} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z} \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{bh^2 / 2 + 15A_s d}{bh + 15A_s} = \frac{(100 \times 15^2 / 2) + (15 \times 5,65 \times 13)}{(100 \times 15) + (15 \times 5,65)} = 7,79$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 13 - \frac{7.79}{3} = 10.40 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z} = \frac{0.84 \cdot 10^4}{5.65 \times 10.40} = 142.92 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{5.65 \cdot 10^{-3}}{100 \times 13 \times 10^3} = 0.0043$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.0043 \times 142.92) + 2.1} = 0.198$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0043 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 4.83 \\ \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.93 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta_i} = \frac{1.1 \times 30688.688}{1 + (4.83 \times 0.198)} = 17234.015 \\ I_{\delta_v} = \frac{30688.688}{1 + (1.93 \times 0.198)} = 22181.761 \end{array} \right.$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{0.84 \times 2.75^2}{10 \times 32164.2 \times 17234.015} = 0.11 \\ \delta_v = \frac{0.84 \times 2.75^2}{10 \times 10818.87 \times 22181.761} = 0.264 \end{array} \right.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	ρ 10^{-3}	Z (Cm)	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (Cm ⁴)	I_{δ} (Cm ⁴)	$I_{\delta v}$ (Cm ⁴)
8.4	5,65	0,0043	10,40	142,92	4,83	1,93	0,198	30688,68	17234,015	22181,76

Tableau III.2 : Vérification de la flèche.

$$\Delta \delta_T = \delta_v - \delta_i = 0.11 + 0.264 = 0.38 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{275}{500} = 0.55 \text{ cm. Vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \Delta \delta_T < \bar{f}$$

III-3- Etude de la poutre palière

Elle est soumise à la flexion simple et la torsion

- ✓ **La flexion simple** : elle provient des poids propres de la poutre palière ainsi que la réaction d'escalier
- ✓ **la torsion** : elle provient de l'effort horizontal qui a été exercé par les volées sur la poutre

Elle est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.40m, son schéma statique est le suivant :

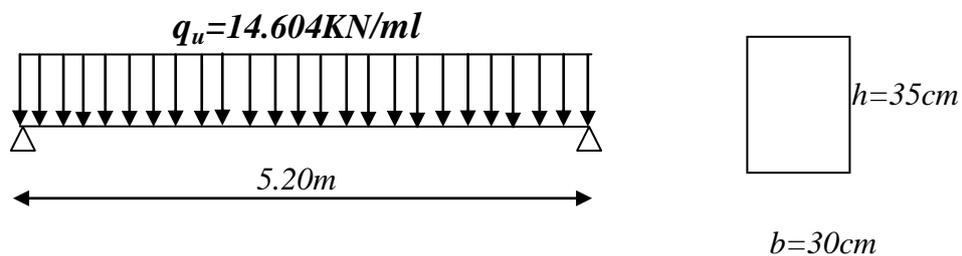


Figure III-5 : Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

- ✓ **Pré dimensionnement de la poutre palière** :

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34,66\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$$

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 6,932\text{cm} \leq b \leq 36,4\text{cm}$$

Le **[RPA99]** préconise :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Nous prenons : $h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

- **Charges qui agissent sur la poutre palière :**

Remarque : dans notre cas la poutre palière soumise à la charge due à l'escalier et la charge due à la plancher.

La poutre palière est soumise à :

1- poids propres : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$

2- Réaction de l'escalier sur la poutre : $R_{\text{és}} = (14.604 \times 2.75) / 2 = 20.08 \text{ KN/ml}$

3- Réaction de plancher sur la poutre :

$$q_u = 1.35 G_{\text{plancher}} + 1.50 Q_{\text{plancher}} = 1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 2.5 = 10.43 \text{ KN.m}$$

$$R_{\text{pl}} = (10.43 \times 2.75) / 2 = 14.34 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaison de charge à l'ELU:**

$$q_u = 1,35 \times G + (R_{\text{escalier}} + R_{\text{plancher}})$$

$$q_u = 1,35 \times 2.625 + (20.08 + 14.34) = 37.97 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 37,97 \times (3.4)^2 / 8 = 54.85 \text{ KN.m}$$

$$T_u = R_a = R_b = q_u \times l / 2 = 64.53 \text{ KN}$$

- ✓ **Ferraillage de la poutre palière :**

- **Flexion simple :**

- **ELU:**

$$M_{\text{max}} (\text{en travée}) = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 54.85 = 46.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{max}} (\text{en appui}) = 0,5 \times M_0 = 0,50 \times 54.85 = 27.42 \text{ KN.m}$$

$$h = 35 \text{ cm}, c = c' = 3 \text{ cm}, d = 32 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{46.62 \times 10^3 \text{ N.m}}{(0.3)_m \times (320^2)_{\text{mm}^2} \times (14.17)_{\text{N/mm}^2}} = 0,107 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.341 \quad \beta = 0.943$$

$$A_{\text{ult}} = \frac{M_{\text{ult}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{46.62 \times 10^5 \text{ N.cm}}{0.875 \times (32)_{\text{cm}} \times (348 \times 10^2)_{\text{N/cm}^2}} = 4.45 \text{ cm}^2$$

- **En appui**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{27.42 \times 10^3 \text{ N.m}}{(0.3)_m \times (320^2)_{\text{mm}^2} \times (14.17)_{\text{N/mm}^2}} = 0,063 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.081 \quad \beta = 0.967$$

$$A_{ult} = \frac{M_{ult}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27.42 \times 10^5 \text{ N.cm}}{0.967 \times (32)_{cm} \times (348 \times 10^2)_{N/cm^2}} = 2.54 \text{ cm}^2$$

	M_u (KN.m)	μ	α	β	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	$A_{s,adopté}$ (cm ²)	Choix
Travée	46,62	0,107	0,341	0,943	348	4,45	4,62	3HA14
Appui	27,42	0,062	0,081	0,967	348	2,54	3,39	3HA12

Tableau III.3 : Ferrailage de la poutre palière.

• **Vérification:**

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,adopté} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{RPA} = 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 < A_{s,adopté} = 8.01 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa (Fissuration peu}$$

$$\text{nuisible)} \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{64.53 \times 10^3}{(0,30 \times 0,32) \cdot 10^6} = 0.67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

• **ELS:**

La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire, car la fissuration est considérée peu nuisible, donc c'est l'ELU qui est prépondérant.

• **Vérification de la flèche**

$$h/L \geq 1/16 \Leftrightarrow \frac{35}{520} = 0,07 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_s / bd \leq 4,2 / f_e \Leftrightarrow \frac{4,62}{30 \times 32} = 0,0048 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$h/L \geq 1/10 (M_t/M_o) \Leftrightarrow 0,10 > (46.62/54.85)/10 = 0,085 \dots \dots \text{Vérfifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Calcul des armatures transversals:**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_t ; b/10) \text{ d'où } \phi_t \leq \min (10 ; 14 ; 30) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

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

La section d'armatures transversales est $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min (0,9.d ; 40 \text{ cm}) \text{ d'où } S_t \leq \min (28.8 ; 40) \text{ d'ou } S_t \leq 28,8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t f_e / 0,4.b = 2.01.400/0,4 \times 30 = 67 \text{ d'ou } S_t \leq 67.00 \text{ cm}$$

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

- **Torsion :**

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément répartie sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier. Dans notre cas il faut faire l'équilibrage entre les réactions de la poutre et les réactions de plancher.

$$q_u = 1.35G + (R_{\text{escalier}} - R_{\text{plancher}}) = (1.35 \times 2.625) + (20.08 - 14.34) = 9.28 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0\text{tor}} = q_u l^2 / 8 = 9.28 \times 5,2^2 / 8 = 31,36 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u l / 2 = 9.28 \times 5,2 / 2 = 24,12 \text{ KN}$$

D'après le [CBA], la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour les sections creuses.

$$\tau_{ut} = M_{\text{tor}} / 2.\Omega.b_0$$

Avec M_{tor} : Moment de torsion ; b_0 : épaisseur réel de la paroi ; Ω = aire du contour à mi- épaisseur des parois

$$\Omega = (5/6 \times a) \times (b-a/6) = 704,86 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = a / 6 = 35 / 6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$M_{\text{tor}} = 0,3.M_0 = 0,3 \times 31,36 = 9,4 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{ut} = 2.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = T_u / b.d = 24,12 \times 10^3 / (300 \times 320) = 0,25 \text{ MPa}$$

τ_{uv} : contrainte tangente de cisaillement.

- **La fissuration est peu préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Pour les sections creuses, on doit aussi vérifier :

$$\tau_{ut} + \tau_{uv} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ut} + \tau_{uv} = 2,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Armatures :**

Les armatures sont justifiées par l'application de la règle de coutures aux sections droites et aux sections radiales passant par l'axe longitudinal de la pièce, elles sont disposées le plus près possible des parois.

- **Longitudinales :**

D'après le [CBA] les armatures longitudinales sont données par la formule suivante :

$$\sum A_l = M_{tor} \cdot U \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

Avec $\sum A_l$: La somme des sections des aciers longitudinaux

U : Le périmètre du contour d'aire Ω

$$U = 2 \cdot (b-a/6) \cdot 2 = 96,67 \text{ cm}$$

$$\sum A_l = 0,79 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{lmin} \geq 0.4 \cdot b \cdot U / f_e$$

$$A_{lmin} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Donc $A_l = 2,90 \text{ cm}^2$, on adopte **2HA14** soit $A = 3,08 \text{ cm}^2$

Les armatures doivent être régulièrement réparties sur le périmètre ou bien concentrées aux angles. Dans notre cas puisque les angles sont déjà encombrés par les barres de flexion, celles de la torsion seront placées aux milieux des grands cotes.

- **Transversals :**

Pour l'espacement on prend le même que celui de la flexion simple

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

$$St \text{ (RPA)} \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow z.\text{courant.} \\ \frac{h}{4} = \frac{35}{4} = 7.5 \Rightarrow z.\text{nodale.} \end{cases}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la zone courant.

$S_t = 8 \text{ cm}$ pour la zone nodale.

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = M_{tor} \cdot St \cdot \gamma_s / f_e \cdot 2 \cdot \Omega$$

$$A_t = 0,12 \text{ cm}^2$$

• Section minimale :

$$A_{min} \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$$

$$A_{min} \geq (0,4 \times 30 \times 15) / 400 = 0,45 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 1 cadre T8.

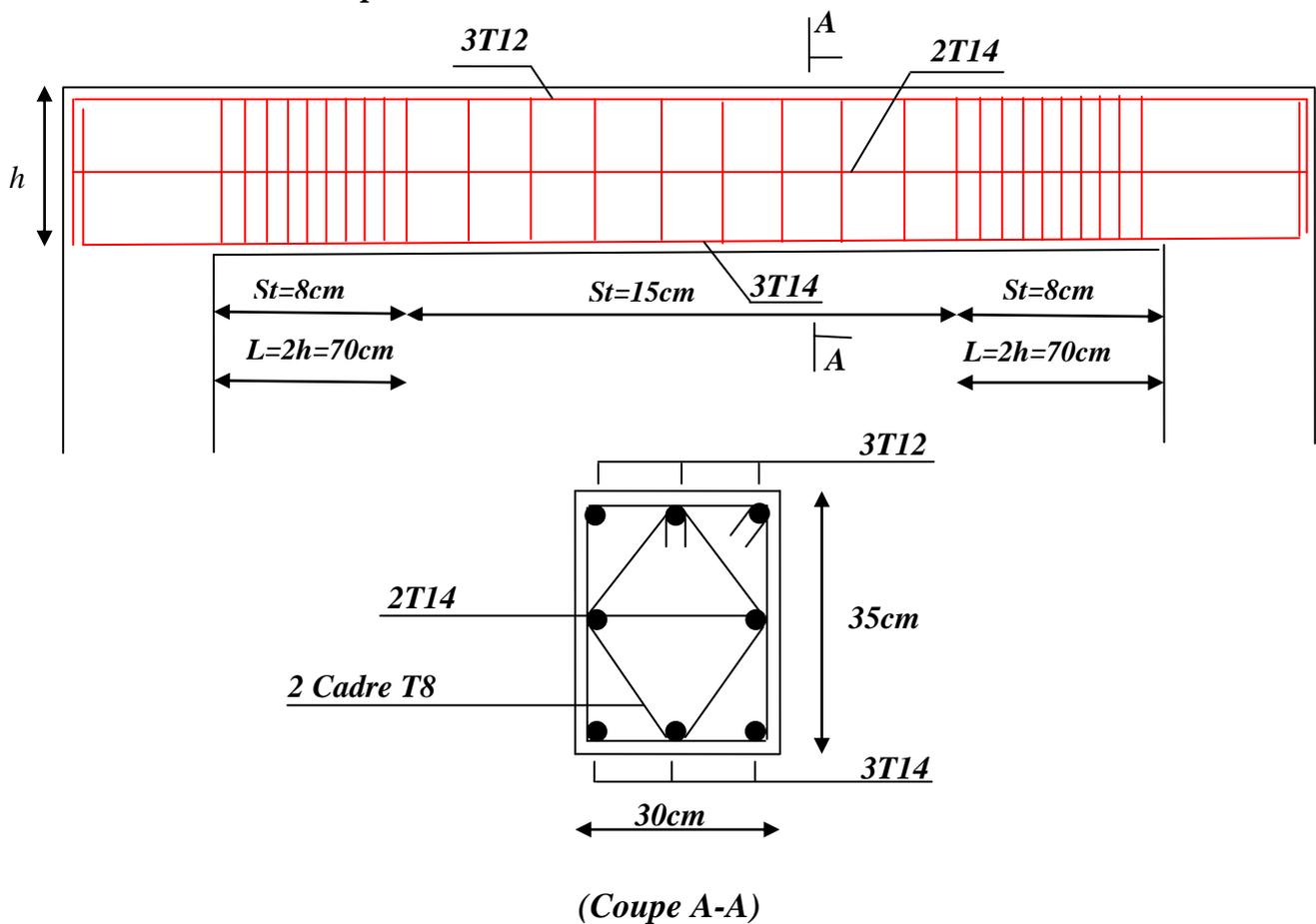


Figure III-6 : schéma de ferrailage de la poutre palière.

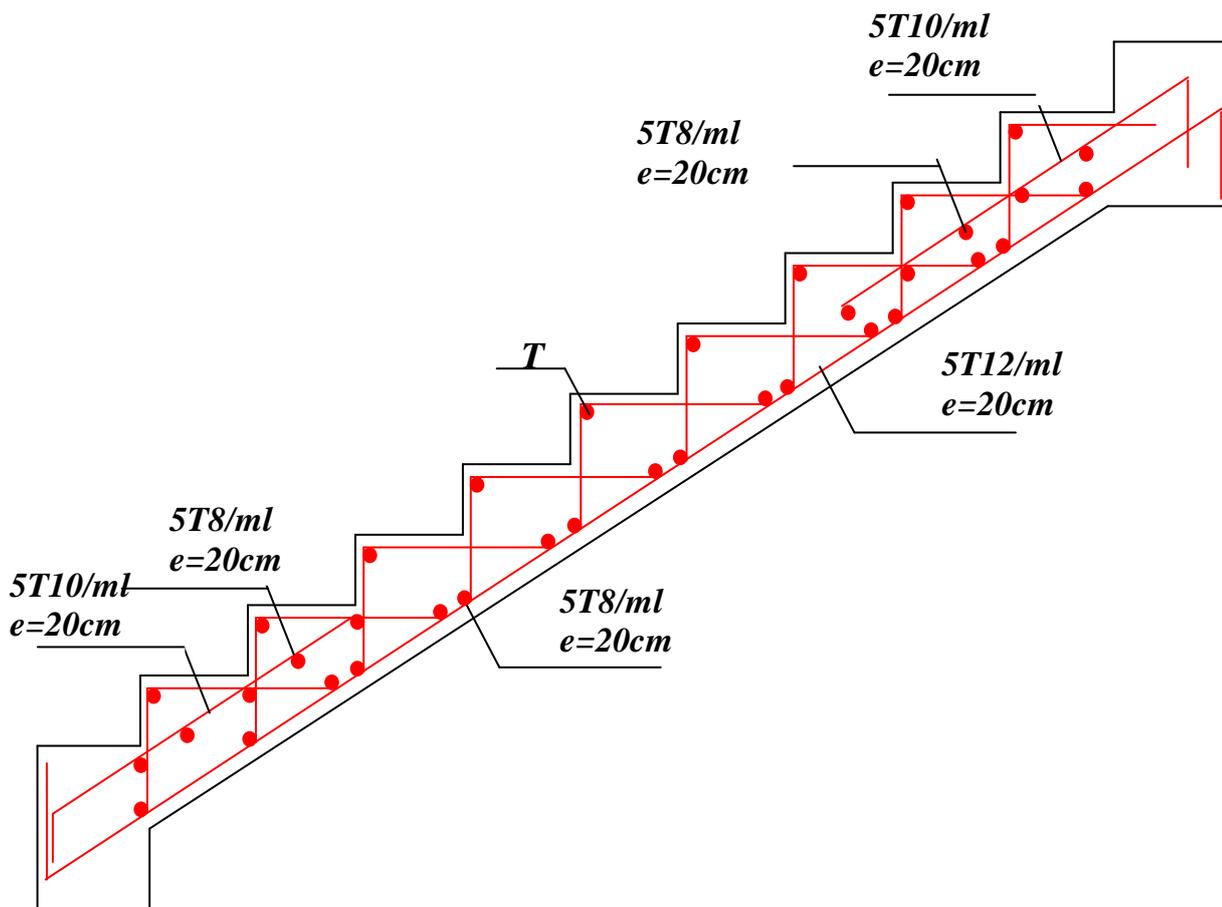


Figure III-7 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III-4-Etude des planchers :**Introduction**

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. Dans notre structure on a deux types de plancher :

- Plancher corps creux = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.
- Dalle pleine.

➤ **Etude des poutrelles**

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

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

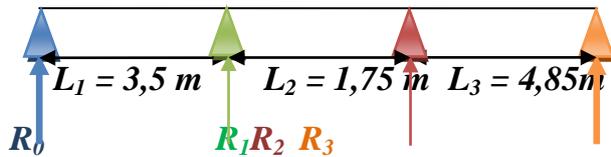
Nous allons utiliser «La méthode des trois moments » car elle convient à notre cas.

➤ **Descente des charges :**

Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] qu = b×(1,35G+1,5Q)	ELS[KN/ml] qs = b×(G+Q)
Terrasse inaccessible	6,29	1,00	0,65	6,50	4,74
Terrasse accessible	6,29	1,50	0,65	6,99	5,06
Étage courant (hall de circulation)	5,50	2,50	0,65	7,26	5,20
Étage courant (chambre)	5,50	1,50	0,65	6,29	4,55
Balcon (corps creux)	5,35	3,50	0,65	8,10	5,75

Tableau III-4 : Les différentes descentes de charge

➤ Notre type de poutrelle



➤ Détermination des efforts internes :

Nous avons un type de poutrelles, on va déterminer les efforts internes de niveau terrasse accessible par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel de calcul des structures : Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2010.

✓ Rappel sur la méthode des trois moments :

• Moment aux appuis :

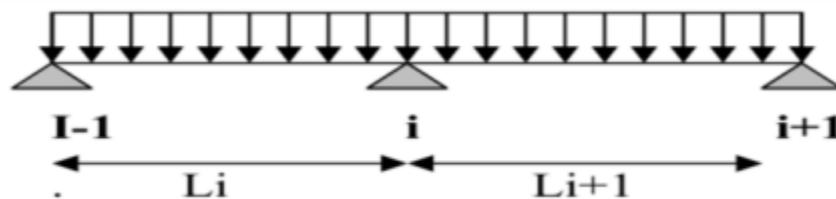
$$M_{i-1} \times L_i + 2 \times M_i \times (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times (L_{i+1}) + 6ELz \times (W_i^g + W_i^d) = 0$$

$$M_{i-1} \times L_i + 2 \times M_i \times (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times (L_{i+1}) = -6ELz \times (W_i^g + W_i^d) = -6 \times (R_i^g + R_i^d)$$

Avec : $W_i^g = \frac{Q_i \times l_i^3}{24 \times E \times lz}$; $W_i^d = \frac{Q_{i+1} \times l_{i+1}^3}{24 \times E \times lz}$

W_i^g, W_i^d : respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui considéré.

M_{i-1}, M_{i+1}, M_i : sont les moments aux appuis respectifs $i-1, i, i+1$ pris avec leur signes



• Moments en travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} x$$

Avec $\mu(x)$: élément de réduction isostatique tel que :

$$\mu(x) = \frac{q \times L_{i+1}}{2} x - q \times \frac{x^2}{2}$$

$M(x)$: prend la valeur maximale quand $T(x) = 0$ c'est-à-dire :

$$x = \frac{L_{i+1}}{2} - \frac{M_{i+1} - M_i}{q \times L_i}$$

• Efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q \times L_{i+1}}{2} - Qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Pour $x = i \Rightarrow T(i) = \frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

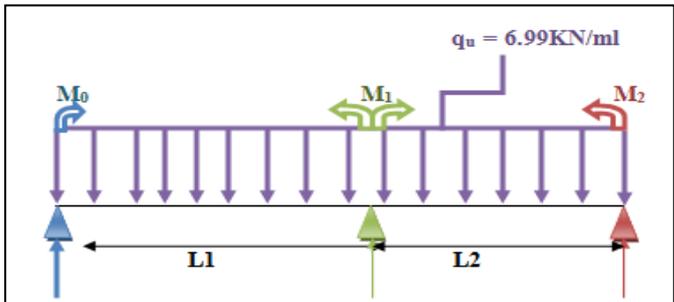
Pour $x = i+1 \Rightarrow T(i+1) = -\frac{q \times L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

✓ Calcul :

• ELU :

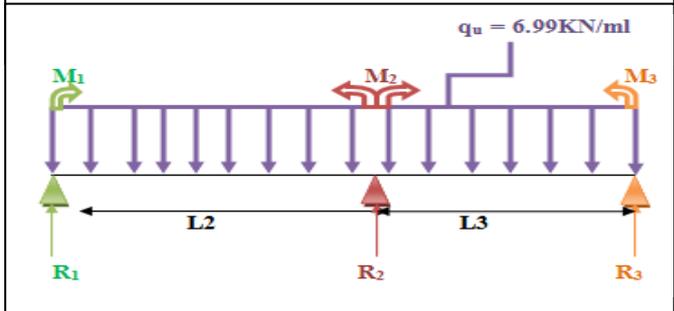
Travée 0-1-2

$$M_0 \cdot L_1 + 2 \cdot M_1 \cdot (L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 = -6 (R_1^g + R_1^d)$$



Travée 1-2-3

$$M_1 \cdot L_2 + 2 \cdot M_2 \cdot (L_2 + L_3) + M_3 \cdot L_3 = -6 (R_2^g + R_2^d)$$



On sait que : M_0 et $M_3 = 0$

1)..... $10,5 \times M_1 + 1,75 \times M_2 = -6 \times (R_1^g + R_1^d)$

2)..... $1,75 \times M_1 + 13,2 \times M_2 = -6 \times (R_2^g + R_2^d)$

Avec : $R_i^g = \frac{Q_i \times l_i^3}{24}$; $R_i^d = \frac{Q_{i+1} \times l_{i+1}^3}{24}$

$R_1^g = 12,48 \text{KN}$; $R_1^d = 1,56 \text{KN}$; $R_2^g = 1,56 \text{KN}$; $R_2^d = 33,22 \text{KN}$

1)..... $10,5 \times M_1 + 1,75 \times M_2 = -84,24 \text{KN}$

2)..... $1,75 \times M_1 + 13,2 \times M_2 = -208,68 \text{KN}$

Les résultats sont les suivantes :

$$M_0 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -5,51 \text{ KNm}$$

$$M_2 = -15,06 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments aux travées**

• **Travée 0-1**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 = 6,99 \times 3,5 = 24,46 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow -R_1 \times 3,5 + q_u \times (3,5)^2 / 2 - M_1 = 0$$

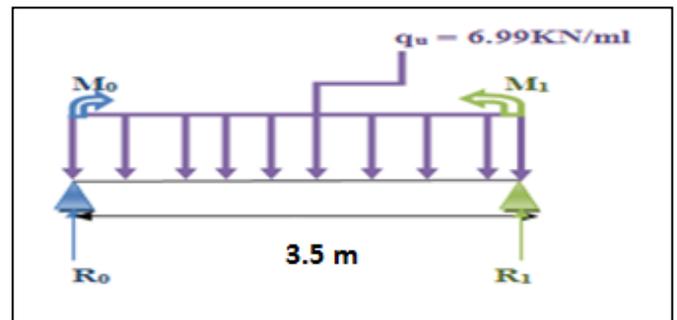
$$5,51 + 42,81 = 3,5 R_1 \text{ KN} \quad R_1 = 13,80$$

$$R_0 = 10,66 \text{ KN}$$

$$M(x) = -R_0 \cdot x + q_u \cdot (x)^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,5) = 5,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot (x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 10,66 \text{ KN.m} \\ T(3,5) = -13,8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 10,66 - 6,99x \Rightarrow x = 1,52 \text{ m} ; M(1,52) = -8,12 \text{ KN.m}$$



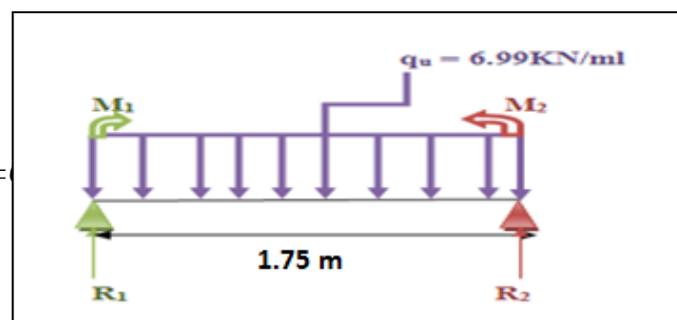
• **Travée 1-2**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_1 + R_2 = 6,99 \times 1,75 = 12,23 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_2 \times 1,75 - q_u \times (1,75)^2 / 2 + (M_2 - M_1) = 0$$

$$R_2 = (6,99 \times (1,75)^2 / 2 + 6,45) / 1,75 = 11,57 \text{ KN}$$

$$R_1 = 0,66 \text{ KN}$$



$$M(x) = -R_1 \cdot x + q_u \cdot (x)^2 / 2 - M_1 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 5,51 \text{ KN.m} \\ M(1,75) = 15,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u \cdot (x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 0,66 \text{ KN.m} \\ T(x) = R_1 - q_u \cdot (x) \\ T(1,75) = -11,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0,66 - 6,99x \Rightarrow x = 0,09 \text{ m} ; M(0,09) = 5,47 \text{ KN.m}$$

• Travée 2-3 :

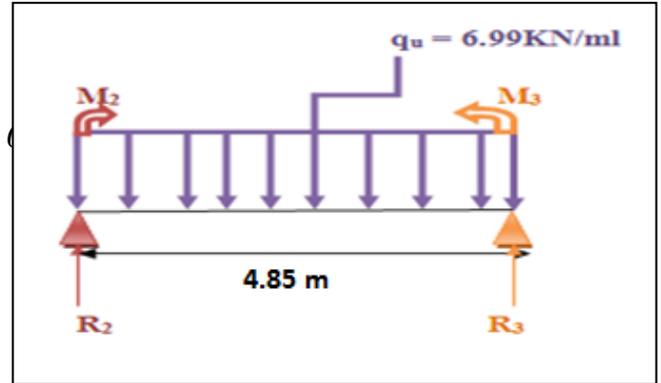
$$\sum F = 0 \Rightarrow R_2 + R_3 = 6,99 \times 4,85 = 33,90 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_3 \times 4,85 - q_u \times (4,85)^2 / 2 + (M_3 - M_2) = 0$$

$$4,85R_3 - 82,21 = -15,06 \text{ KN}$$

$$R_3 = 13,84$$

$$R_2 = 20,06 \text{ KN}$$



$$M(x) = -R_2 \cdot x - q_u \cdot (x)^2 / 2 - M_2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 15,06 \text{ KN.m} \\ M(4,85) = -0,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - q_u \cdot (x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 20,06 \text{ KN.m} \\ T(4,85) = -13,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 20,06 - 6,99x \Rightarrow x = 2,85 \text{ m} ; M(2,85) = -13,72 \text{ KN.m}$$

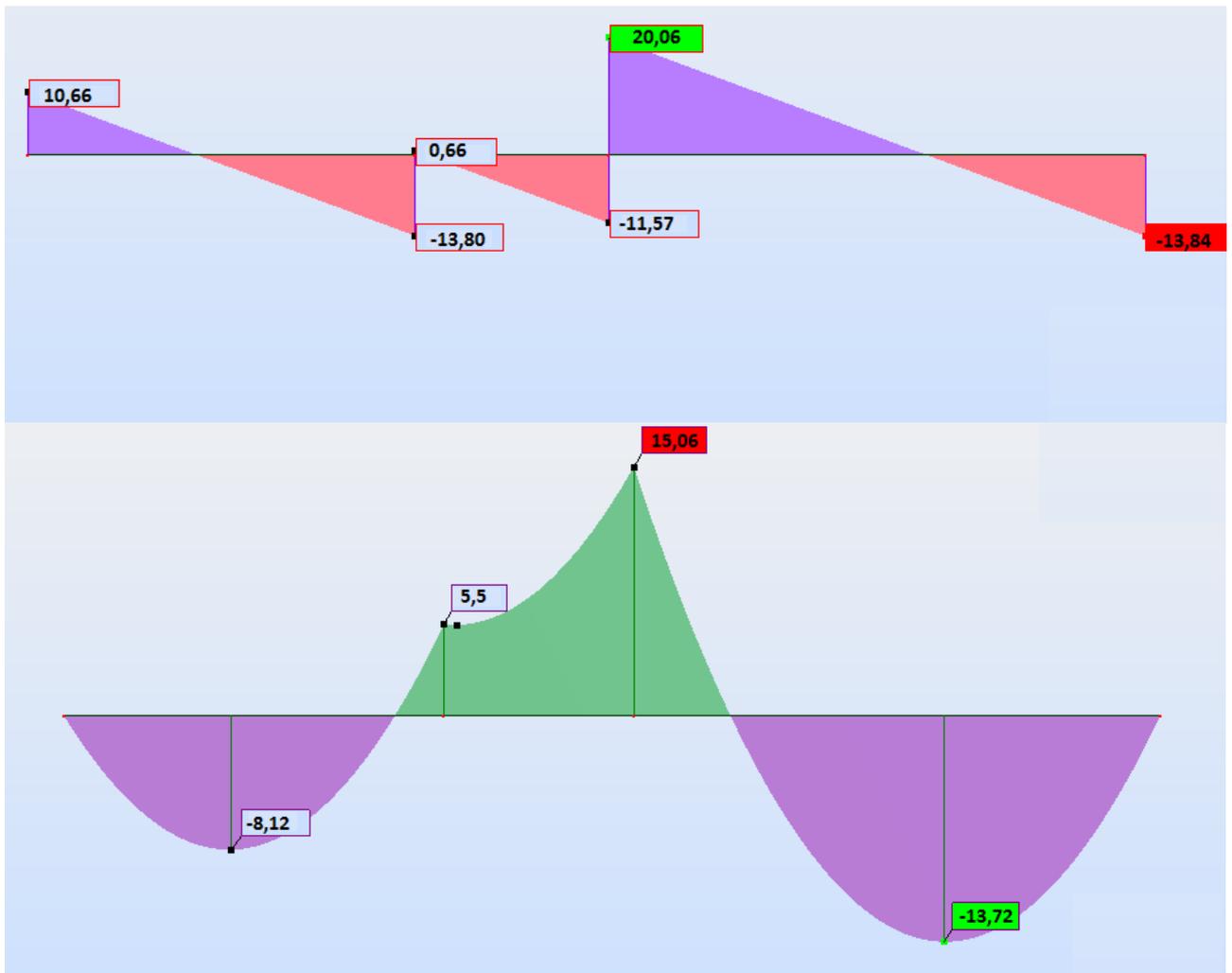


Figure III-8 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 3 terrasse accessible

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type «Type3» comme un exemple de calcul au niveau d'un plancher et on pose les résultats trouvés pour les autres types dans un tableau récapitulatif.

• **ELU :**

• **En travée :**

$$M_{umax} = 13,72 \text{ KN.m} = 13,72 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table:

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

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times (0,9 \times 0,20 - 0,04/2)$$

$$M_t = 0,059 \text{ MN.m} \Rightarrow M_{umax} < M_t$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{13,72 \times 10^{-3}}{0,65 \times 14,17 \times (0,18)^2} = 0,045$$

$$\mu_u = 0,045 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045})$$

$$\alpha = 0,057$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,057)$$

$$Z = 0,175 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{13,72 \times 10^{-3}}{0,175 \times 347,83}$$

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

On adopte : 3×HA12 de section 3,39 cm²/ml

• En Appuis :

$$M_{u \text{ app}} = 15,06 \text{ KN.m} = 15,06 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table:

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

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times (0,9 \times 0,20 - 0,04/2)$$

$$M_t = 0,059 \text{ MN.m} \Rightarrow M_{u \text{ max}} < M_t$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{15,06 \times 10^{-3}}{0,65 \times 14,17 \times (0,18)^2} = 0,050$$

$$\mu_u = 0,050 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,050})$$

$$\alpha = 0,064$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,064)$$

$$Z = 0,175 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{15,06 \times 10^{-3}}{0,175 \times 347,83} = 2,47 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2×HA14 de section 3,08 cm²/ml

• **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,41 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **ELS**

• **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{13,72}{9,94} = 1,38$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$0,057 \leq 0,44 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **En appuis :**

$$\gamma = \frac{15,06}{10,91} = 1,38$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$0,050 \leq 0,44 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$.

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{20,06 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18} = 0,171 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisibles : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \min(0,57 ; 1,20 ; 1,5)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 6 \text{mm}$

✓ **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a :

Zone nodale $S_t \min (5 ; 12\phi_t ; 30\text{cm})$

$S_t \min (5 ; 12\phi_t ; 30\text{cm})$

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

Zone courante : $S'_t = 10\text{cm}$; On prend : $S'_t = 10\text{cm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 2 \times \Phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité**

$$\geq \text{Max} (\tau_v/2 ; 0,4 \text{MPa})$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE215.

$$\geq \text{Max} (\tau_v/2 ; 0,4 \text{MPa})$$

$0,817 > 0,4 \text{MPa} \implies$ **Condition vérifiée.**

✓ **Vérification au glissement :**

En appui :

$T_u - 0,20,06 - = -72,90 < 0 \implies$ **Condition Vérifiée.**

✓ **Verification de la flèche :**

D'après **BAEL91 révisée 99**, il faut que les conditions suivantes soit vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \quad ; \quad \text{Avec : } L_{max} : \text{La portée maximale des poutrelles.}$$

$$\text{Dans notre cas, on a : } L_{max} = 4,85\text{m} \implies f_{adm} = \frac{485}{500} = 0,97\text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{0,65 \times (0,20)^3}{12} + 15 \times 2,36 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,20}{2} - 0,02\right)^2 \quad [\text{car : } d' = 0,02\text{m} ; h = 0,20\text{m}]$$

$$I_0 = 4,62 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \times d} = \frac{2,36 \times 10^{-4}}{0,15 \times 0,18} = 0,00874$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \frac{15}{65}) \times 0,00874} = 4,46$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{st}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,00874 \times 347,83) + 2,1} = 0,74$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu)} = \frac{1,1 \times 4,62 \times 10^{-4}}{(1 + 4,46 \times 0,74)} = 1,18 \times 10^{-4} m^4$$

$$f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}} = \frac{9,94 \times 10^{-3} \times 4,85^2}{10 \times 32164,195 \times 1,18 \times 10^{-4}} = 0,0061 m$$

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

Donc : $f = 0,61 cm \leq f_{adm} = 0,97 cm \implies$ **Condition Vérifiée.**

✓ **Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles**

Niveaux	Armature longitudinale (cm ²)				A _t (cm ²) Φ 6
	A _{st} calculé (cm ²)		A _{st} choisit (cm ²)		
	Travée	appui	Travée	Appui	
Etage courant (Chambre et balcon)	2,35	3,08	3×HA12	2×HA14	
Terrasse inaccessible	2,35	3,08	3×HA12	2×HA14	
Terrasse accessible	2,35	3,08	3×HA12	2×HA14	

Tableau III-5 : Ferrailage des poutrelles

• **L'ancrage des armatures**

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement des barres.

$\implies \psi_s = 1,5$ pour les armatures à haute adhérence.

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

Avec : $L_1 = 6 \times \Phi$; $L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r$; $L > L_2 + r + \Phi/2$; $r = 5,5 \Phi$

On adopte un croche à 120° : $\alpha = 2,31$; $\beta = 3,28$

Φ (mm)	τ_{su} (MPa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
10	2,835	35,27	6	5.5	3,37	9,37
12		42,33	7,2	6,6	4,05	11,25
14		49,38	8.4	7,7	4,72	13,12

Tableau III-6: L'ancrage des armatures de plancher corps creux type 3 terrasse accessible.

➤ **Ferraillage de la dalle de compression :**

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \implies A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$$

$$\text{Si : } L_1 \leq 50\text{cm} \implies A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$).

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$$F_e = 400\text{MPa}$$

$$\text{On a : } L = 65\text{cm}$$

$$\text{Donc on obtient : } A_1 = 0,65\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 6\Phi 5 = 1,18\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St = 16,67\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte } St = 15\text{cm}$$

▪ **Armatures de répartitions**

$$A_2 = 0,325\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 6 \times \Phi 5 = 1,18\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$St = 16,67 \text{ cm}$

On adopte un espacement = 15cm

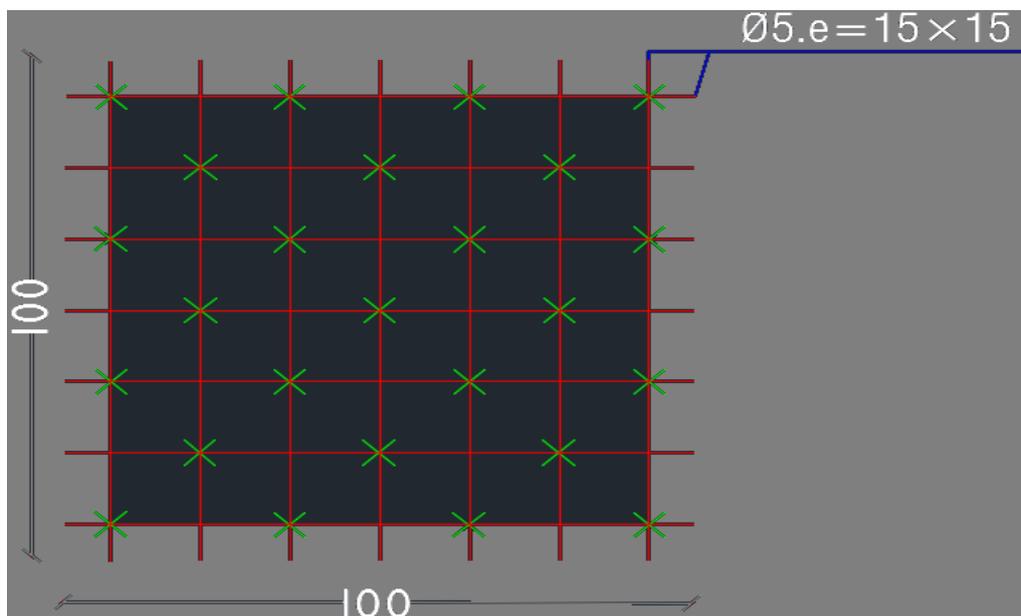


Figure III-9 : disposition des armatures dans la dalle de compression dans le mètre linéaire



Figure III-10: disposition des armatures dans la poutrelle type 2 (appuis et travée)

III-5- BALCON :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, notre structure comporte deux types de balcon, on va choisir permis ces deux le cas le plus défavorable, et on adopte ce ferrailage trouvé pour tous les balcons.

Le type de balcon est en porte à faux. Leur calcul se fait comme pour une console en dalle pleine ayant une extrémité encastrée dans les planchers et l'autre libre

l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,50\text{m}$$

$$10 \leq e \leq 14,5$$

On prend une épaisseur de : **15 cm**.

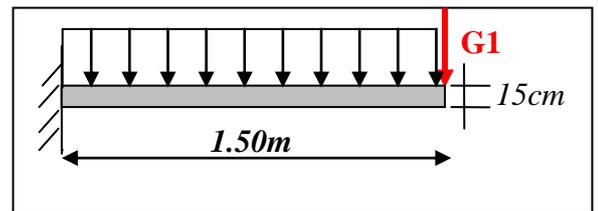


Figure III-11 : Schéma de balcon.

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à $e=15\text{ cm}$

➤ **Evaluation et combinaison des charges:**

$$G = 5.35\text{KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,50\text{KN/m}^2$$

$$G_1 = 2.00\text{KN/m}^2 \text{ à multiplier par bande de } 1\text{m}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

$$\text{A l'état limite ultime : } q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{A l'état limite servise : } q_{ser} = G + Q$$

$$M_u = q_u L^2 / 2 \quad ; \quad V_u = q_u L$$

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2 \quad ; \quad V_{ser} = q_{ser} L$$

✓ **Combinaison des charges :**

• **A L'ELU :**

$$\text{La dalle : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = [(1.35 \times 5.35) + (1.50 \times 3.50)] \times 1\text{m} = 12.47\text{KN/ml}$$

$$\text{Le garde-corps : } q_{ul} = 1\text{m} \times 1.35 \times G_1 = 1.35 \times 2.00 = 2.70\text{KN/ml}$$

• **A L'ELS :**

$$\text{La dalle : } q_{ser} = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.35 + 3.50) \times 1\text{m} = 8.85\text{KN/ml}$$

$$\text{Le garde-corps : } q_{ser1} = 1\text{m} \times G_1 = 1.00 \times 2.00 = 2.00\text{KN/ml}$$

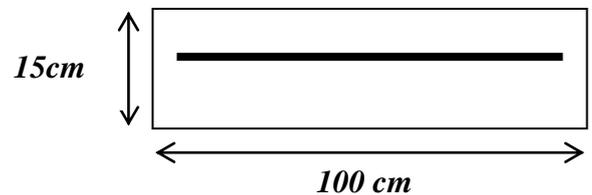


Diagramme de sollicitations:

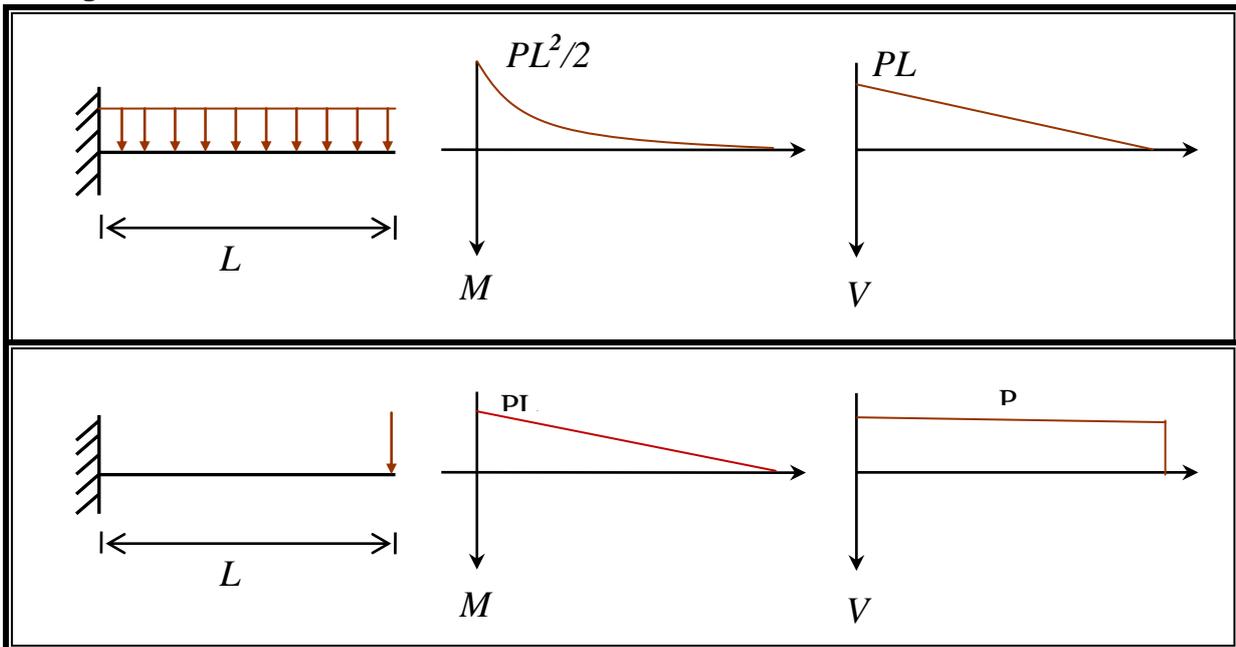


Figure III-12 : Diagramme de sollicitations pour balcon.

✓ Calcul des moments d'encastrement :

• **AL'ELU :**

Le moment dû à la charge q_u de la dalle pleine

$$M_{q_u} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.50^2}{2} = 14.02 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à la charge q_{ul} de garde-corps

$$M_{q_{ul}} = q_{ul} \times L = 2.7 \times 1.50 = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$M_u = M_{q_u} + M_{q_{ul}} = 14.02 + 4.05 = 18.08 \text{ KN.m}$$

• **AL'ELS :**

Le moment dû à la charge q_{ser} de la dalle pleine

$$M_{q_{ser}} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = \frac{8.85 \times 1.50^2}{2} = 9.96 \text{ KN.m}$$

Le moment dû à la charge q_{ser1} de garde-corps :

$$M_{q_{ser1}} = q_{ser1} \times L = 2.00 \times 1.50 = 3.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_{q_{ser}} + M_{q_{ser1}} = 9.96 + 3.00 = 12.96 \text{ KN.m}$$

	Q (KN/m ²)	Q_1 (KN/m ²)	M_{max} (KN. m)	V_{max} (KN)
ELU	12.47	2.70	18.08	21.405
ELS	8.85	2.00	12.96	15.275

Tableau III.7 : les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.

➤ **Le Ferrailage :**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

• **Calcul à l'ELU**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}; \text{ et } \theta = 1 \rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$c=c'=2\text{cm}; d=h-c=15-2=13\text{cm}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{(18.08 \times 10^3)_{N.m}}{1_m \times (130^2)_{mm^2} \times (14.17)_{N/mm^2}} = 0.0775 < \mu_l = 0.392 \quad \text{cas } f_e E 400$$

La section est simplement armée $A_u' = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0775}) = 0.0975$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0975) = 0.961$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{18.08 \times 10^5_{N.cm}}{0.961 \times (13)_{cm} \times (348 \times 10^2)_{N/cm^2}} = 4.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.16 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

M_u (KN.m)	σ_s (MPa)	μ	α	β	A_u (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
14.02	348	0,075	0,0975	0,142	4.16	5.65

Tableau III.8 : Ferrailage du balcon à l'ELU.

- **Calcul à l'ELS**

La contrainte du béton a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12,96 \times 10^3 \text{ N.m}}{1 \text{ m} \times 130^2 \text{ mm}^2 \times 201,63 \text{ N/mm}^2} = 0,0038 \quad \rightarrow K = 0,029 \quad ; \beta_1 = 0,900$$

$\sigma_{bc} = K \times \bar{\sigma}_{st} = 0,029 \times 201,63 = 5,85 \text{ MPA} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ les armatures comprimée ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$A_{s.ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12,96 \cdot 10^5 \text{ N.cm}}{0,900 \times 13 \text{ cm} \times (201,63 \times 10^2) \text{ N/cm}^2} = 5,50 \text{ cm}^2$$

- **Vérification**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} < A_u = 5,65 \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Donc on adopte finalement**

$$A_s = \text{Max}(A_{S,u}; A_{S,ser}; A_s^{\min}) = \text{Max}(4,16; 5,50; 1,56) = 5,50 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est : 5HA12 = 5,65 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition, nous avons :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 ;$$

On choisit 5HA8 = 2,51, avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPA}) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 \times 25 / 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$$

$$V_u = q_u \cdot L + q_{ul} = (5,35 \times 1,50) + 2,70 = 21,40 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{21,40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,165 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification au séisme :

D'après le [RPA99]/version 2003 articles (6.2.3) ces éléments doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : Coefficient d'accélération donnée par le tableau (4.1) pour la zone et le groupe

$$A = 0,15$$

C_p : Facteur de force horizontal donné par le tableau (6.1) pour l'élément consol

$$C_p = 0,8$$

W_p : Poids de l'élément considéré

$$W_p = 0,535 \text{t/ml}$$

D'où

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 0,535 = 0,26 \text{ t/ml} = 2,60 \text{KN/ml}$$

$$M_{fp} = F_p \cdot L = 1,50 \times 2,6 = 3,90 \text{KN.m}$$

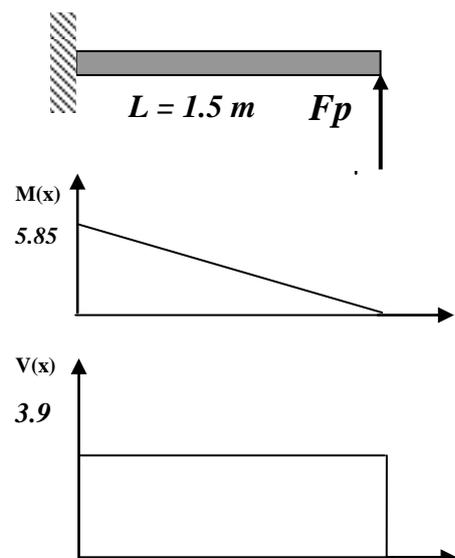
$$V = F_p = 2,60 \text{ KN}$$

$$M_{umax} = 1,5 \times M_{fp} = 1,5 \times 3,9 = 0,585 \text{ t.m} = 5,85 \text{KN.m}$$

$$M_{ser} = M_{fp} = 0,39 \text{ t.m} = 3,9 \text{KN.m}$$

Le calcul du ferrailage en flexion simple nous donne :

- ELU: Flexion simple



D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.85 \times 10^3}{1 \times 130 \times 130 \times 14.17} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.030)$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.85 \times 10^5 \text{ N.cm}}{0.987 \times (13)_{\text{cm}} \times (348 \times 10^2)_{\text{N/cm}^2}} = 1,31 \text{ cm}^2$$

M_u (KN.m)	μ	α	B	σ_s (MPa)	$A_{s,u}$ (cm ²)
5.85	0,024	0,030	0,987	348	1,31

Tableau III.9: Ferrailage du balcon à l'ELU.

- **ELS: flexion simple**

La contrainte du béton à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3.9 \times 10^3 \text{ N.m}}{1_{\text{m}} \times 130^2_{\text{mm}^2} \times 201.63_{\text{N/mm}^2}} = 0.0012 \quad \rightarrow K = 0.015 \quad ; \beta_1 = 0.940$$

$\sigma_{bc} = K \times \bar{\sigma}_{st} = 0.029 \times 201.63 = 5.85 \text{ MPA} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$A_{s.ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{3,9 \cdot 10^5 \text{ N.cm}}{0.940 \times 13_{\text{cm}} \times (201.63 \times 10^2)_{\text{N/cm}^2}} = 1.58 \text{ cm}^2$$

- **Vérification**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Il faut vérifier que :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte finalement $A_s = \max(A_{s,u}; A_{s.ser}; A_s^{\min}) = 1,58 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est : **5HA12** = $5,65\text{cm}^2$,

Pour les armatures de répartition, nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,58}{4} = 0,40\text{cm}^2 ; \text{ on choisit } \mathbf{5HA8} = 2,51, \text{ avec un espacement } S_r = \mathbf{20\text{ cm}}.$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$V_u = 1,50V = 1,50 \times 2,6 = 3,90\text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{3,9 \times 10^{-3}}{0,13 \times 1,00} = 0,030\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

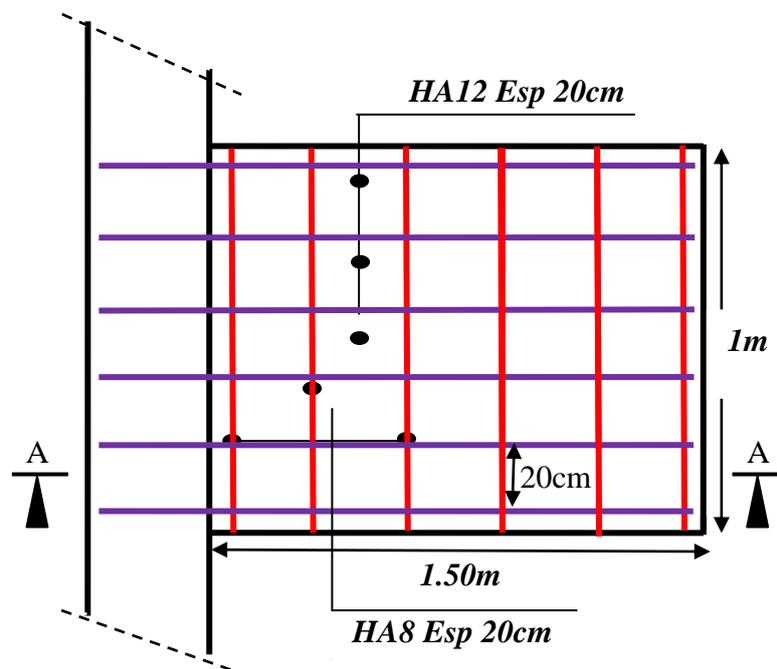


Figure III-13: Vue en plan de ferrailage du balcon

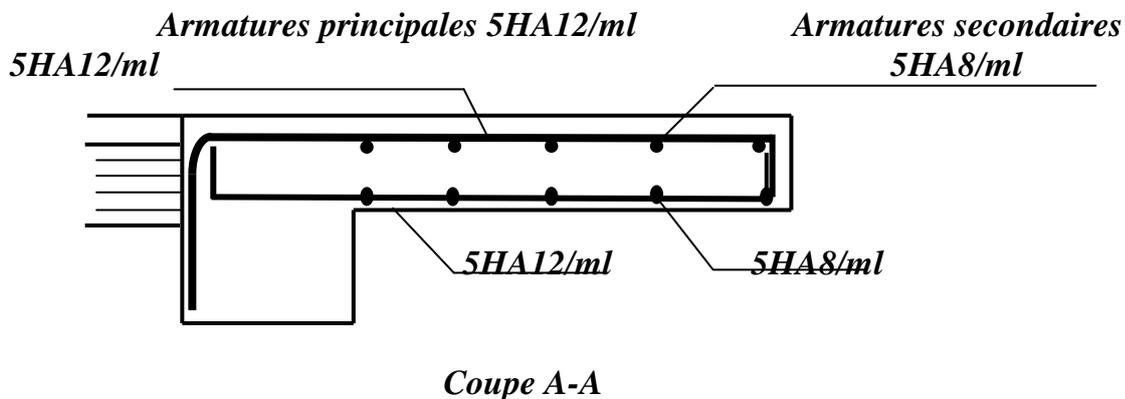


Figure III-14: Schéma de ferrailage du balcon.

III-6-L'ascenseur :

Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très 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 mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

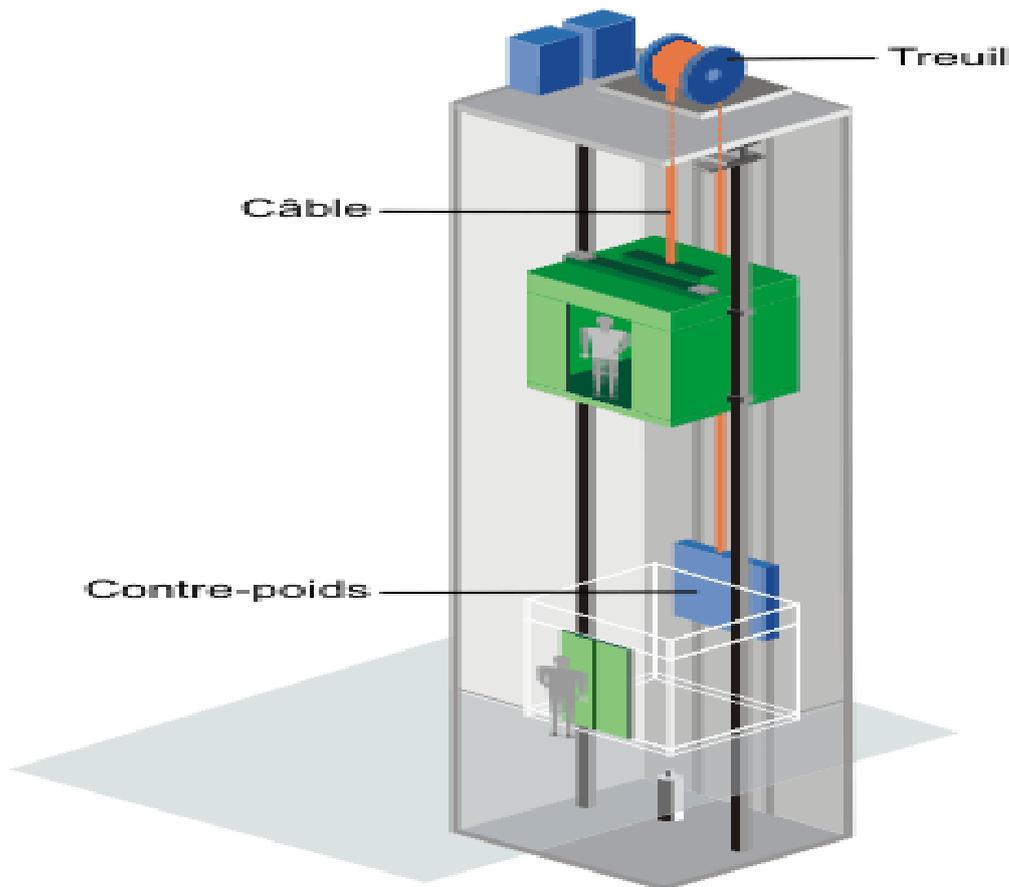


Figure III-15 : Schéma d'un ascenseur mécanique

➤ *Etude de l'ascenseur :*

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- *le treuil de levage et sa poulie.*
- *la cabine ou la benne.*
- *le contre poids.*

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- **P_m** « poids mort » : *le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.*
- **Q** : *la charge en cabine.*
- **P_p** : *le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + Q/2$*

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,95 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)(1)

- Largeur : 1,8 m
- profondeur : 1,3 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 0,9m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 19,2 m

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 25\text{cm}$

-Le poids mort total est : $P_m = 2342,5 \text{ Kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + Q/2 = 2342,5 + 346,25 = 2688,75 \text{ Kg}$

✓ calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité C_s est de 10 et le rapport ; (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble)est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons.

Prenons $n = 45$ et $D = 550\text{mm}$ $\implies d = 12,22\text{mm}$

On a : $C_r = C_s.M.....(1)$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble.

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$M=Q +P_m+M_g..... (2)$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q+P_m)$ ($M_g < Q+P_m$) $\longrightarrow M = Q+P$

Donc $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q+P) = 12 \times (675+2342,5) = 36210\text{kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 »

$$\longrightarrow C_r = 42600 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec m : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câbles

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m=3$ on a : $C_r (1 \text{cable}) = 8152 \text{kg}$

$n = 1,74$ Soit $n = 2$ câbles. Le nombre des câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

✓ **Le poids des câbles (Mg)**

$$M_g = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m=0,512 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = $19,2 \text{ m}$

n : nombre des câbles = 2 .

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 19,2 = 19,66 \text{ kg}$$

$$(2) \longrightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2342,5 + 19,66 = 3037,16 \text{ kg}$$

✓ **Vérification de C_r :**

$$C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \longrightarrow C_s = C_r / M = 13,68 > 12 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul de la charge permanente total G**

$$G = P_m + P_p + P_{treilli} + M_g \text{ Le poids de (treuil + le moteur) : } P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$$

$$\text{- La charge permanente totale : } G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 69,43 = 6291,93 \text{ kg}$$

$$\text{- la surcharge : } Q = 675 \text{ kg}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9506,61 \text{ kg}$$

➤ **Vérification de la dalle de machine au poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime : $q_u = 9506,61 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le de cette charge q_u .

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui.

Selon le **BAEL 91 révisée 99** la condition de non poinçonnement a vérifiée est :

$$q_0 = 2376,65 \text{ Kg}$$

$$q_0 = 0,045 \mu_c \times h_0 \times$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'ELU.

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$ (voire figure suivant) :

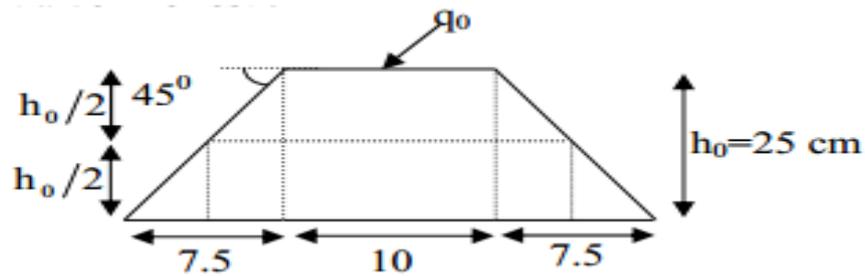


Figure III-16 : Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine

$$\mu_2 = 2(U+V) ; h = 25 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu_2 = 2 \times (35 + 35) = 140 \text{ cm}$$

$$0,045 \times 140 \times 25 \times = 26520 \text{ Kg} > q_0 = 2364,75 \text{ Kg}$$

➡ **Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.**

IV - ÉTUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE :

Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV - 1-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismique, ce calcul peut être mené parles trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.*
- la méthode d'analyse modale spectrale.*
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.*

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

*Dans notre cas, D'après le **RPA99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **II-A- groupe d'usage 2**.*

*Nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant logiciels de calcule des structures **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010**.*

IV - 2-Méthode d'analyse modale spectrale :

IV- 2 - 1-Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV- 2 - 2-Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué

IV- 2 - 3-Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99/version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[(1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

IV- 2 - 4-Classification de site :

Selon le **RPA99/version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol ferme (Catégorie S2).

IV- 2 - 5-Détermination des paramètres du spectre de réponse:✓ **Coefficient d'accélération A :**

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya Constantine : RPA99/version2003)

alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15**

(tableau 4.1 de RPA99/version2003)

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'RPA99/version2003) avec :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

• **Périodes caractéristiques T_1 ; T_2 :**

Pour notre site type : S2 $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,40 \text{ s}$ (tab 4.7)

• **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,882 \quad ; \text{ avec : } \xi = 7\%$$

Ou $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0,882$). (tab 4.2)

• **Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de RPA99/version2003.

$$\left. \begin{aligned}
 T &= C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots (f 4.6) \\
 T &= 0,09 \times h_N / \sqrt{L} \dots\dots\dots (f 4.7)
 \end{aligned} \right\} T = \text{Min}(C_T \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{L})$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : $h_N = 20,22 \text{ m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le RPA99/version2003 (tableau 4.6).

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

L : étant de dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'ou :

$$\begin{aligned}
 T &= 0,09 \times h_N / \sqrt{L_x} \quad \text{avec : } L_x = 31,30 \text{ m} \implies T_x = 0,325 \text{ sec} \\
 T &= 0,09 \times h_N / \sqrt{L_y} \quad \text{avec : } L_y = 10,10 \text{ m} \implies T_y = 0,572 \text{ sec}
 \end{aligned}$$

On a : $0 \text{ sec} \leq T_x = 0,325 \text{ sec} \leq T_2 = 0,40 \text{ sec}$

On a : $T = C_N \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (20,22)^{3/4} = 0,476 \text{ sec}$

En prend : $T = 0,325 \text{ sec}$

Donc : $D = 2,5\eta = 2,5 \times 0,882 = 2,205$

✓ **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS : $G + Q$ ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC : $G + Q \pm E$

ACC : $0,8 \times G \pm E$

✓ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de RPA99/ version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans **l'article 3.4 du RPA99/version2003**. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

✓ **Facteur de qualité Q :**

▪ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le **RPA99/version2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est **< 1,5**.

• **sens longitudinal : (7 travée) :**

$$L_{max}/L_{min} = 5,20/3,40 = 1,53 > 1,5$$

• **sens transversal : (3 travée) :**

$$L_{max}/L_{min} = 4,85/1,75 = 2,77 > 1,5$$

Critère non observé $p_q = 0,05$

▪ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins **(4)files de portiques** ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

• **sens longitudinal : (7 files) :**

$$L_{max}/L_{min} = 5,20/3,40 = 1,53 > 1,5$$

• **sens transversal : (3 files) :**

$$L_{max}/L_{min} = 4,85/1,75 = 2,77 > 1,5$$

Critère non observé $p_q = 0,05$

• **Régularité en plan :**

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesuré perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Niveau	$W_{\text{étage}} (kg)$	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentricité Calculer		Excentricité Théorique max	
		$X_G(m)$	$Y_G(m)$	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y	e_x	e_y
RDC	165880,9	15,68	5,21	15,70	7,59	0,02	2,38	4,69	1,515
1 ^{ère} Etage	239190,67	15,67	5,08	15,71	7,60	0,04	2,44	4,69	1,515
2 ^{ème} Etage	227255,41	15,66	5,23	16,09	7,61	0,43	2,33	4,69	1,515
3 ^{ème} Etage	223053,12	15,66	5,24	16,09	7,61	0,43	2,31	4,69	1,515
4 ^{ème} Etage	219851,37	15,66	5,26	16,09	7,61	0,43	2,31	4,69	1,515
5 ^{ème} Etage	219331,09	15,66	5,25	16,09	7,61	0,43	2,31	4,69	1,515
terrasse	216776,69	15,67	5,38	15,70	7,61	0,03	2,17	4,69	1,515

Tableau IV- 1:Caractéristiques massiques et géométriques du bâtiment

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représentée dans le tableau précédent l'excentricité dans quelques des étage dépassé $0,15 \times L_i$ dans une direction de excentricité Donc : \longrightarrow **Condition non vérifiée.**

- La structure a une force compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $31,10/10,10 = 3,08 < 4 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 % :

$(l_x)/L_x = (5,20)/31,3 = 16,54\% < 25\% \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$(l_y)/L_y = (4,85)/10,10 = 48,02\% > 25\% \longrightarrow$ **Condition non vérifiée.**

$L_x/L_y = 31,3/10,10 = 3,10 \leq 4 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

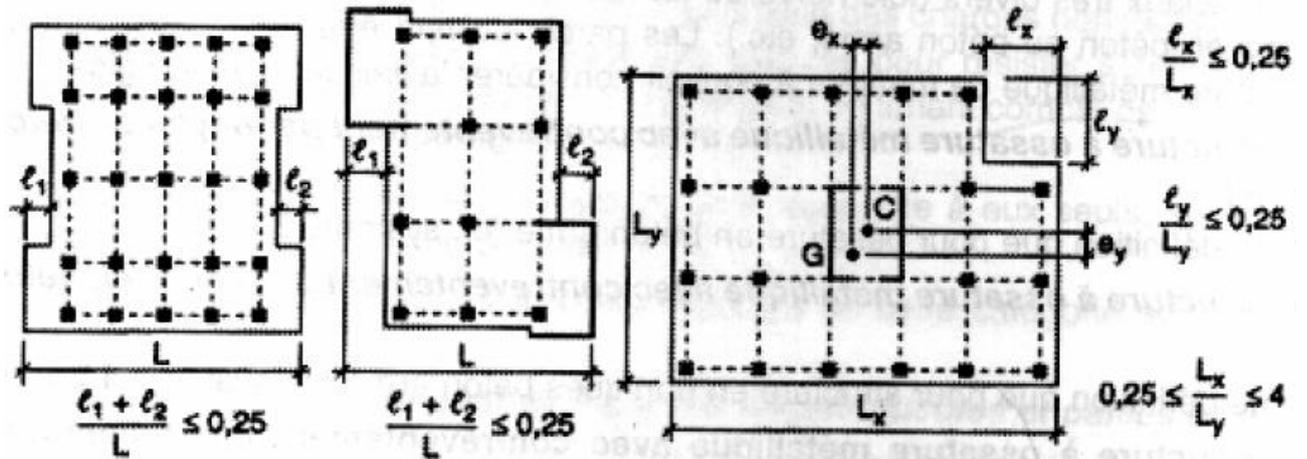


Figure IV - 1: Limites des décrochements en plan

- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier. ———> **Condition vérifiée.**

Donc le critère est non observé $Pq = 0,05$

• **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.

- La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment. ———> **Condition vérifiée.**
- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%. ———> **Condition vérifiée.**

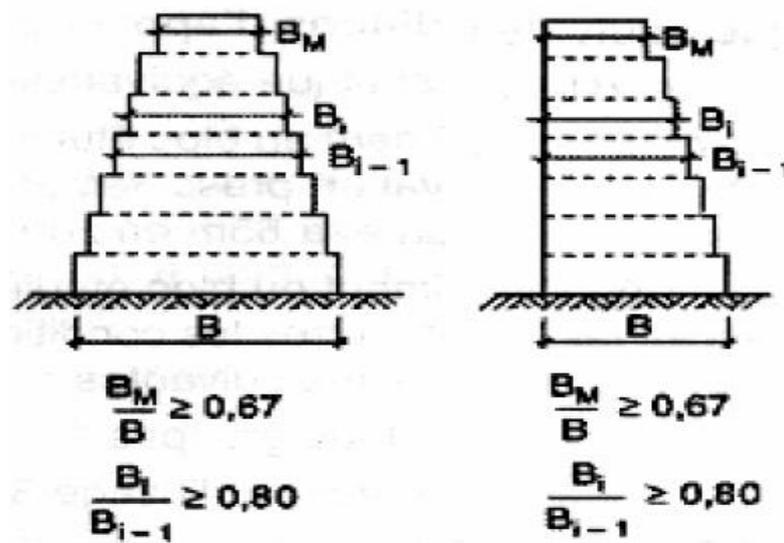


Figure IV - 2: : 1^{ère} Limite des décrochements en élévation

- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'exécède pas 1,5fois sa plus petite dimension. ———> Condition vérifiée.

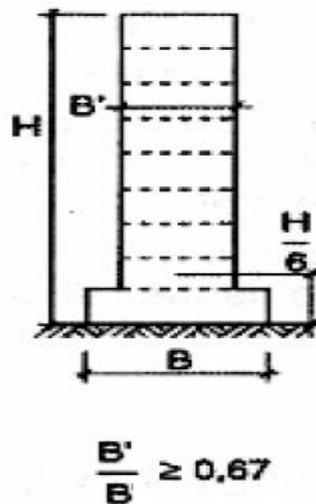


Figure IV - 3: 2^{ème} Limite des décrochements en élévation

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation : $Pq = 0,00$

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés

Donc : $Pq = 0,05$

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé : $Pq = 0,00$

critère q	Pq	
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
redondance en plan	0,05	0,05
régularité en plan	0,05	0,05
régularité en élévation	0,00	0,00
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
la somme	0,20	0,20

Tableau IV - 2: Pénalité en fonction de critère de qualité

- $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$ (Tableau 4.3 de RPA 99/version2003 (page 41))

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 = 1,20$$

IV- 2 - 6-Nombre de mode à considérer :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

IV- 2 - 7-Modélisation :

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'**RPA 99/version2003** (Art 4.3.2.b), on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

✓ **Les dispositions des voiles :** Les différentes variantes sont les suivantes :

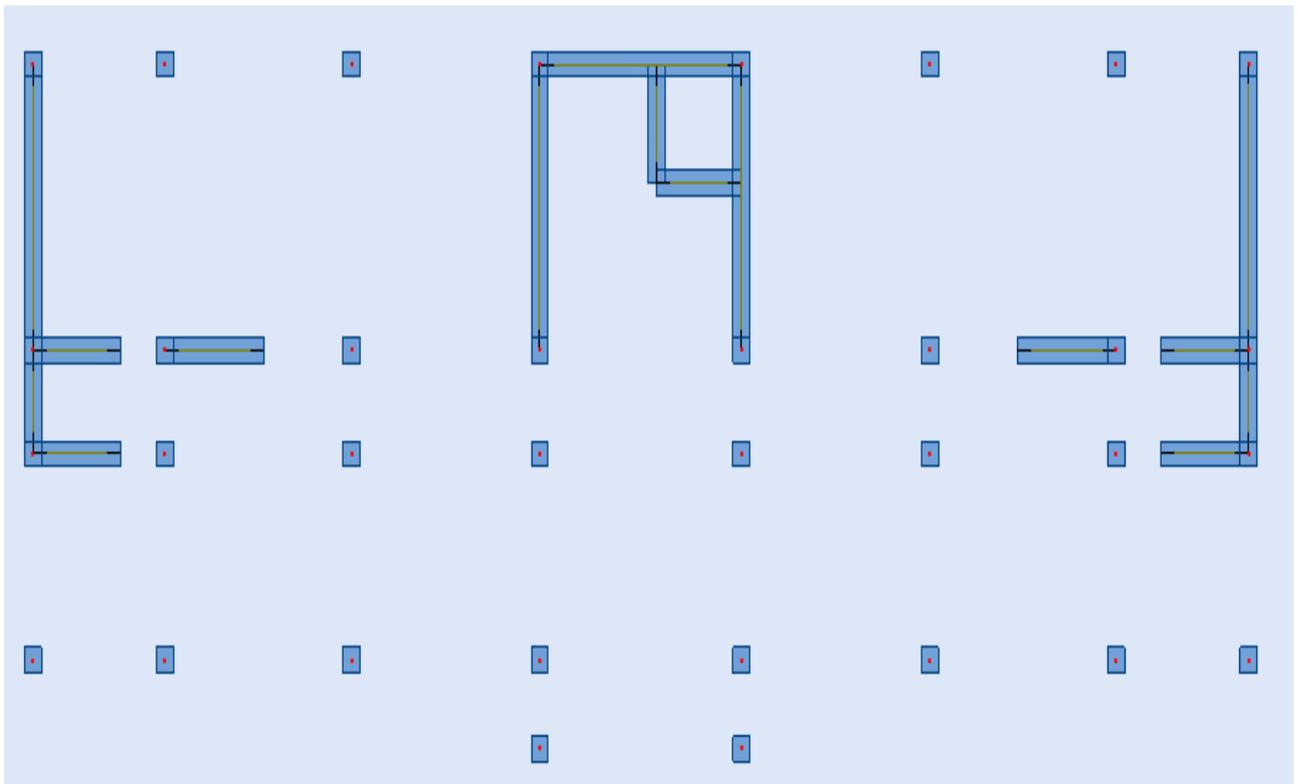


Figure IV - 4: La disposition des murs voiles et poteaux

$$T=0,38 \text{ sec}$$

$$W=1511,26 \text{ tonnes}$$

Période fondamentale de la structure = 0,325sec

Selon le **RPA99/version2003** (Art 4.2.4.b) :

la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser 30% de -celle estimée à partir des formules empiriques.

$$\bullet T=0,325 \times 1,3 = 0,423 \text{ sec}$$

Donc cette variante précédente est la variante qui permet d'avoir une faible période et plus d'économie.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Masses Modale UZ (%)
1	2,63	0,38	66,61	0,00	0,00	66,61	0,00	0,00
2	3,07	0,33	66,61	63,06	0,04	0,00	63,06	0,04
3	3,90	0,26	66,84	63,08	0,04	0,24	0,02	0,00
4	8,81	0,11	81,96	63,10	0,04	15,12	0,03	0,00
5	10,60	0,09	81,98	73,30	6,27	0,02	10,19	6,23
6	10,87	0,09	81,98	73,60	7,89	0,00	0,30	1,62
7	10,99	0,09	81,98	73,61	7,95	0,00	0,01	0,06
8	11,00	0,09	81,98	73,70	32,16	0,00	0,09	24,21
9	11,06	0,09	82,03	73,75	32,47	0,05	0,05	0,31
10	11,16	0,09	82,04	75,27	38,66	0,00	1,51	6,20
11	11,45	0,09	82,04	80,88	41,92	0,00	5,62	3,26
12	12,39	0,08	82,05	80,88	41,92	0,01	0,00	0,00
13	12,45	0,08	82,05	80,89	43,16	0,00	0,00	1,24
14	12,81	0,08	82,05	80,89	43,18	0,00	0,00	0,02
15	13,03	0,08	82,05	80,90	43,54	0,00	0,01	0,36
16	13,45	0,07	82,10	80,91	43,57	0,05	0,01	0,03

Tableau IV - 3: Périodes et facteurs de participation modale de la variance. (Résultats Robot 2010)

✓ Poids total de la structure :

Selon le RPA99/version2003(Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le tableau 4.5 de RPA99/version 2003.

W : poids total de la structure.

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

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5** du **RPA99/version2003**.

Pour notre type du bâtiment(bâtiment d'habitation) : $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010**.

$$\sum W_i = 15112,6 \text{ KN}$$

✓ **Application de la méthode d'analyse modale spectrale:**

Selon l'**RPA99/version2003**(Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[(1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \right] \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

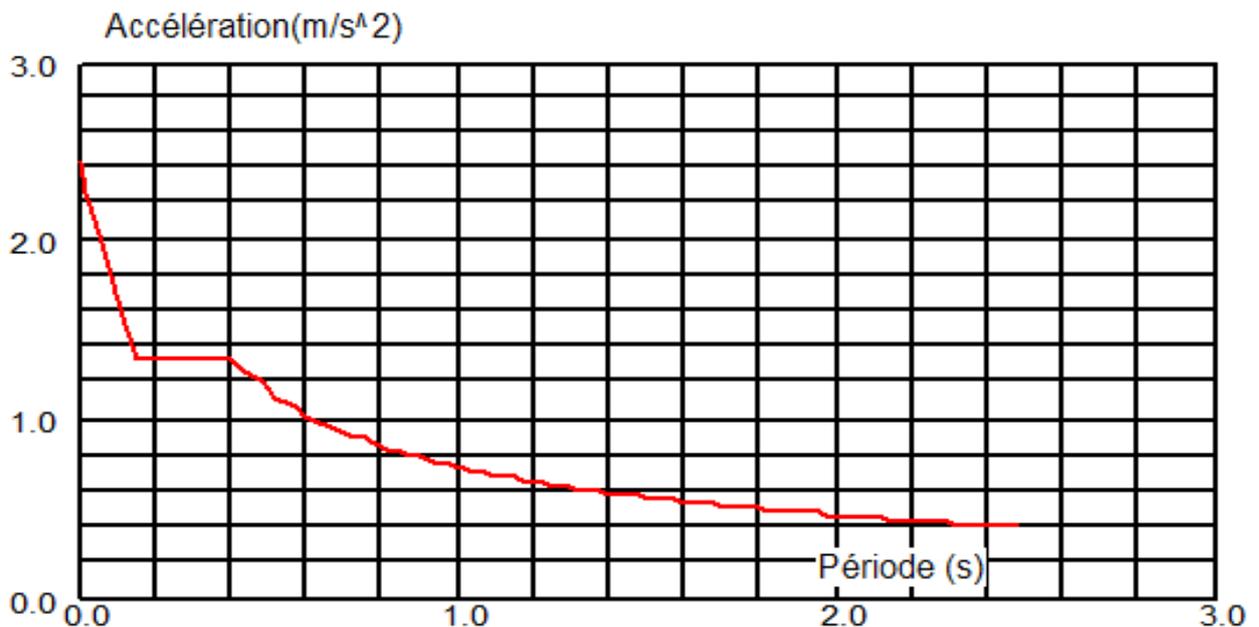


Figure IV - 5 : Spectre de réponse

✓ *Nombre des modes considérées :*

Selon l'RPA99/version2003 (Art 4.3.4) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

*-Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de **trois (3)** dans chaque direction considérée.*

Dans notre structure :

- *La masse modale longitudinale est : **29698,48KN***
- *La masse modale transversale est : **29698,48KN***
- *La masse totale de la structure est : **15112,60KN***

Sens longitudinal:

$90\%(15112,60) = 13601,34KN < \text{la masse modale} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sens transversal:

$90\%(15112,60) = 13601,34KN < \text{la masse modale} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sens longitudinal:

$105\%(15112,60) = 15867,66 KN < \text{la masse modale} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Sens transversal:

$105\%(15112,60) = 15867,66 KN < \text{la masse modale} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:

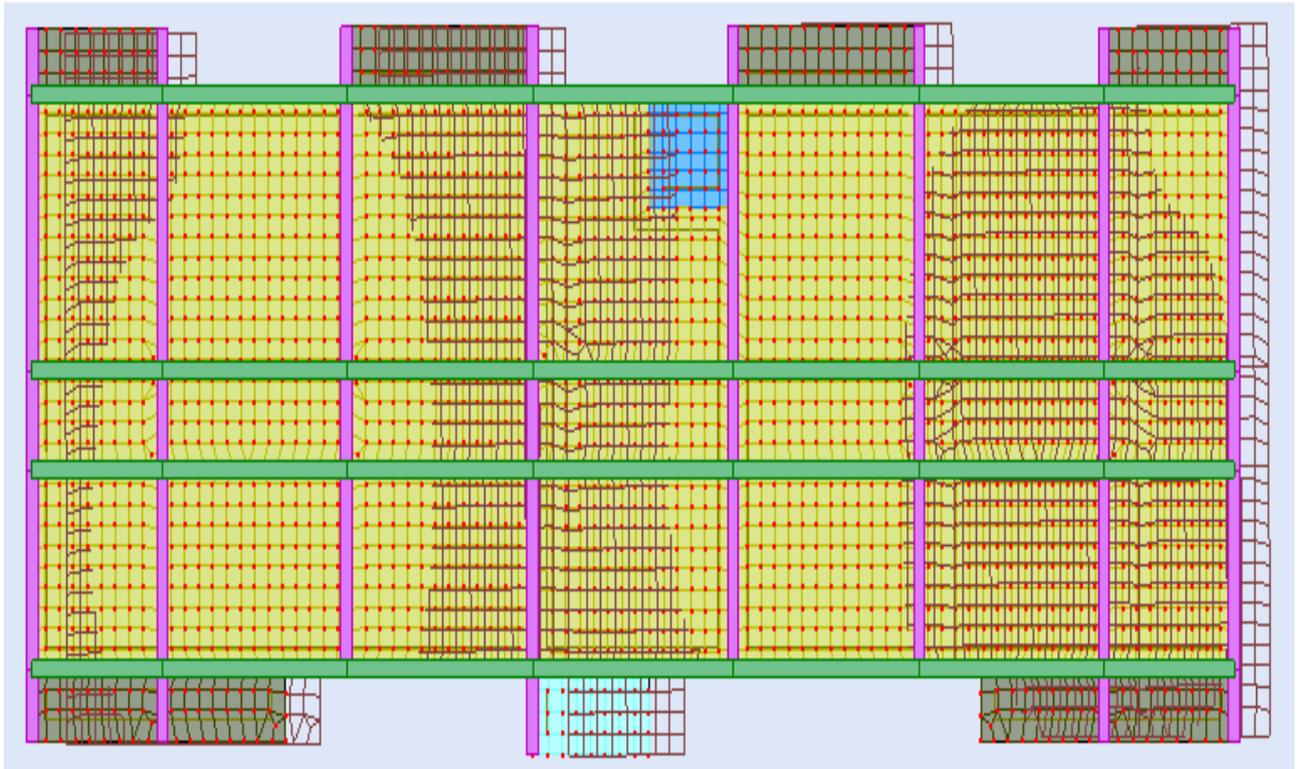


Figure IV - 6: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
niveaux terrasse X-Y (résultats de **Robot 2010**)

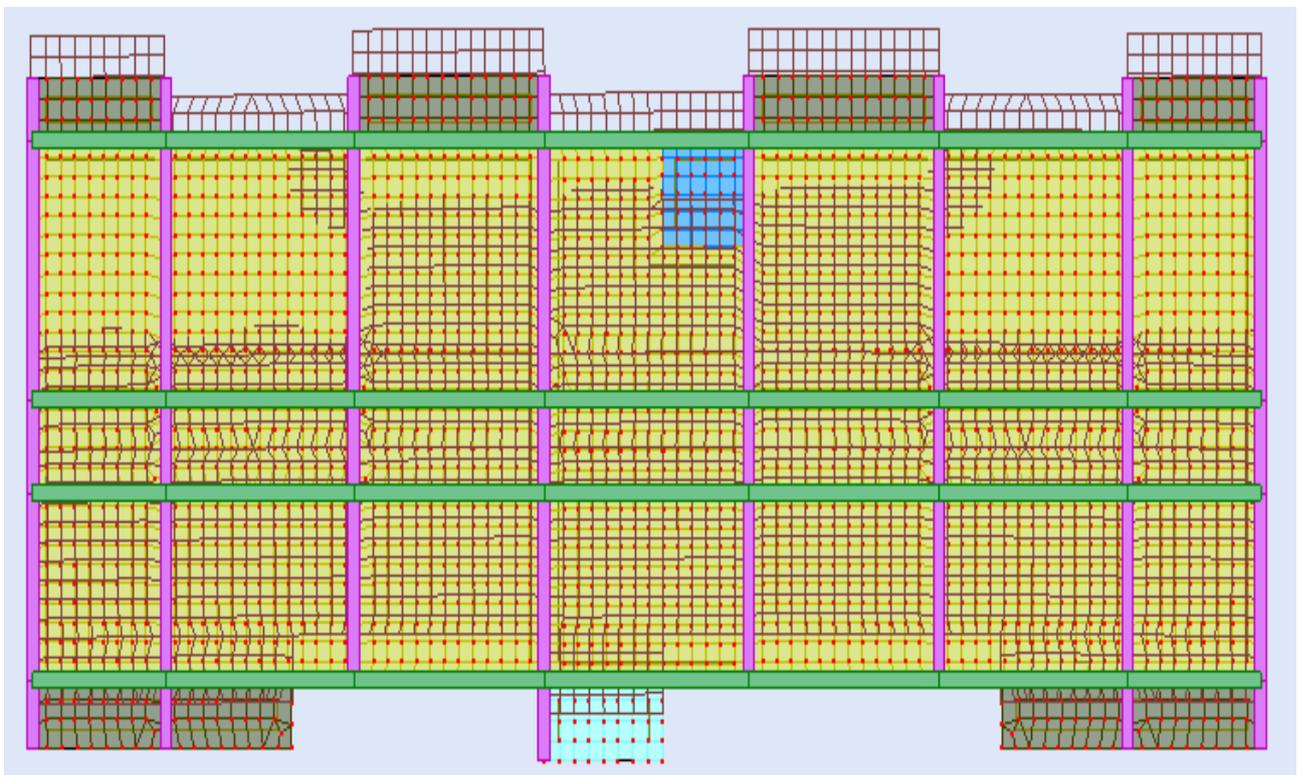


Figure IV - 7: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de **Robot 2010**)

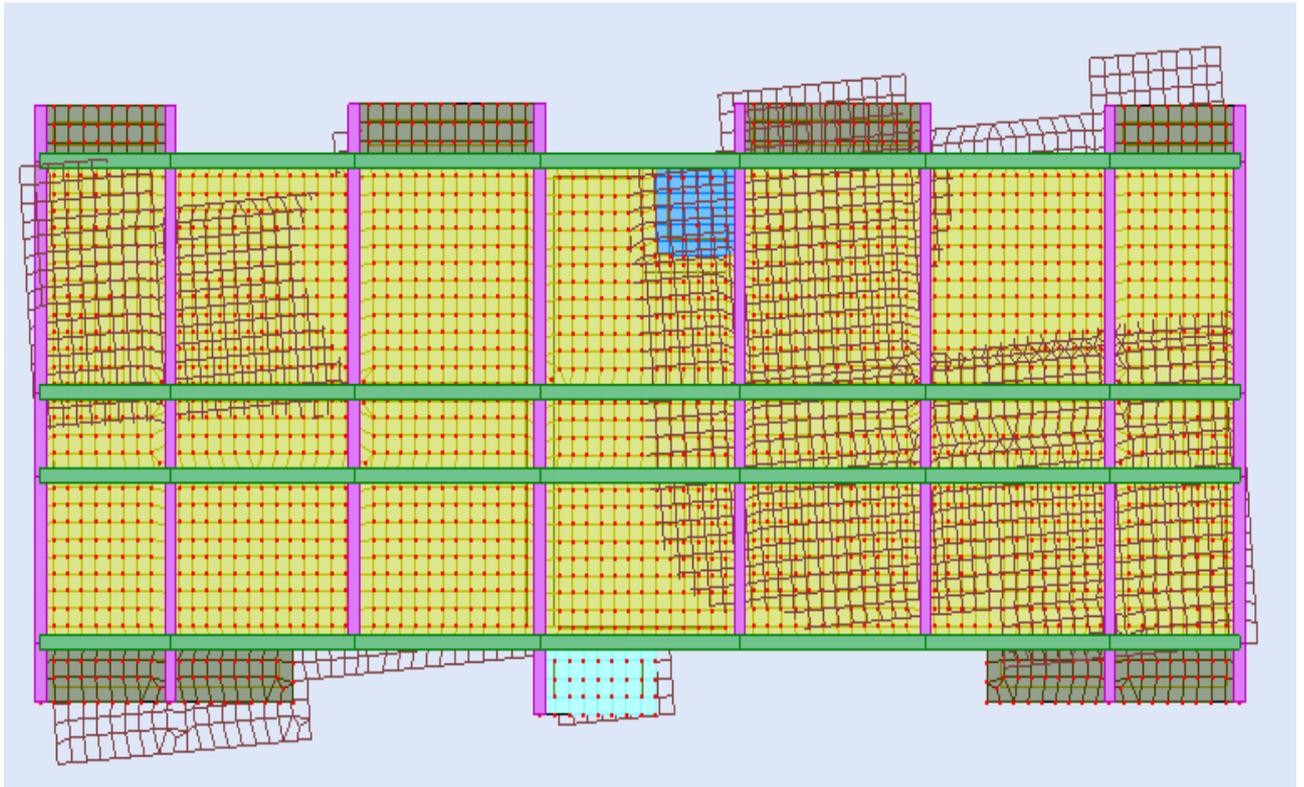


Figure IV - 8: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de **Robot 2010**)

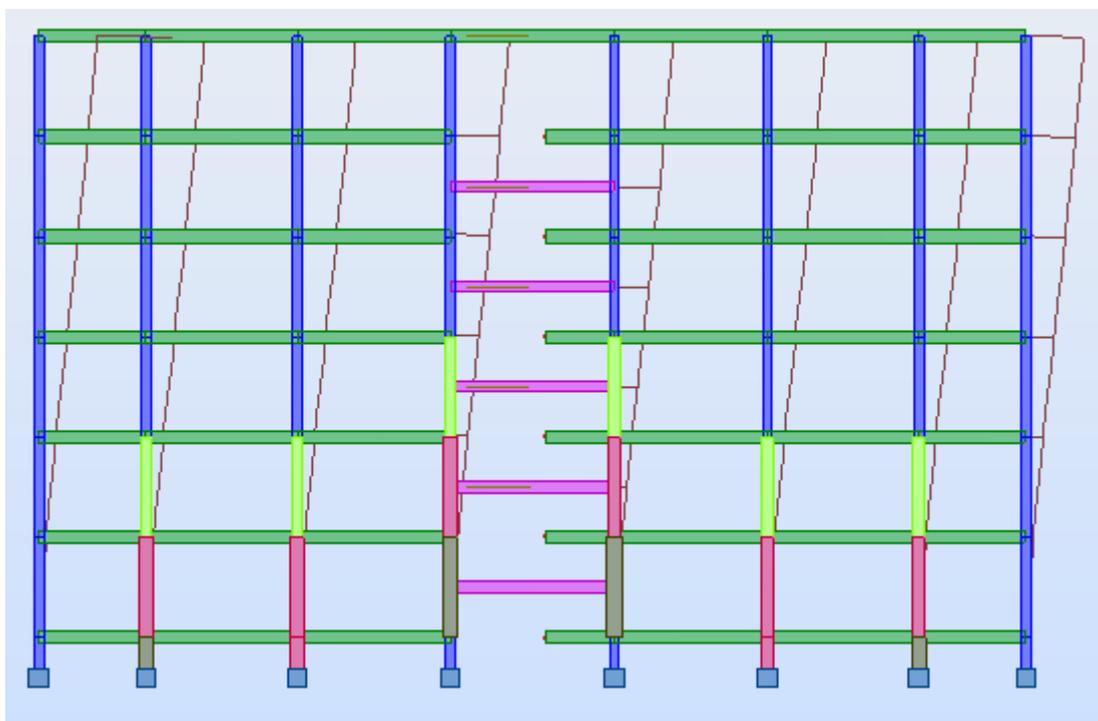


Figure IV - 9: 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
vue : X-Z (résultats de **Robot 2010**)

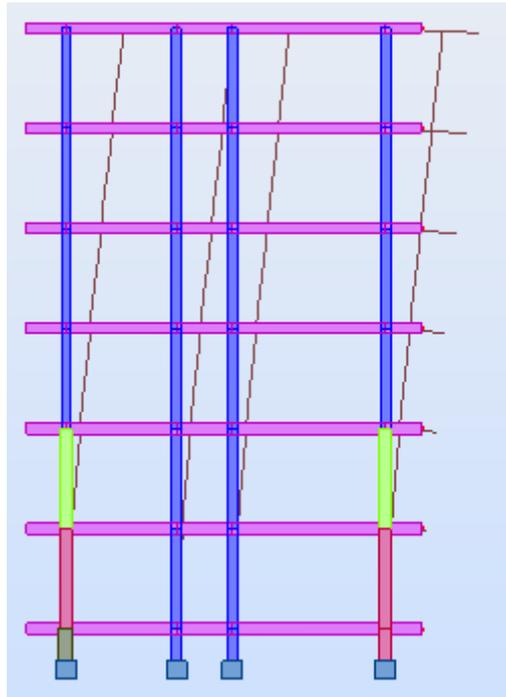


Figure IV - 10: 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
vue : Y-Z (résultats de **Robot 2010**)

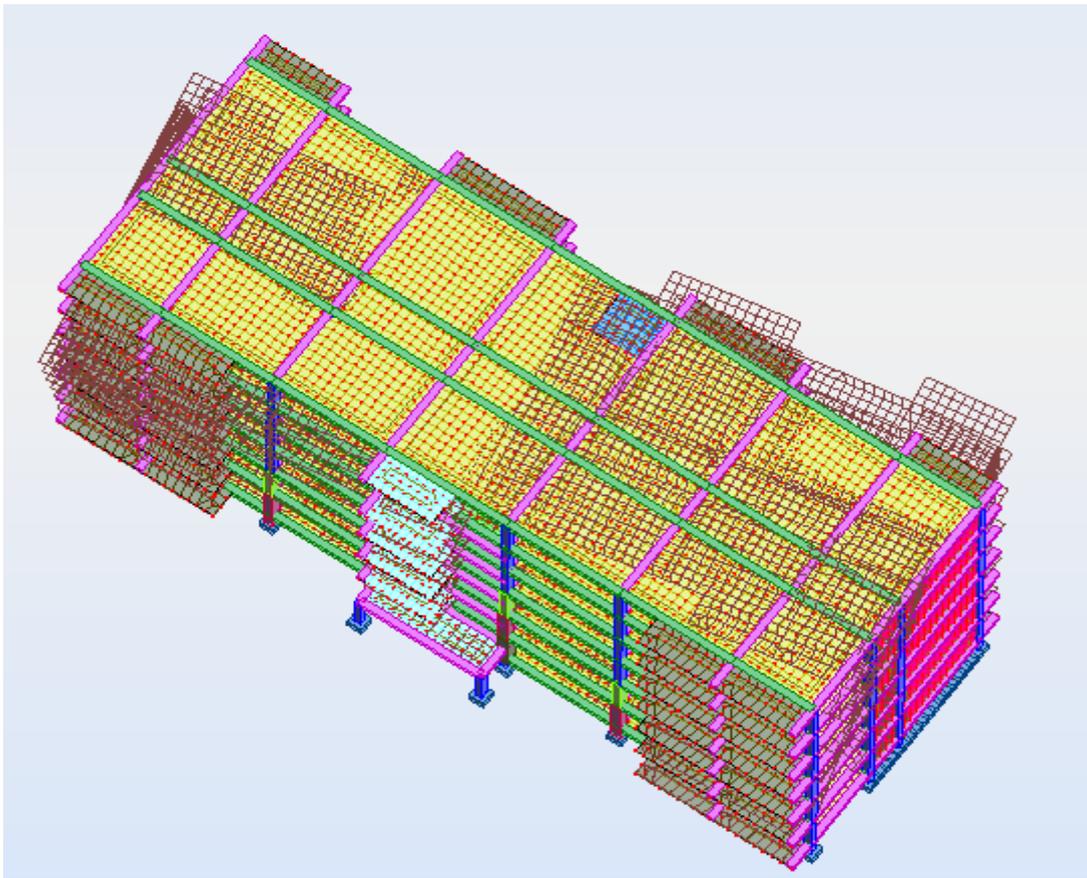


Figure IV - 11: 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
vue : 3D (résultats de **robot 2010**)

✓ *Calcul de la force sismique statique :*

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

$$V_{x \text{ statique}} = V_{y \text{ statique}} = \frac{0,15 \times 2,05 \times 1,20}{5} \times 15112,60 = 1115,31 \text{ KN}$$

✓ *Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :*

Selon **RPA99/version2003 (Art 4.3.6)** :

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

• *Les réactions à la base :*

	$\sum F_x$ (KN)	$\sum F_y$ (KN)
E_x	2043,20	30,11
E_y	30,08	1981,12

Tableau IV - 4 : Les réactions à la base

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2043,42 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 1981,35 \text{ KN}$$

	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	V_{statique} (KN)	$0,8 \times V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
E_x	2043,42	1115,31	Condition vérifiée
E_y	1981,35	1115,31	Condition vérifiée

Tableau IV - 5: Vérification de la résultante des forces sismiques

✓ *Vérification de déplacement :*• *Justification vis-à-vis des déformations :*

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010 on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

	Max UX [cm]	Noed	Max UY [cm]	Noed	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Min UX [cm]	Noed	Min UY [cm]	Noed
Cas 01	Ex									
RDC	0,0	74	0,0	495	0,0	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 1	0,1	32	0,0	556	0,1	0,0	0,0	1236	0,0	3587
Etage 2	0,2	231	0,0	211	0,1	0,0	0,1	1064 5	0,0	1471
Etage 3	0,2	13176	0,0	281	0,1	0,0	0,1	5741	0,0	6125
Etage 4	0,3	366	0,0	327	0,1	0,0	0,2	6173	0,0	2859
Etage 5	0,4	13564	0,0	162	0,1	0,0	0,3	3038	0,0	3215
Cas 02	Ey									
RDC	0,0	13718	0,0	80	0,0	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 1	0,0	183	0,0	601	0,0	0,0	0,0	81	0,0	1212
Etage 2	0,0	14578	0,1	701	0,0	0,1	0,0	4110	0,0	5385
Etage 3	0,0	14666	0,2	801	0,0	0,1	0,0	9391	0,1	6309
Etage 4	0,0	14720	0,2	901	0,0	0,1	0,0	2826	0,1	7232
Etage 5	0,0	14775	0,3	367	0,0	0,1	0,0	307	0,2	8005
Cas 03	G+Q+Ex									
RDC	0,0	74	0,0	475	0,0	0,0	0,0	1	-0,0	3824
Etage 1	0,1	88	0,0	566	0,1	0,0	0,0	1236	-0,0	507
Etage 2	0,2	236	0,0	656	0,1	0,0	0,1	6	-0,0	616
Etage 3	0,3	365	0,0	10248	0,1	0,0	0,1	204	-0,0	716
Etage 4	0,4	366	-0,0	10408	0,1	0,1	0,2	2707	-0,1	816
Etage 5	0,4	344	-0,0	12248	0,1	0,1	0,3	3038	-0,1	916
Cas 04	G+Q-Ex									
RDC	0,0	1	0,0	493	0,0	0,0	-0,0	1366	-0,0	71

								2		
<i>Etage 1</i>	-0,0	1249	0,0	566	0,1	0,0	-0,1	1377 4	-0,0	515
<i>Etage 2</i>	-0,1	62	-0,0	665	0,1	0,0	-0,2	2314 0	-0,0	616
<i>Etage 3</i>	-0,1	5735	-0,0	696	0,1	0,0	-0,2	1316 6	-0,1	716
<i>Etage 4</i>	-0,2	6168	-0,0	801	0,1	0,1	-0,3	1332 2	-0,1	320
<i>Etage 5</i>	-0,3	6947	-0,1	3008	0,1	0,1	-0,4	342	-0,1	2966 0
Cas 05	G+Q+Ey									
<i>RDC</i>	0,0	13718	0,0	475	0,0	0,0	-0,0	1233	-0,0	3824
<i>Etage 1</i>	0,0	5513	0,0	565	0,0	0,1	-0,0	5373	-0,0	516
<i>Etage 2</i>	0,0	14457	0,1	665	0,0	0,1	-0,0	6297	0,0	617
<i>Etage 3</i>	0,0	14647	0,1	765	0,0	0,1	-0,0	7221	0,1	718
<i>Etage 4</i>	0,0	14702	0,2	865	0,0	0,1	-0,0	7995	0,1	818
<i>Etage 5</i>	0,0	14757	0,2	965	0,1	0,1	-0,0	8834	0,2	918
Cas 06	G+Q-Ey									
<i>RDC</i>	0,0	3584	0,0	476	0,0	0,0	-0,0	1366 3	-0,0	71
<i>Etage 1</i>	0,0	5513	0,0	495	0,0	0,1	-0,0	5373	-0,0	595
<i>Etage 2</i>	0,0	597	-0,0	5300	0,0	0,1	-0,0	6297	-0,1	695
<i>Etage 3</i>	0,0	697	-0,1	6304	0,0	0,1	-0,0	7221	-0,2	795
<i>Etage 4</i>	0,0	797	-0,2	7228	0,0	0,1	-0,0	7995	-0,3	895
<i>Etage 5</i>	0,0	897	-0,3	8000	0,0	0,1	-0,0	1347 3	-0,4	947
Cas 07	G+Q+1,2Ex									
<i>RDC</i>	0,0	74	0,0	475	0,0	0,0	0,0	1	-0,0	3824
<i>Etage 1</i>	0,1	88	0,0	566	0,1	0,0	0,0	1236	-0,0	507
<i>Etage 2</i>	0,2	236	0,0	656	0,1	0,0	0,1	6	-0,0	616
<i>Etage 3</i>	0,3	365	0,0	10248	0,1	0,1	0,2	205	-0,0	716
<i>Etage 4</i>	0,4	366	-0,0	10408	0,1	0,1	0,3	2707	-0,1	816
<i>Etage 5</i>	0,5	344	-0,0	12248	0,2	0,1	0,4	3038	-0,1	916
Cas 08	G+Q-1,2Ex									
<i>RDC</i>	0,0	1	0,0	493	0,0	0,0	-0,0	1366 2	-0,0	71
<i>Etage 1</i>	-0,0	1249	0,0	566	0,1	0,0	-0,1	1377 4	-0,0	515
<i>Etage 2</i>	-0,1	62	-0,0	665	0,1	0,0	-0,2	1301 0	-0,0	616
<i>Etage 3</i>	-0,2	5736	-0,0	696	0,1	0,1	-0,3	1316 6	-0,1	716

<i>Etage 4</i>	-0,3	6172	-0,0	801	0,1	0,1	-0,4	1332 2	-0,1	320
<i>Etage 5</i>	-0,4	6947	-0,1	3008	0,1	0,1	-0,5	342	-0,1	2966 0
<i>Cas 09</i>	<i>G+Q+1,2Ey</i>									
<i>RDC</i>	0,0	13718	0,0	475	0,0	0,0	-0,0	1233	-0,0	3825
<i>Etage 1</i>	0,0	5513	0,1	565	0,0	0,1	-0,0	5373	-0,0	516
<i>Etage 2</i>	0,0	14559	0,1	665	0,0	0,1	-0,0	6297	0,0	618
<i>Etage 3</i>	0,0	14647	0,2	765	0,0	0,1	-0,0	7221	0,1	718
<i>Etage 4</i>	0,0	14702	0,2	865	0,0	0,1	-0,0	7995	0,1	4352
<i>Etage 5</i>	0,1	14757	0,3	965	0,1	0,1	-0,0	8834	0,2	4470
<i>Cas 10</i>	<i>G+Q-1,2Ey</i>									
<i>RDC</i>	0,0	3584	0,0	476	0,0	0,0	-0,0	1366 3	-0,0	71
<i>Etage 1</i>	0,0	5513	0,0	495	0,0	0,1	-0,0	5373	-0,1	595
<i>Etage 2</i>	0,0	597	-0,0	5300	0,0	0,1	-0,0	6297	-0,1	695
<i>Etage 3</i>	0,0	697	-0,1	6305	0,0	0,1	-0,0	7221	-0,2	795
<i>Etage 4</i>	0,0	797	-0,2	7228	0,0	0,1	-0,0	7995	-0,3	895
<i>Etage 5</i>	0,0	897	-0,3	8001	0,0	0,2	-0,0	1347 3	-0,5	947
<i>Cas 11</i>	<i>0,8G+Ex</i>									
<i>RDC</i>	0,0	74	0,0	475	0,0	0,0	0,0	1	-0,0	3824
<i>Etage 1</i>	0,1	88	0,0	556	0,1	0,0	0,0	1236	-0,0	508
<i>Etage 2</i>	0,2	236	0,0	10026	0,1	0,0	0,1	6	-0,0	616
<i>Etage 3</i>	0,3	365	0,0	10248	0,1	0,0	0,1	2379	-0,0	716
<i>Etage 4</i>	0,4	366	0,0	10408	0,1	0,0	0,2	2710	-0,0	825
<i>Etage 5</i>	0,4	344	-0,0	327	0,1	0,1	0,3	3038	-0,1	925
<i>Cas 12</i>	<i>0,8G-Ex</i>									
<i>RDC</i>	0,0	1	0,0	494	0,0	0,0	-0,0	1366 2	-0,0	71
<i>Etage 1</i>	-0,0	1249	0,0	566	0,1	0,0	-0,1	1377 4	-0,0	515
<i>Etage 2</i>	-0,1	62	-0,0	5754	0,1	0,0	-0,2	231	-0,0	615
<i>Etage 3</i>	-0,1	5736	-0,0	2347	0,1	0,0	-0,2	1316 6	-0,0	2519 8
<i>Etage 4</i>	-0,2	6172	-0,0	2679	0,1	0,0	-0,3	1332 2	-0,1	320
<i>Etage 5</i>	-0,3	6947	-0,0	3008	0,1	0,1	-0,4	342	-0,1	2966 0
<i>Cas 13</i>	<i>0,8G+Ey</i>									
<i>RDC</i>	0,0	13718	0,0	475	0,0	0,0	-0,0	1233	-0,0	3825
<i>Étage 1</i>	0,0	5513	0,0	565	0,0	0,0	-0,0	5373	0,0	1212
<i>Étage 2</i>	0,0	14559	0,1	664	0,0	0,1	-0,0	6297	0,0	618

Étage 3	0,0	14647	0,1	764	0,0	0,1	-0,0	7221	0,1	4232
Étage 4	0,0	14702	0,2	865	0,0	0,1	-0,0	7995	0,1	4351
Étage 5	0,0	14757	0,3	965	0,0	0,1	-0,0	8834	0,2	4470
Cas 14	0,8G-Ey									
RDC	0,0	3584	0,0	476	0,0	0,0	-0,0	1366 3	-0,0	71
Étage 1	0,0	5513	-0,0	495	0,0	0,0	-0,0	5373	-0,0	595
Étage 2	0,0	597	-0,0	5301	0,0	0,1	-0,0	6297	-0,1	695
Étage 3	0,0	697	-0,1	6306	0,0	0,1	-0,0	7221	-0,2	795
Étage 4	0,0	797	-0,2	7229	0,0	0,1	-0,0	1331 7	-0,3	895
Étage 5	0,0	897	-0,2	8002	0,0	0,1	-0,0	1347 3	-0,4	367

Tableau IV - 6 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée $dU_x < 3,2\text{cm}$ et $dU_y < 3,2\text{ cm}$

✓ **Vérification au renversement :**

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant , $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i .

- *Sens longitudinal :*

W (KN)	L_x (m)	$L_x/2$ (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	vérification
15112,60	31,30	15,65	236512,19	28516,18	8,29	Condition vérifiée

Tableau IV - 7: vérification de renversement de le bâtiment sens longitudinal

- *Sens transversal :*

W (KN)	L_y (m)	$L_y/2$ (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	vérification
15112,60	10,10	5,10	77074,26	27873,87	2,76	Condition vérifiée

Tableau IV - 8: vérification de renversement de la bâtiment sens transversal

✓ *Finalemment :*

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

V-FERRAILAGE DES ÉLÉMENTS DE CONTREVENTEMENTS

Introduction :

Au niveau de ce chapitre nous allons présentées le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel [RSA2010].

- ✓ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✓ Les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'ELU et/ou l'ELS de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

V-1-Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

➤ Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le [RPA 99/version 2003] et [BAEL 91] comme suit :

- [RPA 99/version 2003] :

$$G + Q \pm 1,2E \dots\dots\dots (\text{Art. 5-3})$$
- [BAEL 91] :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

➤ **Recommandation du [RPA 99/version 2003] :**

✓ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- *Le pourcentage minimum est de 0,8%(zone IIa).*
- *Le pourcentage maximum est de*
 - *4% en zone courante*
 - *6% en zone de recouvrement.*
- *Le diamètre minimal est de 12mm.*
- *La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa)*
- *La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).*
- *Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).*
- *$h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$*

✓ **Armatures transversales :**

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

t : Espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min}(10\Phi_1, 15\text{cm})$ en zone nodal. (Zone II)

$t \leq 15\Phi_1$ en zone courante, avec Φ_1 diamètre minimal des armatures longitudinales

La quantité d'armatures minimale ($A_t/b_l t$ %) est donnée par :

0,3% si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

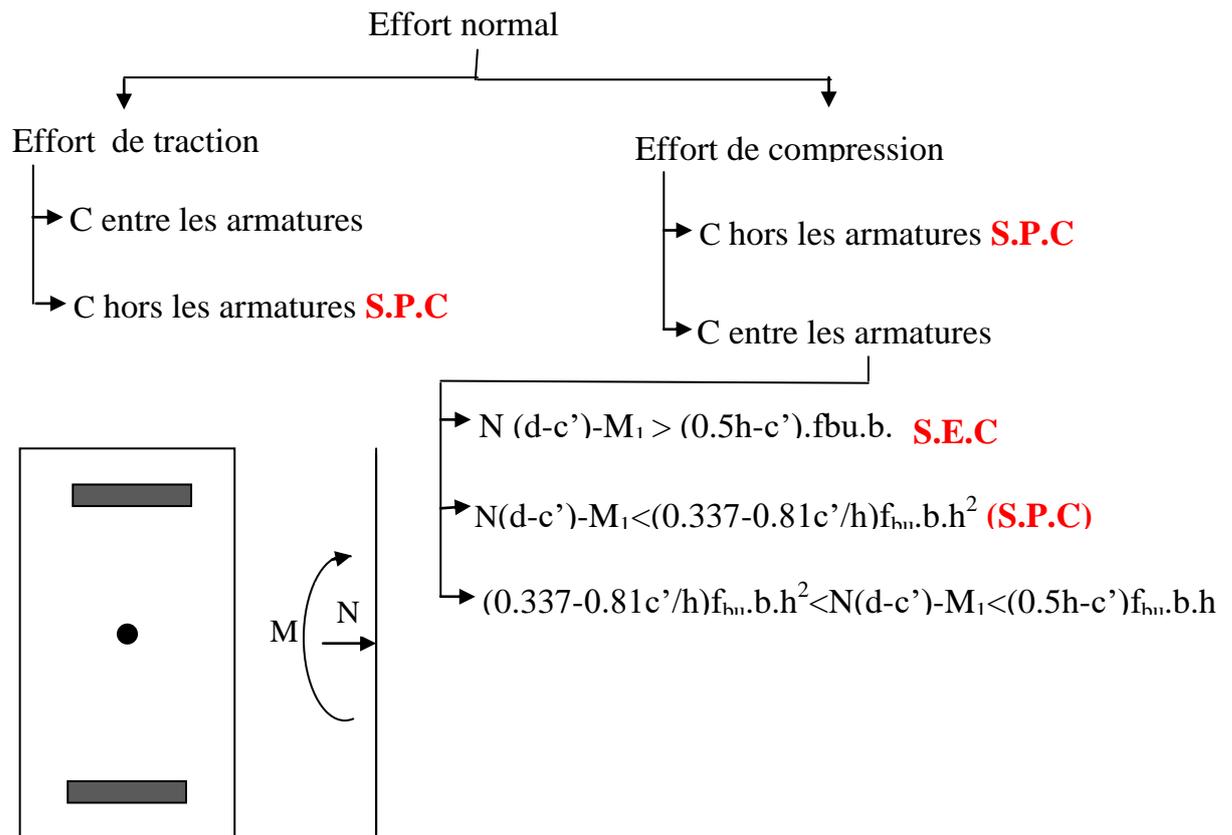
Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b , les dimensions de la section du poteau.

V-1-1-Calcul du ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils transmettent les efforts (G , Q et E) aux fondations. Leurs sections sont soumises à la flexion composée sous un moment et un effort normale. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.



Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à un moment fléchissant (M_{x-x} ou M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.5	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	20.53	400	400

Tableau V-1: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons de charges citées au paragraphe précédent, dans les deux sens longitudinal et transversal. Il est à noter que nous prévoyons un calcul pour les cas ci-après :

- ✓ $N^{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $N^{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $M^{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

➤ **Etat Limite De Stabilité De Forme :**

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du [BAEL91] en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_2$.

Avec :

$$e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_u}{N_u} \\ e_a = (0.005h_e) \quad (\text{Valable pour un bâtiment à plusieurs étages contreventés par} \\ e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) \end{array} \right.$$

voiles).

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_2)$.

➤ Calcul Des Armatures Longitudinales :

Pour le ferrailage des poteaux, on prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm 1,2E$) pour la situation accidentelle. Le ferrailage trouvé doit respecter le ferrailage minimal préconisé par le [RPA99].

- **Remarque** : Le ferrailage des poteaux est divisé en plusieurs zones :
- **Zone 01** : RDC → 1^{eme} étage.
- **Zone 02** : 2^{eme} étage → 3^{eme} étage.
- **Zone 03** : 4^{eme} étage → 5^{eme} étage.

➤ **Exemple de calcul :**

Soit les poteaux du RDC et 1^{ère} étage :

$c = c' = 3.00 \text{ cm}; \quad s = 30 \times 30 (\text{cm}); \quad \text{acier } F_e = 400; \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$

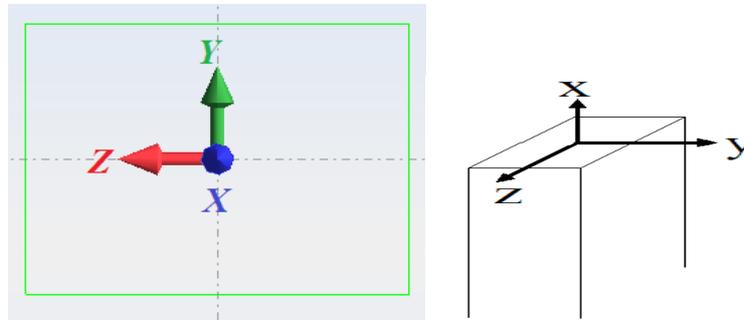


Figure V-1: schéma des axes local de poteau.

• **Ferraillage longitudinal**

1ere zone	ELU		acc		acc	
	N_{max} (KN)	$M_{corresp}$ (KN.m)	M_{max} (KN.m)	$N_{corresp}$ (KN)	N_{min} (KN)	$M_{corresp}$ (KN.m)
RDC- 1étage	764.61	10.86	21.50	425.86	-346.70	12,60

Tableau V-2: des efforts et moment appliqué sur les poteaux RDC et 1^{ère} étage :

D'après le tableau des efforts et moment appliqué sur les poteaux RDC et 1^{ère} étage :
on peut résumer les valeurs utilisables pour le ferraillage

1^{ère} cas: $N_{max} = 764,61 \text{ KN}; M_{corr} = 10,86 \text{ KN.m}$

2^{ème} cas: $N_{min} = -346,7 \text{ KN}; M_{corr} = 12,60 \text{ KN.m}$

3^{ème} cas: $M_{max} = 21,5 \text{ KN}; N_{corr} = 425,86 \text{ KN.m}$

- 1^{er} cas à L'ELU :

$$N_{max} = 764,61 \text{ KN} ; \quad M_{corr} = 10,86 \text{ KN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1,5, \quad \gamma_s = 1,15, \quad f_e = 400 \text{ MPa}, \quad L = 3,20 \text{ m}, \quad L_f = 0,7l_0, \quad c = c' = 3 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}} = \frac{0,7 \times 3,20}{\sqrt{\frac{(0,3 \times 0,30^3)/12}{(30 \times 30)}}} = 25,86 \quad (\text{Élancement mécanique})$$

$$\text{En compare } \lambda \text{ avec } \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \\ 67 \frac{e_0}{h} = 67 \frac{0,014}{30} = 0,031 \end{array} \right.$$

Donc $\lambda < 50 \rightarrow$ pièce de faible élancement

-Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle :

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{et} \quad e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{Mu}{N_u} = \frac{10,86}{764,61} = 0,014 \text{ cm}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_a = 0,005h \Rightarrow e_a = 1,6 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,014 + 1,6 = 1,62 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,20}{0,30} = 7,47 \quad \text{En compare avec} \quad \text{Max}(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \text{Max}(15; 20 \frac{1,62}{30}) = 15,00$$

$$\frac{l_f}{h} < \text{Max}(15; 20 \frac{e_1}{h}) \quad \text{Faible élancement} \rightarrow \text{prise en compte forfaitaire des effets des}$$

seconds ordres

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi), \quad \phi = 2$$

Supposons que les charges permanentes appliqués en C.D.G, alors $M_G = 0$ et

donc $\alpha = 0$

$$e_2 = \frac{3 \times (0,7 \times 3,20)^2}{10000 \times 0,30} \times (2 + (0 \times 2)) = 1,003 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1,62 + 1,003 = 2,62 \text{ cm}$$

$$\text{Flexion composé avec } \begin{cases} N_u = 764,61 \text{ KN} \\ M_u = N_u \cdot e = 764,61 \times 0,0262 = 20,03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{20,03}{764,61} = 0,0262 \text{ m}$$

$$e = 2,62 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{30}{2} - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$M_1 = M_u + N_u (0,5h - c) = 20,03 + 764,61(0,5 \times 0,3 - 0,03) = 111,78 \text{ t.m}$$

$$N_u (d - c') - M_1 = 764,61(0,27 - 0,03) - 111,78 = 183,50$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}) b \cdot h^2 \cdot f_{bu} = (0,337 - \frac{0,81 \times 0,03}{0,30}) \times 0,3 \times 0,30^2 \times 1420 = 9,81$$

$$(0,5h - c') f_{bu} \cdot b \cdot h = (0,5 \times 0,30 - 0,03) \times 1420 \times 0,3 \times 0,30 = 15,33$$

$$N_u (d - c') - M_1 > (0,5h - c') f_{bu} \cdot b \cdot h \dots\dots\dots \text{Section entièrement comprimée}$$

$$A' = \frac{M_1 - (d - 0,5h) f_{bu} \cdot b \cdot h}{(d - c') \sigma_s} = \frac{111,78 \cdot 10^3 - (27 - 0,5 \times 30) \times 14,20 \times 30 \times 30}{(27 - 3) \times 348} = -4,978 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{N - (100 f_{bu} \cdot b \cdot h)}{100 \sigma_s} = \frac{764,61 \cdot 10^3 - (100 \times 14,20 \times 30 \times 30)}{100 \times 348} = -14,75 \text{ cm}^2$$

Le signe (-) veut dire que la section brute du béton seul résiste aux sollicitations extérieures, en d'autres termes la section du béton est surabondante mais vu que la section respecte les conditions minimales du b a e l elle ne peut être réduite, d'où donc l'adoption de la section minimale.

$$A_s = 4 \text{ cm} \times \text{périmètre}$$

$$A_s = 4 \times ((0,30 \times 2) + (0,30 \times 2)) = 4,8 \text{ cm}^2$$

- 2^{ème} cas à (G+Q+1.20E) :

$$N_{min} = -346,7 \text{KN}; \quad M_{corr} = 12,60 \text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12.60}{346.7} = 0.0363 \text{m} = 3.63 \text{cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I_{min}}{B}}} = \frac{0,7 \times 3,20}{\sqrt{\frac{(0,3 \times 0,30^3)/12}{(30 \times 30)}}} = 25,86 < \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \\ 67 \frac{e_0}{h} = 67 \frac{3.63}{40} = 6.08 \end{array} \right.$$

$$e_a = (0,005xh) \Rightarrow e_a = 1.60 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 3.63 + 1.6 = 5.23 \text{cm}$$

$$\lambda_s = \frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 3.20}{0.30} = 7.47 < \text{Max}(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \text{Max}(15; 20 \frac{5.23}{30}) = 15$$

$\frac{l_f}{h} < \text{Max}(15; 20 \frac{e_1}{h})$ Faible élancement → prise en compte forfaitaire des effets des seconds ordres

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi), \phi = 2$$

Supposons que les charges permanentes appliqués en C.D.G, alors $M_G=0$ et donc $\alpha = 0$

$$e_2 = \frac{3 \times (0,7 \times 3,20)^2}{10000 \times 0,30} \times (2 + (0 \times 2)) = 1,003 \text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 5.23 + 1.003 = 6,23 \text{cm}$$

$$\text{Flexion composé avec} \begin{cases} N_u = -346.70 \text{KN} \\ M_u = N_u \cdot e = 372.30 \times 0.0623 = 23.19 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{23.19}{346.70} = 6.69 \text{cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{30}{2} - 3 = 12 \text{cm} \dots\dots \text{Section entièrement tendue}$$

$$A' = \frac{N \cdot a}{100(d - c')\sigma_s}; \text{ avec } a = \frac{h}{2} - e - c = \frac{30}{2} - 6.23 - 3 = 5,77 \text{cm}$$

$$A' = \frac{346,70 \cdot 10^3 \times 5,77}{100(27 - 3) \times 400} = 2.08 \text{cm}^2$$

$$A = \frac{N}{100\sigma_s} - A' = \frac{346,70 \cdot 10^3}{100 \times 400} - 2,08 = 6,58 \text{ cm}^2$$

- 3^{ème} cas à (G+Q+1,2Ex) :

$$M_{\max} = 21,5 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 425,86 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21,5}{425,86} = 0,050 \text{ m} = 5,00 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}} = \frac{0,7 \times 3,20}{\sqrt{\frac{(0,3 \times 0,30^3)/12}{(30 \times 30)}}} = 25,86 < \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \\ 67 \frac{e_0}{h} = 67 \frac{5,0}{30} = 11,16 \end{array} \right.$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 5,00 + 1,6 = 6,60 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,20}{0,30} = 4,47 \quad \text{En compare avec} \quad \text{Max}(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \text{Max}(15; 20 \frac{6,6}{30}) = 15$$

$\frac{l_f}{h} < \text{Max}(15; 20 \frac{e_1}{h})$ Faible élancement → prise en compte forfaitaire des effets des seconds ordres

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi), \phi = 2$$

Supposons que les charges permanentes appliqués en C.D.G, alors $M_G = 0$ et donc $\alpha = 0$

$$e_2 = \frac{3 \times (0,7 \times 3,20)^2}{10000 \times 0,30} \times (2 + (0 \times 2)) = 1,003 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 6,60 + 1,003 = 7,60 \text{ cm}$$

$$\text{Flexion composé avec} \begin{cases} N_u = 425,86 \text{ KN} \\ M_u = N_u \cdot e = 425,86 \times 7,60 = 32,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{32,36}{425,86} = 0,0759 \text{ m} = 7,60 \text{ cm}$$

$$e = 7,60 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{30}{2} - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$M_1 = M_u + N_u (0,5h - c) = 32,36 + 425,86 \times (0,5 \times 0,30 - 0,03) = 83,46 \text{ t.m}$$

$$N_u(d - c') - M_1 = 425,86 \times (0,27 - 0,03) - 83,46 = 18,74$$

$$(0,337h - 0,81 \frac{c'}{1}) b \cdot h \cdot f_{bu} = (0,337 \times 0,3 - 0,81 \frac{0,03}{1}) \times 0,3 \times 0,3 \times 1420 = 9,85$$

$$(0,5h - c') f_{bu} \cdot b \cdot h = (0,5 \times 0,30 - 0,03) \times 1420 \times 0,3 \times 0,30 = 15,33$$

$$N_u(d - c') - M_1 > (0,5h - c') f_{bu} \cdot b \cdot h \dots\dots\dots \text{Section entièrement comprimée}$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2 \text{ x périmètre}$$

$$A_s = 4 \times ((0,30 \times 2) + (0,30 \times 2)) = 4,8 \text{ cm}^2$$

- $A_{\text{final}} = \max(\text{cas1} ; \text{cas2} ; \text{cas3})$

On prend $A = A' = 3T14 + 2T12 = 6,88 \text{ cm}^2$ a cause de sens de séisme

Pour cause e changement de sens et de direction de séisme, on placera symétriquement sur les deux faces du poteau une section totale de

$$8T14 + 4T12 = 16,84 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des Conditions:**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

- **Condition 2 :**

$$A_{\min} = 4 \cdot u, \text{ avec } u = \text{périmètre de la section}$$

$$A_{\min} = 4 \times ((0,30 \times 2) + (0,30 \times 2)) = 4,8 \text{ cm}^2$$

- **Condition 3 (RPA) :**

$$A_s = 0,8\%bh = 0,008(30 \times 30) = 7,2 \text{ cm}^2$$

- **Distance minimale des armatures longitudinales**

La distance minimale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en ZoneII, ainsi dans le grande cote du poteau, on doit placer au minimum 3 barres

- **Jonction des armatures**

La longueur de recouvrement des barres et de 40ϕ en zone II.

Φ désigne le diamètre maximal des barres longitudinales.

Soit pratiquement une longueur de : $40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

- **Détermination de la zone nodale**

La hauteur du poteau concernée par cette zone est de :

$$h' = \text{Max} \left\{ \frac{\text{hauteur étage}}{6}; b; h; 60\text{cm} \right\} = \text{Max} \left(\frac{320}{6}; 30; 30; 60\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

Dans cette section, les cadres seront plus serrés.

- **Armature transversales :**

- **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux. $V_{\text{max}} = 69,78 \text{ KN}$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{69,78 \cdot 10^3}{300 \times 270} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,13 f_{c28}, 5\text{MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les armatures transversales seront des armatures droites.

- **Calcul des armatures transversales :**

D'après le [RPA99/version 2003], les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 f_e}$$

- **Condition d'espacement :**

En zone courante : $t' \leq 15\phi_L = 15 \times 1,6 = 24\text{cm}$ on prend $t' = 15\text{cm}$

En zone nodale ; $t \leq \text{Min} (10\phi_L, 15) = \text{Min} (10 \times 1,6 ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ on prend $t = 10\text{cm}$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale et 15cm en zone courante.

- **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,20}{0,30} = 7,46 > 5 \quad \text{Donc: } \rho_a = 2,50$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_a t}{ht f_c} = \frac{2.50 \times 69,78 \times 10^{-3} \times 0,15}{0,30 \times 400.10^4} = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ } 4\phi 8 = 2.00 \text{ cm}^2$$

Soit : 2.00 cm², 2 cadre $\phi 8$

Pour le choix du diamètre des armatures transversales, on doit vérifier les deux

conditions suivantes ; $\phi = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} < 8 \text{ mm} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

$\phi < \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 16 \right\} = \left\{ \frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right\} = 8,57 \text{ mm} > 8 \text{ mm} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

La section minimale est entre les valeurs (0,3% et 0,8%) $\Rightarrow 0,8\% > \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$

[RPA2003] :

$$\frac{A_t}{t \times b} = \frac{2,00}{15 \times 30} = 0,0044$$

0,8% > 0,0044% > 0,3 % **Vérifiée.**

Les cadres doivent être fermées par des crochés à 135° ayant une longueur

de $10\phi_t = 10 \times 8 = 8 \text{ cm}$.

• **Zone nodale :**

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{0,7 \times 3,20}{0,30} = 7,46 > 5 \quad \text{Donc : } \rho_a = 2.50$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_a t}{ht f_c} = \frac{2.50 \times 69,78 \times 10^{-3} \times 0.10}{0,30 \times 400.10^4} = 1.45 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ } 4\phi 8 = 2.00 \text{ cm}^2$$

Soit : 2.00 cm², 2 cadre $\phi 8$

La section minimale est entre les valeurs (0,3% et 0,8%) $\Rightarrow 0,8\% > \frac{A_t}{t \times b} > 0,3\%$

[RPA2003] :

$$\frac{A_t}{t \times b} = \frac{2.00}{10 \times 30} = 0,0066$$

0,8% > 0,0066% > 0,3 % **Vérifiée.**

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135°; ayant une longueur de

$10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

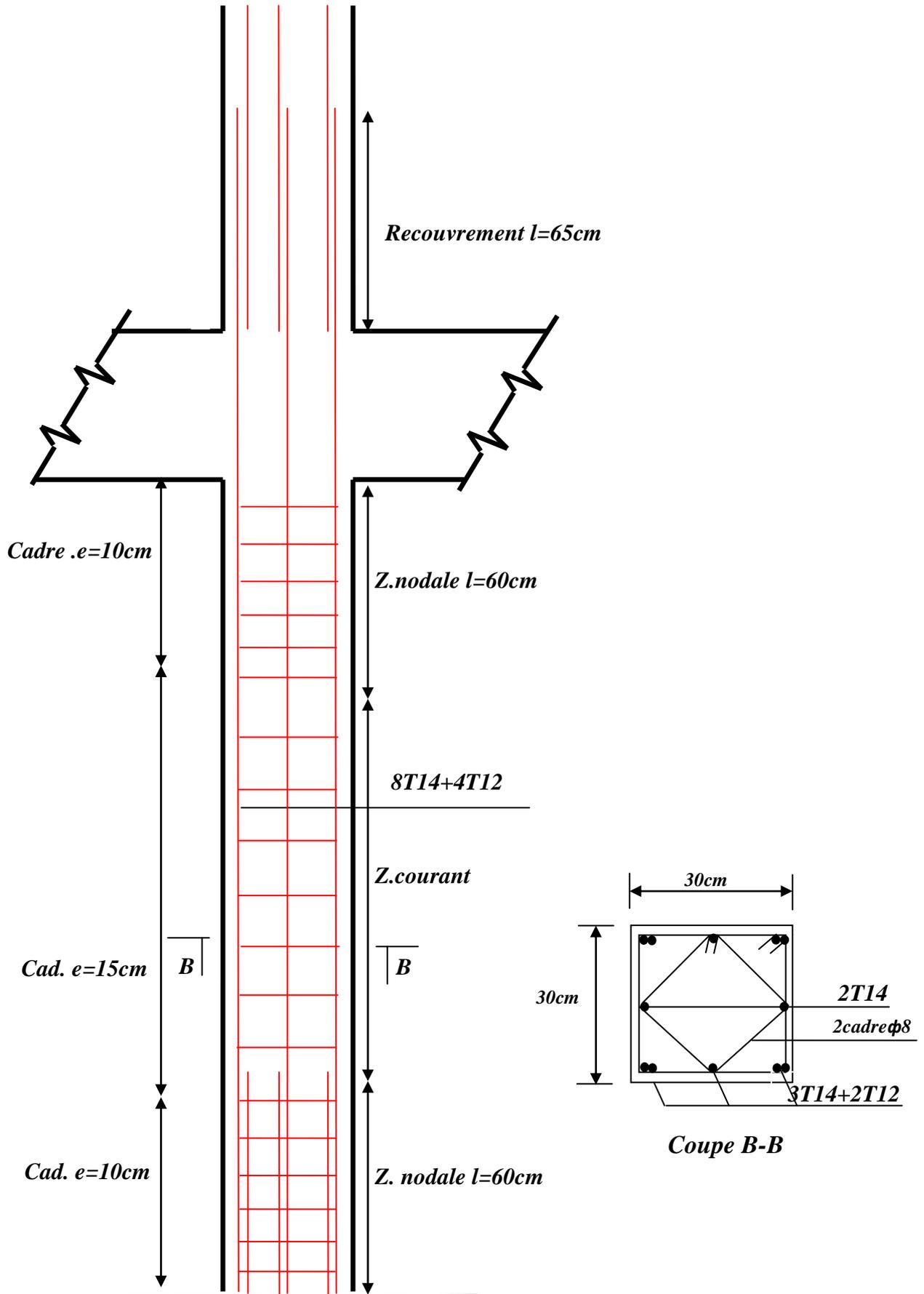


Figure V-2: schéma de ferraillage de poteaux Niv RDC et 1^{ère} étage

Section (cm ²)	poteaux	Barres longitudinales	Barres transversales	St(courant) cm	St(nodale) cm
30*30	RDC,1ère	8T14+4T12	T8	15	10
	2ème,3ème	8T14	T8	15	10
	4ème,5ème	8T12	T8	15	10
35*35	RDC,1ère	8T14+4T12	T8	15	10
	2ème	8T14	T8	15	10
40*40	RDC,1ère	8T16	T8	15	10
45*45	RDC	12T16	T8	15	10

Tableau V-3: ferrailage des Poteaux dans les différents niveaux de la bâtiment

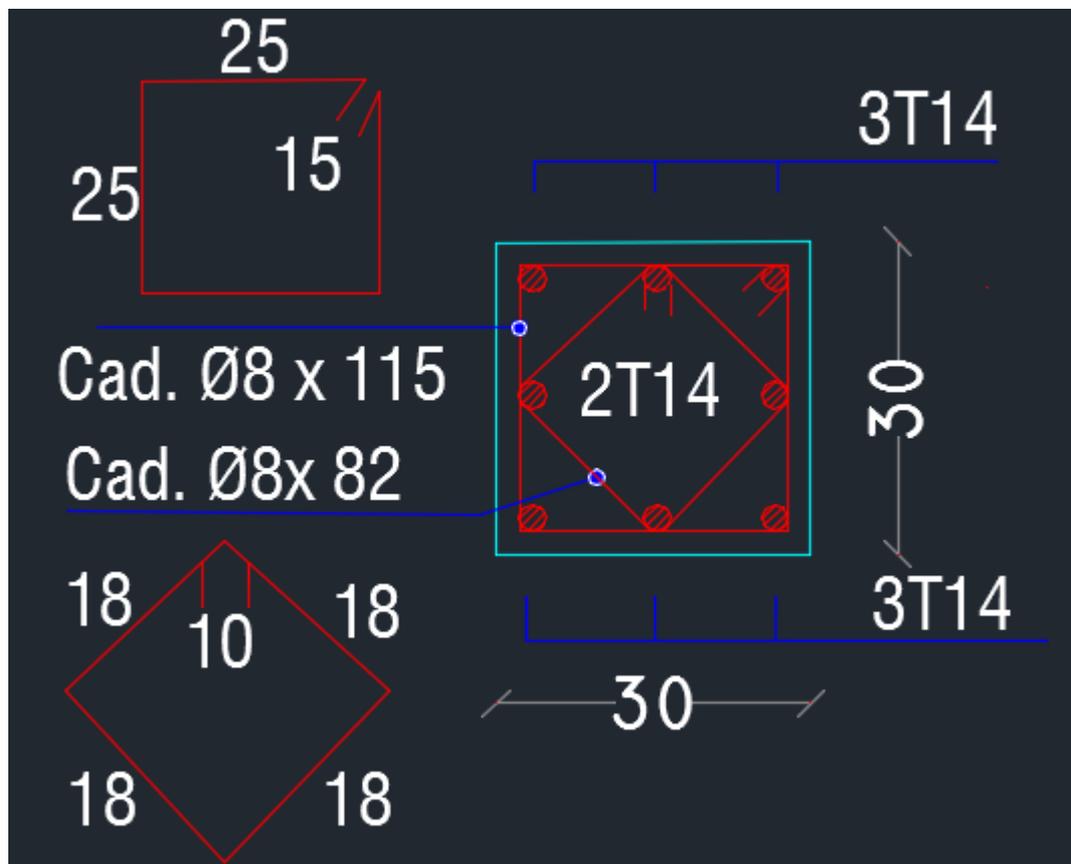


Figure V-3: Coupe de ferrailage des poteaux 30*30 2ème,3ème

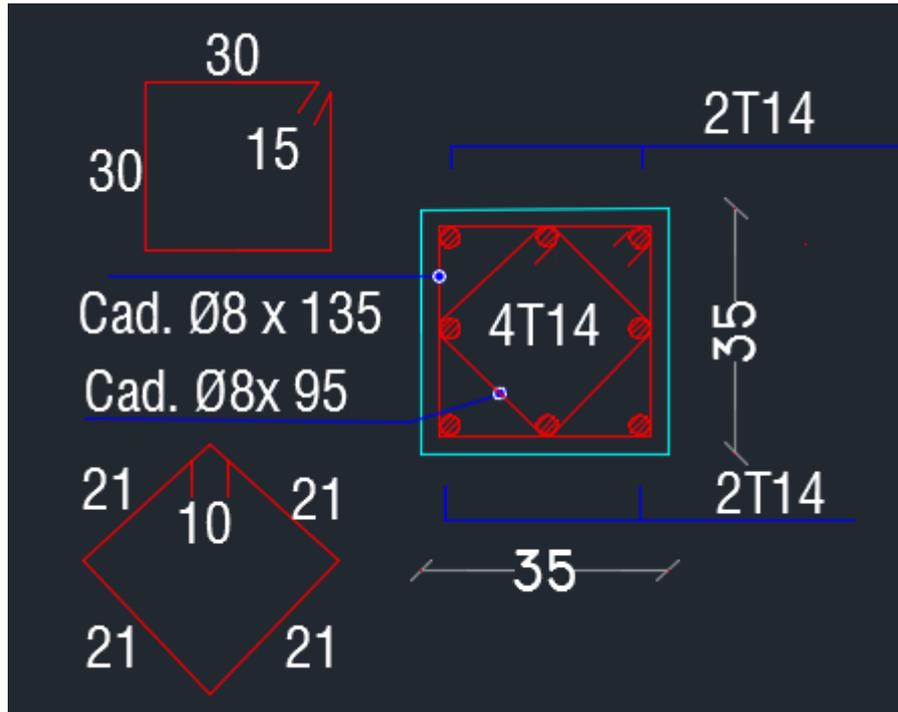


Figure V-6: Coupe de ferrailage des poteaux 35*35 de 2ème étage

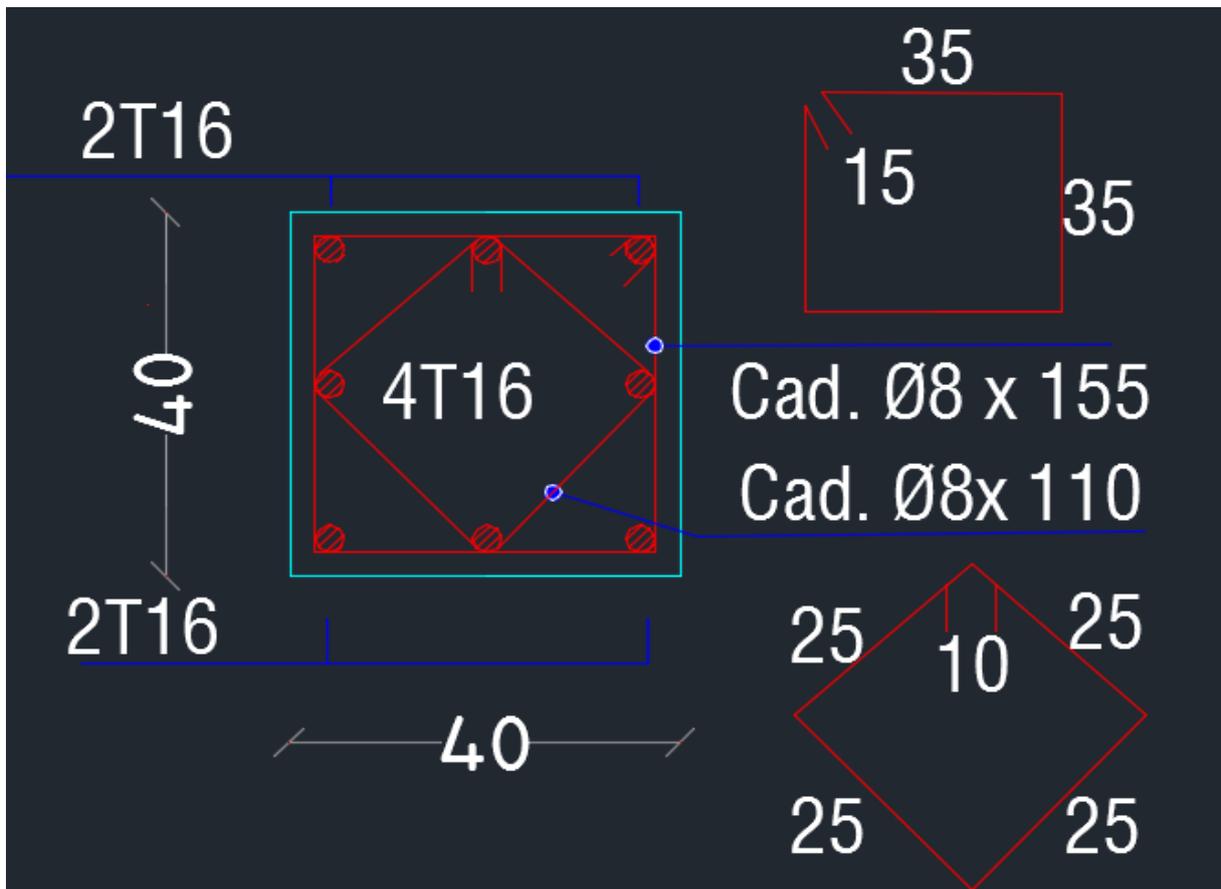


Figure V-7: Coupe de ferrailage des poteaux 40*40

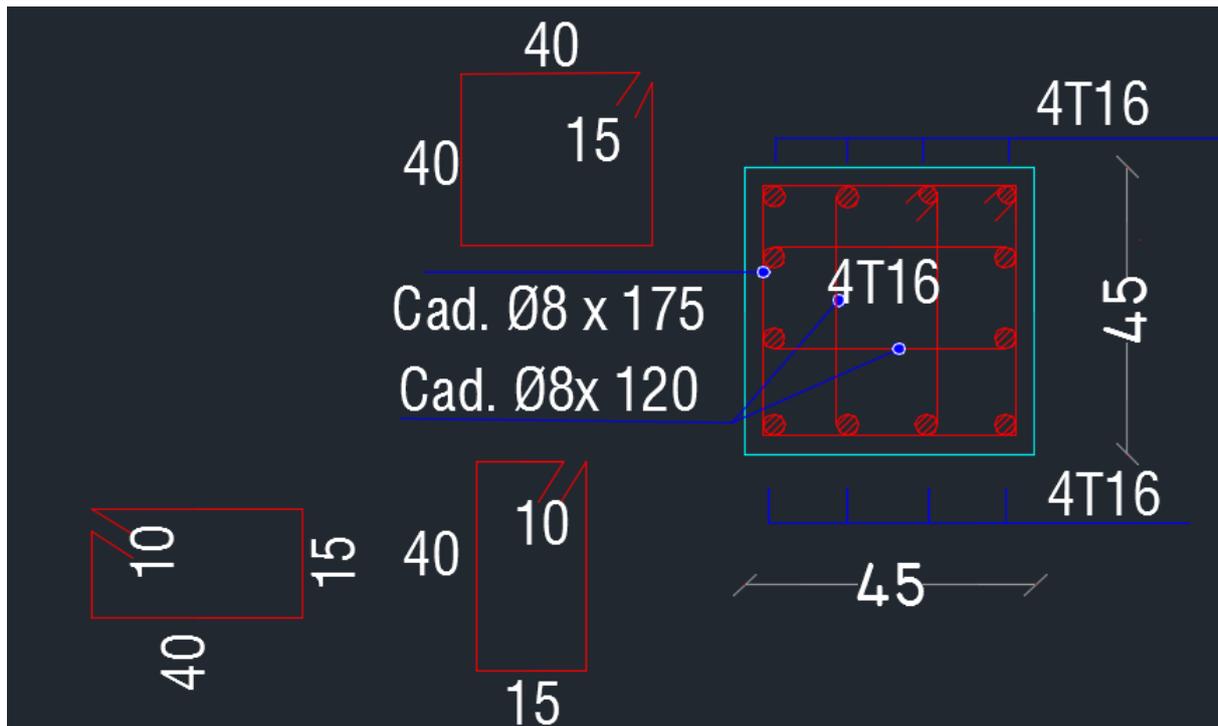


Figure V-8: Coupe de ferrailage des poteaux 45*45

VI-2-Etude de ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

Dans nos poutres il y'a des poutres continues qui ont dépassée **25 mètre** donc selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art B.5.1)** il faut entrer le calcul d'effet de température.

Selon le **CBA 93 (Art A.3.1.3.3)** :

- ✓ En Algérie du Nord (climat tempéré) : **+35°C** et **-15°C**
- ✓ Pour les proche et le moyen Sud : **+45°C** et **-20°C**
- ✓ Pour l'extrême Sud : **+50°C** et **-30°C**

Pour notre cas On prend : +35°C et -15°C

- Les combinaisons d'action sont les suivantes :
- **La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :**
 - $1,35G + 1,50Q$(ELU)
 - $1,35G + 1,5T + Q$(ELU)
 - $1,35G + 1,50Q + 0,8T$(ELU)
 - $G + Q$ (ELS)
 - $G + T + 0,77 Q$(ELS)
 - $G + Q + 0,6 T$(ELS)

- **Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :**

Pour les poutres dans l'axe X :

- $G + Q \pm Ex$
- $0,8G \pm Ex$

Pour les poutres dans l'axe Y :

- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ey$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison ELS.

➤ **L'étude des Poutres principales :**

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcul le ferraillage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	Mut _{max} (KN.m)	Mua _{max} (KN.m)	Mst _{max} (KN.m)	Msa _{max} (KN.m)	Mt _{max} (KN.m)	Ma _{max} (KN.m)
30×40	125,80	80,87	86,00	58,76	101,43	74,91

Tableau V-4 : calcul des armatures longitudinales

- **Calcul des armatures longitudinales des poutres principales**

Le calcul du ferraillage est en flexion simple :

$h = 0,40 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,360 \text{ m}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$

- **ELU**

- **En travée**

$$M_{u_t} = 125,80 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u_t}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{125,80 \times 10^{-3}}{0,3 \times 14,17 \times (0,36)^2} = 0,228$$

$$\mu_u = 0,228 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,228})$$

$$\alpha = 0,328$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,360 \times (1 - 0,4 \times 0,328)$$

$$Z = 0,313 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_{app}}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{125,80 \times 10^{-3}}{0,313 \times 400}$$

$$A_{st} = 10,04 \text{ cm}^2$$

- **En appuis**

$$M_{u_{app}} = 80,87 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u_{app}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{80,87 \times 10^{-3}}{0,3 \times 14,17 \times (0,36)^2} = 0,147$$

$$\mu_u = 0,147 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,147})$$

$$\alpha = 0,200$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,360 \times (1 - 0,4 \times 0,200)$$

$$Z = 0,331 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_{app}}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{80,87 \times 10^{-3}}{0,331 \times 400}$$

$$A_{st} = 6,10 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

La section minimale : $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,360 \times \frac{2,1}{400}$

$A_{st} \min \geq 1,30 \text{cm}^2 \implies$ Condition vérifiée.

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{115.24 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 1,38 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$

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

- **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1,14 ; 1,60 ; 3)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 8 \text{mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

Zone nodale $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l ; 30 \text{cm} \right)$

$St \leq \min (10 ; 12 \phi_l ; 30 \text{cm})$

On prend : **St = 10cm**

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20,0 \text{cm} \quad ; \quad$ On prend : **St = 15cm**

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets a **135°** ayant une longueur droite de **10φ_t** minimum

10φ_t = 10 × 1,6 = 16 cm ; alors on adopte longueur de **20 cm**.

- **Longueur de la zone nodale :**

h' = 2 × h = 80cm.....RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)

h' = 80cm

➤ *L'étude des Poutres secondaires :*

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcul le ferrailage de toute les poutres de chaque étage ensemble.

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	$M_{ut_{max}}$ (KN.m)	$M_{ua_{max}}$ (KN.m)	$M_{st_{max}}$ (KN.m)	$M_{sa_{max}}$ (KN.m)	$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$M_{a_{max}}$ (KN.m)
30×35	30,08	82,62	21,30	60,05	21,64	62,74

Tableau V-5 : calcul des armatures longitudinales

• *Calcul des armatures longitudinales des poutres secondaires*

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,35 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,315 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

• *ELU*

• *En travée*

$$M_{u_t} = 30,08 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{30,08 \times 10^{-3}}{0,3 \times 14,17 \times (0,315)^2} = 0,071$$

$$\mu_u = 0,071 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071})$$

$$\alpha = 0,092$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,092)$$

$$Z = 0,303 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_{app}}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{30,08 \times 10^{-3}}{0,303 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 2,85 \text{ cm}^2$$

- **En appuis**

$$M_{u \text{ app}} = 82,62 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{82,62 \times 10^{-3}}{0,3 \times 14,17 \times (0,315)^2} = 0,195$$

$$\mu_u = 0,195 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,195})$$

$$\alpha = 0,277$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,277)$$

$$Z = 0,360 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ app}}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{82,62 \times 10^{-3}}{0,360 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 6,6 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{102,8443 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 1,09 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisibles : } \overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u$$

Condition vérifiée.

- **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1 ; 1,60 ; 3)$$

$$\text{On prend : } \phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$$

- **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

Zone nodale $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30cm \right)$

$St \leq \min (11,25 ; 12 \phi_t ; 30cm)$

On prend : **St = 10cm**

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5cm$; On prend : **St = 15cm**

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets a **135°** ayant une longueur droite de **10Ø_t** minimum

10Ø_t = 10 × 1,6 = 16 cm ; alors on adopte longueur de **20 cm**.

- **Longueur de la zone nodale :**

h' = 2 × h = 70cm.....**RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)**

h' = 70cm

Type de poutre	Travée		Appui		Ast choix des armatures	
	A _{cal}	A _{choisi}	A _{cal}	A _{choisi}	Travée	Appuis
principales	10,04	12,06	6,10	7,70	3HA16+3HA16	3HA14+2HA14
secondaires	2,85	3,39	6.6	9,24	3HA12	3HA14+3HA14

Tableau V-6 : Ferraillage des poutres principales et secondaire

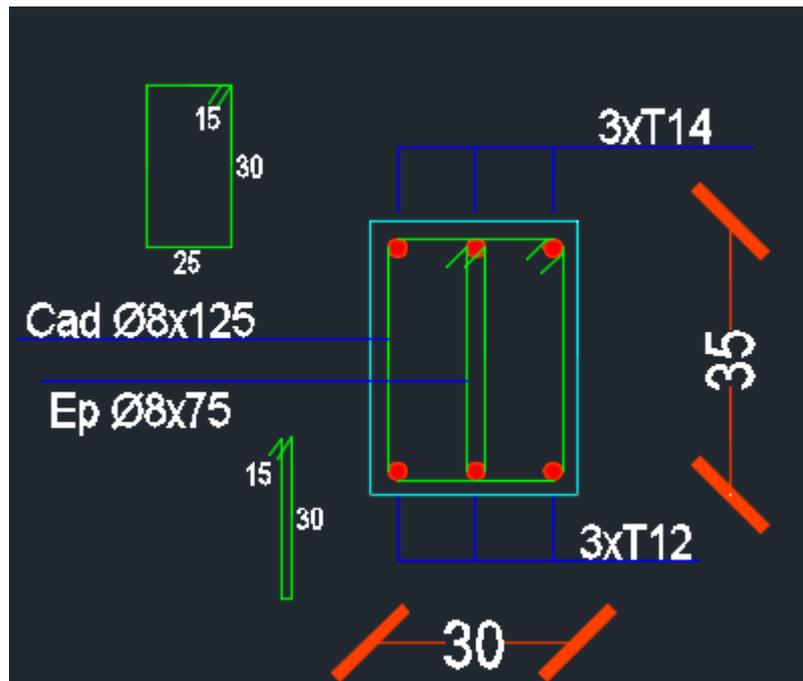


Figure V-9 : Ferraillage des poutres secondaires au niveau de travée

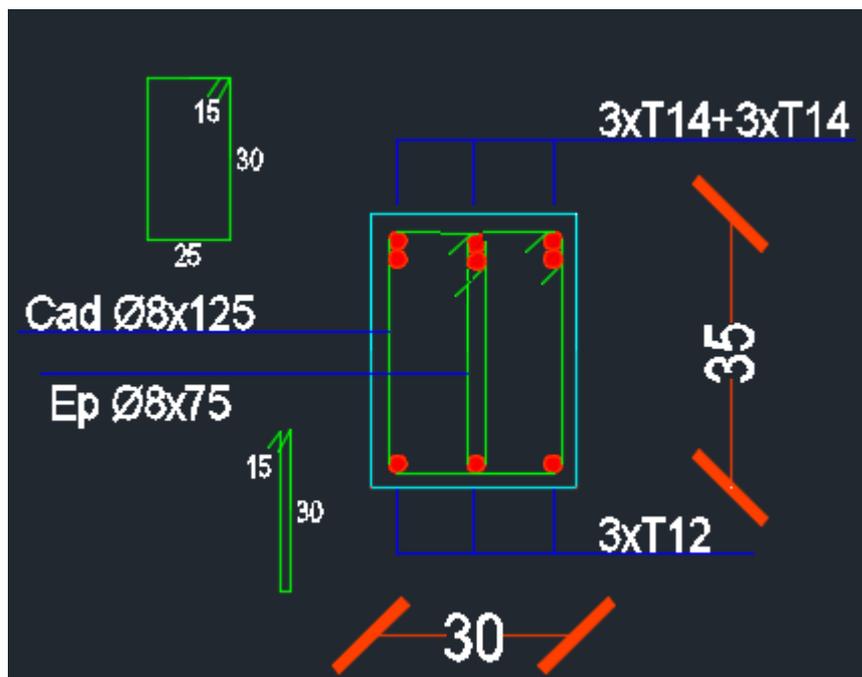


Figure V-10 : Ferraillage des poutres secondaires au niveau d'appuis

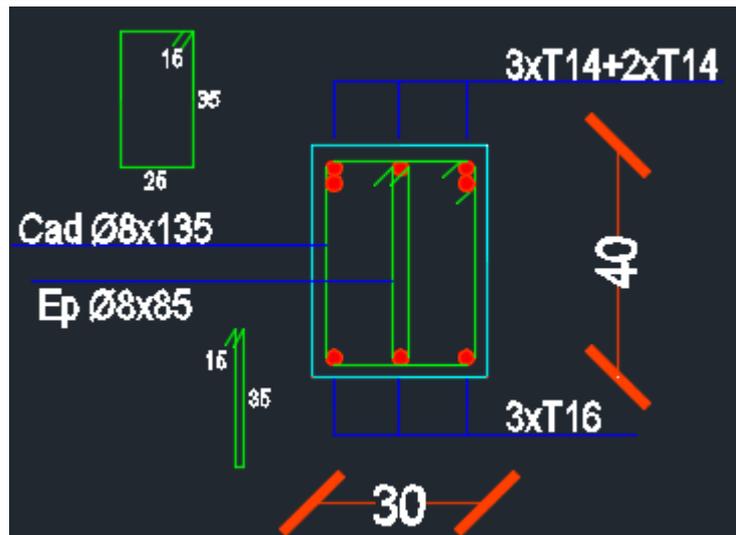


Figure V-11 : Ferraillage des poutres principales au niveau d'appui

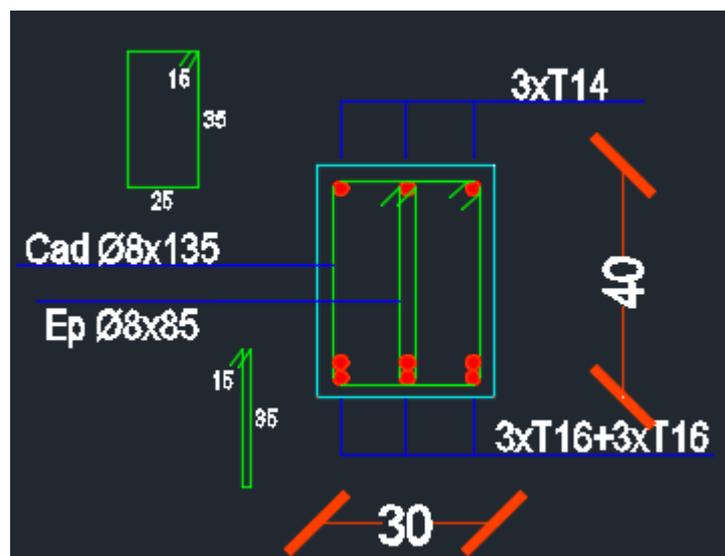


Figure V-12 : Ferraillage des poutres principales au niveau de travée

V-3- Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement, il est soumis à des forces verticales (charge et surcharges) et sismiques même si c'est un voile à ouvertures ainsi qu'à des forces horizontales dues principalement aux séismes sous forme d'efforts tranchants et moments de flexion.

Il est donc sollicité à la flexion composée avec cisaillement. On devra disposer donc les ferrailages suivants :

- ✓ Aciers verticaux
- ✓ Aciers longitudinaux
- ✓ Aciers transversaux

Le ferrailage sera réalisé conformément aux règles du RPA 99 v.2003 auquel sera associé le règlement du béton aux états limites CBA 93.

La fissuration est peu nuisible pour les voiles intermédiaires, et sera préjudiciable pour les voiles de rive.

La section horizontale du voile doit être armée systématiquement en double nappes d'armatures).

➤ Étape de calcul :

- ✓ Détermination des sollicitations N et M par rapport au centre de gravité du béton seul : On envisagera les 2 cas : (M_{max} et $N_{corresp}$) ; (N_{max} et $M_{corresp}$)
- ✓ Détermination de la nature de la section :
Elle peut être soit entièrement comprimée (SEC), soit partiellement comprimée (SPC) ou entièrement tendue (SET).

➤ Calcul à l'ELU :

- Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée est partiellement comprimée si :

- N_u est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u \cdot (d - d') - M_{ua} \leq (0,337 - 0,81 \cdot d'/h) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

Avec h étant la longueur du voile et M_{ua} le moment par rapport aux aciers tendus.

- N_u est un effort de traction et que le centre de pression 'C' se trouve en dehors de la zone comprise entre les armatures.

✓ **Etat limite ultime de stabilité de forme :**

Pour toute section sollicitée en compression simple, il faut faire la vérification de la stabilité en forme.

La vérification de l'état limite ultime de stabilité de forme peut être évitée si l'encastrement mécanique $\lambda = l_f / i$ est inférieur à la plus grande des deux valeurs suivantes : (le voile est considéré comme pièce de faible élancement)

$$\lambda_{xy} \leq \max \begin{cases} 50 \\ 67 \cdot e_o / h \end{cases} \quad \text{avec : } e_o = \text{excentricité du premier ordre avant application de } e_a$$

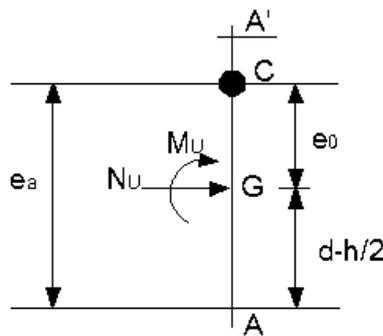
$$e_o = M_{uG} / N_u$$

$$\lambda_x = l_f \sqrt{12} / b$$

avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7 \cdot l_o$)

b : longueur du refend

$$l_o = h_e = 3,20 \text{ m}$$



✓ **Coefficient de majoration χ :**

$$\chi = 1 + 0,2 \cdot (\lambda/35)^2 \longrightarrow \text{si } e_o/h \leq 0,75$$

$$\chi = \max [1 + 0,15 \cdot (\lambda/35)^2 \cdot h/e_o ; 1,4] \longrightarrow \text{si } e_o/h > 0,75$$

Si l'écartement mécanique est inférieur à la plus grande des deux valeurs citées ci-dessus, alors les effets du second ordre seront pris en compte d'une manière

forfaitaire en multipliant les sollicitations de calcul par le coefficient χ , ainsi, les sections seront soumises aux nouvelles sollicitations suivantes :

N_u^* et M_u^* (sollicitations appliquées par rapport au centre de gravité du béton seul majorées pour tenir compte des effets du second ordre), on aura alors :

$$N_u^* = \chi \cdot N_u \quad M_{uG}^* = N_u^* (e_o + e_a)$$

Avec :

$e_a = 0,005 \cdot h_e$ (valable pour un bâtiment à plusieurs étages contreventé par voiles)

$h_e = 3,20 \text{ m}$ (hauteur d'étage)

$$e_a = 0,005 \cdot 3,20 = 0,016 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \alpha = e_a / h_e$$

$e_a =$ excentricité accidentelle

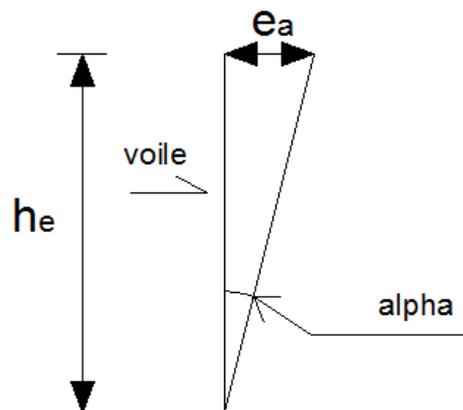
Les sollicitations par rapport aux aciers tendus :

$$M_{ua}^* = M_{uG}^* + N_u^* \cdot (d - h/2) = N_u^* (e_o + e_a) + N_u^* \cdot (d - h/2)$$

D'où $\mu_{bu} = M_{ua}^* / b \cdot d \cdot f_{bu}$ avec : $f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b$

$\gamma_b = 1,15; \theta = 0,85; \gamma_s = 1$ (situation accidentelle) ; $f_{bu} = 21,74 \text{ MPa}$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}})$$



✓ **Détermination des armatures de flexion A_u :**

$$A_u = (M_{ua}^* / Z_u \cdot f_e / \gamma_s) - (N_u^* / f_e / \gamma_s) \quad \text{avec : } Z_u = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u)$$

Dans le cas où $\mu_{bu} > \mu_l \rightarrow A_u' \neq 0$

Donc $A_u' \neq 0$, il faut que A_u soit supérieur à A_u' , si non on change les dimensions de la section et notamment l'épaisseur.

✓ **RPA 99 :**

$$A_{min} \geq 0,2\% b.a \quad ; \quad a = b - y_u = b - \alpha_u \cdot d$$

Avec : a = Longueur de la zone du béton tendu , b = longueur du voile

✓ **CBA :**

$$A_{min} = 0,23.b.d. f_{t28}/f_e$$

✓ **DTR B-C 242 :**

$$A_{min} = 0,001.b.h$$

Avec : b = épaisseur du voile ; h = longueur du voile

• **Section entièrement tendue (SET) :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction ($N < 0$) et le centre de pression 'C' se trouve entre les armatures :

$$e_o = M_u / N_u < (d-d')/2$$

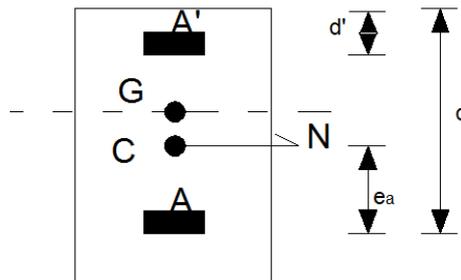
Pour une disposition des armatures dissymétrique, nous avons :

$$A_u \geq (N_u/f_e/\gamma_s) \cdot (1 - (e_{a2}/d-d')) \quad \text{avec : } e_{a2} = (d-d')/2 - e_o$$

$$A_u \geq (N_u \cdot e_{a2}) / (f_e/\gamma_s) \cdot (d-d')$$

Pour notre cas on adoptera la disposition des armatures symétriques.

$$\text{Donc : } A_u = A_u' = \max[(N_u/2 \cdot f_e/\gamma_s) ; (B \cdot f_{t28}/f_e)]$$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

Apriori, nous dirons qu'une section rectangulaire est entièrement comprimée si

$$M_{ua} \geq M_{Bc} \text{ (pivot C).}$$

Une section rectangulaire est entièrement comprimée si elle n'est pas partiellement comprimée :

c'est-à-dire si l'effort normal est un effort de compression et le point 'C' se trouve à l'intérieur de la section, $e_o < h/2$ avec :

$$N_u \cdot (d-d') - M_{ua} > (0,337 - 0,81 \cdot d'/h) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

Pour le calcul des armatures comprimées il existe deux situations :

On vérifie si : $N_u \cdot (d-d') - M_{ua} \geq (0,5 \cdot h - d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$

Si oui alors : $A_u' = [M_{ua} - (d-0,5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}] / [(d-d') \cdot \sigma_2]$

Si non : $(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \leq N_u \cdot (d-d') - M_{ua}$

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \leq (0,5 \cdot h - d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

Alors $A_u' = (N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}) / \sigma_{sc}$ et $A_u = 0$

Avec : $\psi = [(0,357) + (N_u \cdot (d-d') - M_{ua}) / b \cdot h^2 \cdot f_{bu}] / [0,857 - (d'/h)]$

$$\sigma_{sc} = f_e / \gamma_s$$

Le calcul du ferraillage est résumé dans le tableau suivant :

Voiles transversales: M_{max} et $N_{corresp}$			
Niveau	RDC+1^{ere} étage	2^{eme} et 3^{eme} étage	4^{eme} et 5^{eme} étage
M_u (t.m)	-36,394	-17,432	-4,109
N_u (t)	74,601	50,749	26,896
h (m)	3,2	3,2	3,2
d (m)	2,88	2,88	2,88
d' (m)	0,32	0,32	0,32
e_o (m)	-0,488	-0,344	-0,153
e_a (m)	0,016	0,016	0,016
$d-(h/2)$ (m)	1,28	1,28	1,28
Nature section	PC	PC	PC
A	39,16	39,16	39,16
e_o/h	0,152421053	0,1075263	0,0472632
X	1,250368261	1,2503683	1,2503683
N_u (t)	93,27872266	63,454939	33,629905
M_u (t.m)	47,01247622	22,843778	5,6834539
M_{ua} (t.m)	188,7961347	119,29529	56,800909
μ_{bu}	0,037123708	0,0234575	0,011169

α_u	0,047299534	0,0296741	0,0140401
Z_u (cm)	335,5294238	337,94059	340,07932
A_u (cm ²)	-9,25264799	-7,038568	-4,231913
A_{min} RPA (cm ²)	14,55294238	14,794059	15,007932
A_{min} CBA (cm ²)	8,2593	8,2593	8,2593

Tableau V-7 : Calcul d'armatures de V_T avec M_{max} et $N_{corresp}$

Voiles transversales: N_{max} et $M_{corresp}$			
Niveau	RDC+1 ^{ere} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage
M_u (t.m)	-7,745	-5,371	-2,998
N_u (t)	101,342	68,947	36,552
h (m)	3,2	3,2	3,2
d (m)	2,88	2,88	2,88
d' (m)	0,32	0,32	0,32
e_o (m)	-0,077	-0,078	-0,083
e_a (m)	0,016	0,016	0,016
$d-(h/2)$ (m)	1,28	1,28	1,28
Nature section	PC	PC	PC
A	39,16	39,16	39,16
E_o/h	0,024063158	0,0243263	0,0259421
X	1,250368261	1,2503683	1,2503683
N_u (t)	93,27872266	63,454939	33,629905
M_u (t.m)	8,674921207	5,9647643	3,3293606
M_{ua} (t.m)	150,4585796	102,41627	54,446816
μ_{bu}	0,029585248	0,0201385	0,0107061
α_u	0,037545423	0,0254318	0,013455
Z_u (cm)	336,8637861	338,52092	340,15935

A_u (cm^2)	-12,1535517	-8,300224	-4,405909
A_{min} RPA (cm^2)	14,68637861	14,852092	15,015935
A_{min} CBA (cm^2)	8,2593	8,2593	8,2593

Tableau V-8 : Calcul d'armatures de V_T avec N_{max} et $M_{corresp}$ Section adoptée pour V_T : 12HA14 soit 18,45 cm^2

Voiles longitudinales: M_{max} et $N_{corresp}$			
Niveau	RDC+1 ^{ere} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage
M_u (t.m)	-425,921	-187,604	-27,104
N_u (t)	71,302	47,708	24,114
h (m)	3,2	3,2	3,2
d (m)	2,88	2,88	2,88
d' (m)	0,32	0,32	0,32
e_o (m)	-5,974	-3,933	-1,124
e_a (m)	0,016	0,016	0,016
$d-(h/2)$ (m)	1,28	1,28	1,28
Nature section	PC	PC	PC
A	39,16	39,16	39,16
e_o/h	1,865721052	1,2290	0,35125
X	1,250368261	1,2503683	1,2503683
N_u (t)	89,15375776	59,652569	30,15138
M_u (t.m)	534,031009	235,568	34,372573
M_{ua} (t.m)	669,5447208	326,2399	80,202671
μ_{bu}	0,131655147	0,0641498	0,0157706
α_u	0,177117124	0,0829388	0,0198711
Z_u (cm)	317,7703774	330,65397	339,28163

A_u (cm^2)		30,38676004	9,7531196	-1,628103
A_{min} (RPA) (cm^2)		12,77703774	14,065397	14,928163
A_{min} (CBA) (cm^2)		8,2593	8,2593	8,2593

Tableau V-9 : Calcul d'armatures de V_L avec M_{max} et $N_{corresp}$

Voiles longitudinales: N_{max} et $M_{corresp}$			
Niveau	RDC	2	4
M_u (t.m)	-2,704	-1,815	-0,926
N_u (t)	97,143	64,979	32,815
h (m)	3,2	3,2	3,2
d (m)	2,88	2,88	2,88
d' (m)	0,32	0,32	0,32
e_o (m)	-0,028	-0,028	-0,029
e_a (m)	0,016	0,016	0,016
$d-(h/2)$ (m)	1,28	1,28	1,28
Nature section	PC	PC	PC
A	39,16	39,16	39,16
e_o/h	0,008768421	0,0087684	0,0087316
X	1,250368261	1,2503683	1,2503683
N_u (t)	121,464524	81,247679	41,030834
M_u (t.m)	5,344439056	3,5748979	1,8463876
M_{ua} (t.m)	189,9705155	127,07137	64,213256
μ_{bu}	0,037354631	0,0249865	0,0126265
α_u	0,047599577	0,0316334	0,015884
Z_u (cm)	335,4883779	337,67255	339,82706
A_u (cm^2)	-16,2098645	-10,90404	-5,533743
A_{min} (RPA) (cm^2)	14,54883779	14,767255	14,982706

A_{min} (cm^2)	CBA	8,2593	8,2593	8,2593
-------------------------	-----	--------	--------	--------

Tableau V-10 : Calcul d'armatures de V_L avec N_{max} et $M_{corresp}$

Section adoptée pour V_L : 12HA14 soit 18,45 cm^2

✓ **Remarque :** Nous allons adopter le même ferrailage pour tous les niveaux.

✓ **Espacement :** selon le RPA, $S \leq 1,5.a$ ou 30 cm $S \leq 1,5.20 = 30$,
on prend $S = 30$ cm.

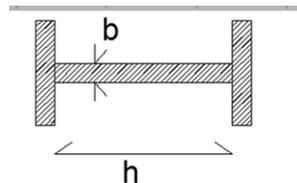
• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Avec $\tau = 1,4.V_u/b.d$; cette valeur doit être comparée avec $\tau_b' = 0,2.f_{c28} = 5$ MPa

Voile	V_u (MN)	b (m)	h (m)	d (m)	τ (MPa)	τ_b (MPa)
V_{T3}	0,024	0,2	3,2	2,88	0,05	5
V_{L1}	0,32	0,2	3,2	2,88	0,77	5

Tableau V-11 : Contraintes de cisaillement de V_T et V_L

Pour ces voiles la contrainte τ est inférieure à 5 MPa.



✓ **Les armatures horizontales :**

L'effort tranchant provoque des fissures inclinées à 45° , pour cela, on dispose des armatures horizontales en deux nappes placées à l'extérieur des barres verticales, pour empêcher leur flambement. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 45° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

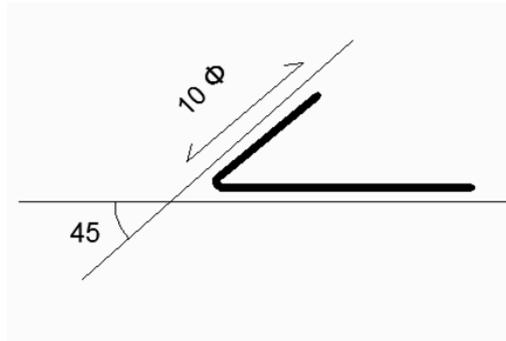


Figure V-13 : Crochet des barres horizontales

Ces armatures (horizontales) sont calculées avec :

$$A_h (\%) = (\tau_b - 8) \cdot 100 / (\sigma_{sc}) \text{ avec } (\delta, \tau_b, \sigma_{sc}) \text{ en bars}$$

$A_h (\%)$: calculée par rapport à la section brute, doit être supérieur à la valeur minimale indiquée ci-dessous :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 \cdot f_{c28} \longrightarrow A_h \geq 0,0015 \cdot h \cdot a \text{ (h.a : dimension de la section)}$$

$$\text{Pour } 0,025 \cdot f_{c28} < \tau_b \leq 0,12 \cdot f_{c28} \longrightarrow A_h \geq 0,0025 \cdot h \cdot a$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0,12 \cdot f_{c28} \longrightarrow \text{on augmente h}$$

Remarque : Cette section A_h , doit être distribuée d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur.

Selon le RPA, le pourcentage minimum d'armatures transversales et verticales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile, 0,15%
- En zone courante, 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 \cdot a \quad (a : \text{épaisseur du voile})$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales et verticales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des effets est possible.
 - $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

✓ **Refend V_T :**

$$A_h = (\tau - 8).100 / (\sigma_{sc}) = (0,5 - 8).100 / 3480 = -0,229\%$$

(le signe – implique que théoriquement la section n'a pas besoin d'armatures transversales)

$$\tau_b = 0,05 \text{ MPa} < 0,025.f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,0015.380.20 = 11,4 \text{ cm}^2$$

Soit $11,4 \text{ cm}^2$ distribuée d'une façon uniforme sur la totalité de la hauteur du mur.

✓ **Refend V_L :**

$$A_h = (\tau - 8).100 / (\sigma_{sc}) = (0,655 - 8).100 / 3480 = -0,212 \%$$

$$\tau_b = 0,05 \text{ MPa} < 0,025.f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,0015.380.20 = 11,4 \text{ cm}^2$$

Soit $11,4 \text{ cm}^2$ distribuée d'une façon uniforme sur la totalité de la hauteur du mur.

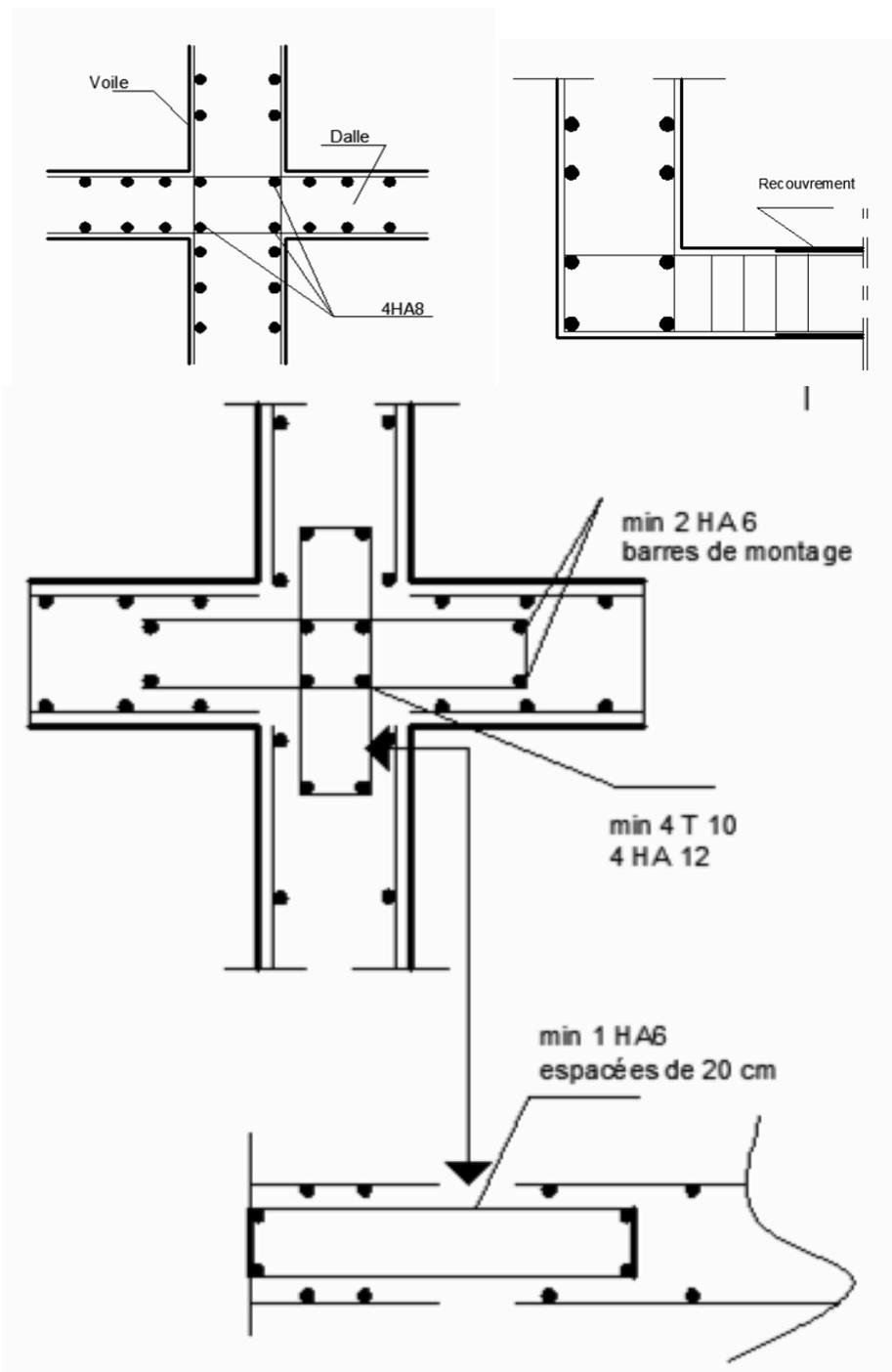
Selon le RPA, $A_h \geq 0,15\%$, donc pour une bande de 1 m de largeur, on a :

$$A_h \geq 0,15.20.100/100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec l'espacement exigé par le RPA cité ci-dessus, on adopte 4HA10/ml avec un espacement $S = 25 \text{ cm}$, en deux nappes pour tous les voiles.

Ces armatures doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage la plus voisine, avec une distance libre entre la génératrice de l'armature horizontale et la paroi du coffrage, égale au moins à 1 cm.

- Dispositions constructives pour le ferrailage des refends :



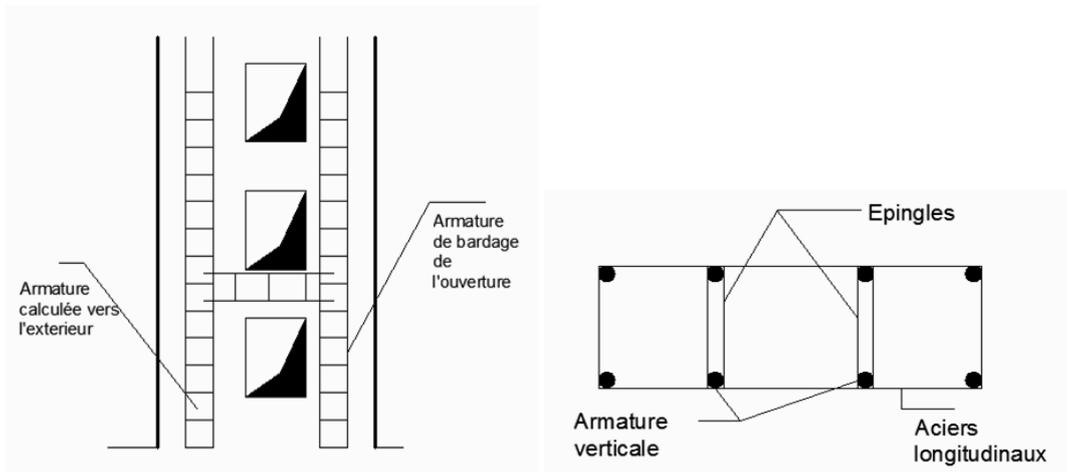


Figure V-14 : Dispositions constructives pour le ferraillage des refends

VI- Étude des fondations (radier générale)

Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques .

- Le choix de type de fondation dépend de :
 - ✓ Type d'ouvrage à construire.
 - ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
 - ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
 - ✓ La raison économique.
 - ✓ La facilité de réalisation.

VI- 1-Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI- 2-Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

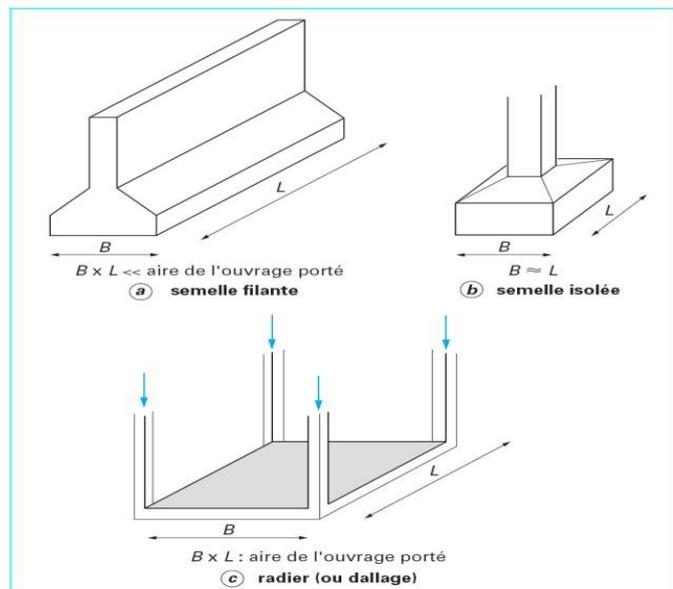


Figure -VI- 1 :différentes types de fondations

VI- 3-Combinaison d'action :

- ELS ($G + Q$) pour le dimensionnement.
- ELU ($1.35G + 1.5Q$) pour le ferrailage.
- Accidentelle ($0.8G \pm E$) pour la vérification.

VI- 4-Calcul des surfaces revenant aux semelles :

La contrainte admissible est déduite de la contrainte ultime par les formules suivantes

VI- 4-1-Semelle isolé

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \quad A = B \text{ (semelles carrées)}$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

• **Exemple**

$$N_{ser} = 937,73 \text{ KN}, \sigma_{sol} = 2.00 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.2 \text{ m}, A = 2.2 \text{ m}$$

• **Remarque**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI- 4-2-Semelles filantes

➤ **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}.L}$$

La surface des semelles filantes sous voiles est : $S = 85,68 \text{ m}^2$

$$S_{\text{semelles}} = 34 * 2,2 * 2,2 = 164,56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 316,13 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Tot}} = 164,56 + 85,68 = 250,24 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{250,24}{316,13} = 0,79$$

La surface totale des semelles représente 79 % de la surface du bâtiment.

- **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général

VI- 5-Pré dimensionnement de radier général :

➤ **Épaisseur de Nervure du radier :**

L'épaisseur (hr) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Formule empirique :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à : $h \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{485}{10} = 48,5 \text{ cm}$.

Avec L_{max} = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

- **Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} ; L_{\text{max}} = 5,2 \text{ m} \implies 61 \text{ cm} \leq hr \leq 97 \text{ cm}$$

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{\text{max}} / \pi$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

L_{max} : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée (E_{vj} 10819MPa).

b_1 : Largeur de la 1^{ère} type de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm

$$b_1 = 100 + 10 = 110 \text{ cm.}$$

I : Inertie de la section du radier. ($I = b \times h \times r^3 / 12$).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{ MPa}$).

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4,85\right)^4 \frac{40}{10819}} = 69,10 \text{ cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est $hr = 90 \text{ cm}$; $b = 45 + 10 = 55 \text{ cm}$.

➤ **Épaisseur de la dalle du radier :**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$

Avec : L_{max} = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

• **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} ; L_{max} = 5,2 \text{ m} \implies 65 \text{ cm} \leq hr \leq 104 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de $h_d = 65 \text{ cm}$ pour la dalle du radier

➤ **Calcul de la surface de radier :**

$$S_{radier} = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sum Ri$: La somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS** et les combinaisons accidentelles selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4)** suivant : **G+Q±E** et **0,8G±E** réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

$$N_{ser} = 32569,5959 \text{ KN}$$

$$N_{ACC(MAX)} = 32580,1536 \text{ KN}$$

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\text{max}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{32580,1536}{200} = 162,90 \text{ m}^2$$

$$S(\text{bâtiment}) = 316,13 \text{ m}^2 > S(\text{radier}) = 162,90 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier,

Donc : ajouté un débordement (D)

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D * 2 * (Lx + Ly)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

Lx : longueur en plan (31,3m)

Ly : largeur en plan (10,10 m)

➤ **Calcul du débordement :**

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

Choix : $L_d = 40 \text{ cm}$; $\Rightarrow S(\text{radier}) = S(\text{bâtiment}) + S(\text{débord})$

$$S(\text{radier}) = 316,13 + 33,12 = 349,25 \text{ m}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u = V_u / (b \times d) \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$V: \text{L'effort tranchant ultime } Vu = (qu \times L_{\text{max}}) / 2 = \frac{Nu \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

Avec : $Nu = 1,35 \times N_{\text{max}} + 1,35 \times \text{Poids radier}$

$$Nu = 1,35 \times 32580,1536 + 1,35 \times 8802,1294 = 55866,08205 \text{ KN}$$

$$Nu = 55866,08205 \text{ KN}$$

L : La longueur maximal d'une bande de 1m, $L = 5,20\text{m}$

$$Vu = (qu \times L_{\text{max}}) / 2 = \frac{55866,08205 \times 1,2}{349,25} \times \frac{5,2}{2} = 0,499 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique .On doit vérifier : $W \geq \alpha \times \gamma \times h \times Sr$

Avec :

W : Poids propre total de la bâtiment à la base du radier

$$W = GT + \text{Grad} = 32,58 + 8,8 = 41,38 \text{ MN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 3,50 \text{ m}$).

Sr : Surface du radier ($Sr = 349,25 \text{ m}^2$)

$$\alpha \times \gamma \times h \times Sr = 1,5 \times 10 \times 2,00 \times 371,86 = 11155,8 \text{ KN} = 11,16 \text{ MN} < W = 41,38 \text{ MN}$$

⇒ Aucun risque de soulèvement de la bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

➤ **Vérification au non poinçonnement :**

Selon **BAEL 91 révisée 99 (Art A.5.24)**

Il s'agit de vérifier que : $Nu \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$$[\mu_c = (a + h) \times 2 = [(0,6 + 1,0) \times 4] = 6,4 \text{ m}]$$

Nu : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ($Nu = 2523,22 \text{ KN}$)

h : Epaisseur totale du radier (65cm)

$$\text{Donc } \frac{0,07 \times 6,4 \times 0,65 \times 25000}{1,5} = 4853,33 \text{ KN} > Nu = 2523,22 \text{ KN} \text{ donc}$$

⇒ pas de risque de poinçonnement.

➤ **Caractéristiques géométriques du radier :**

La forme du radier de notre projet est rectangulaire ($32,1 \times 10,9$) m^2 avec un débordement de 4,0 m, On doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier :

$$\left. \begin{array}{l} X_G = 15,65 \text{ m} \\ Y_G = 5,05 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} I_x = ((15,65 \times 2) \times (5,05 \times 2)^3) / 12 = 2687,37 \text{ m}^4 \\ I_y = ((5,05 \times 2) \times (15,65 \times 2)^3) / 12 = 25809,12 \text{ m}^4 \end{array}$$

➤ **Calcul des contraintes sous fondation :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_R}{I} \times V$$

M_R : Moment fléchissant dû au séisme.

N_s : Effort dû à $G + Q$.

σ_m : Contrainte moyenne de la charge répartie par unité de surface.

On doit vérifier :

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \times V \leq 1,3 \times \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $\sigma_m = 1,3 \times \bar{\sigma}_{sol} = 1,3 \times 20 = 26 \text{ t/m}^2$

• **Sens transversal :**

On adopte une dalle de propreté sous le radier général d'épaisseur 10 cm.

$$N_s = 45290,94 + \text{Poids propre de la dalle de propreté} = 45290,94 + 349,25 \times 0,1 \times 25$$

$$N_s = 46164,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} + \frac{M_{Rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{32580,1536}{349,25} + \frac{28516,18}{25809,12} \times 5,05 = 9,9 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} - \frac{M_{Rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{32580,1536}{349,25} - \frac{28516,18}{25809,12} \times 5,05 = 8,77 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{my} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 9,9 + 8,77}{4} = 9,61 \text{ t/m}^2 < 1,3\sigma_{sol} = 26 \text{ t/m}^2$$

• **Sens longitudinal :**

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{32580,1536}{349,25} + \frac{27873,87}{2687,37} \times 15,65 = 25,50 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} - \frac{M_{Ry}}{I_x} \times X_G = \frac{32580,1536}{349,25} - \frac{27873,87}{2687,37} \times 15,65 = -6,90 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{mx} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 24,99 - 7,47}{4} = 17,25 \text{ t/m}^2 < 1,3\sigma_{sol} = 26 \text{ t/m}^2$$

La contrainte prise en considération dans les calculs de ferrailage est :

• **Sens transversal :**

$$q = \sigma_{my} - \frac{N_{rad}}{S_{rad}} = 9,61 - \frac{8802,1294}{349,25} = 15,59 \text{ t/m}^2$$

• **Sens longitudinal :**

$$q = \sigma_{mx} - \frac{N_{rad}}{S_{rad}} = 16,88 - \frac{8802,1294}{349,25} = 8,32 \text{ t/m}^2$$

VI- 6-Ferrailage du radier :

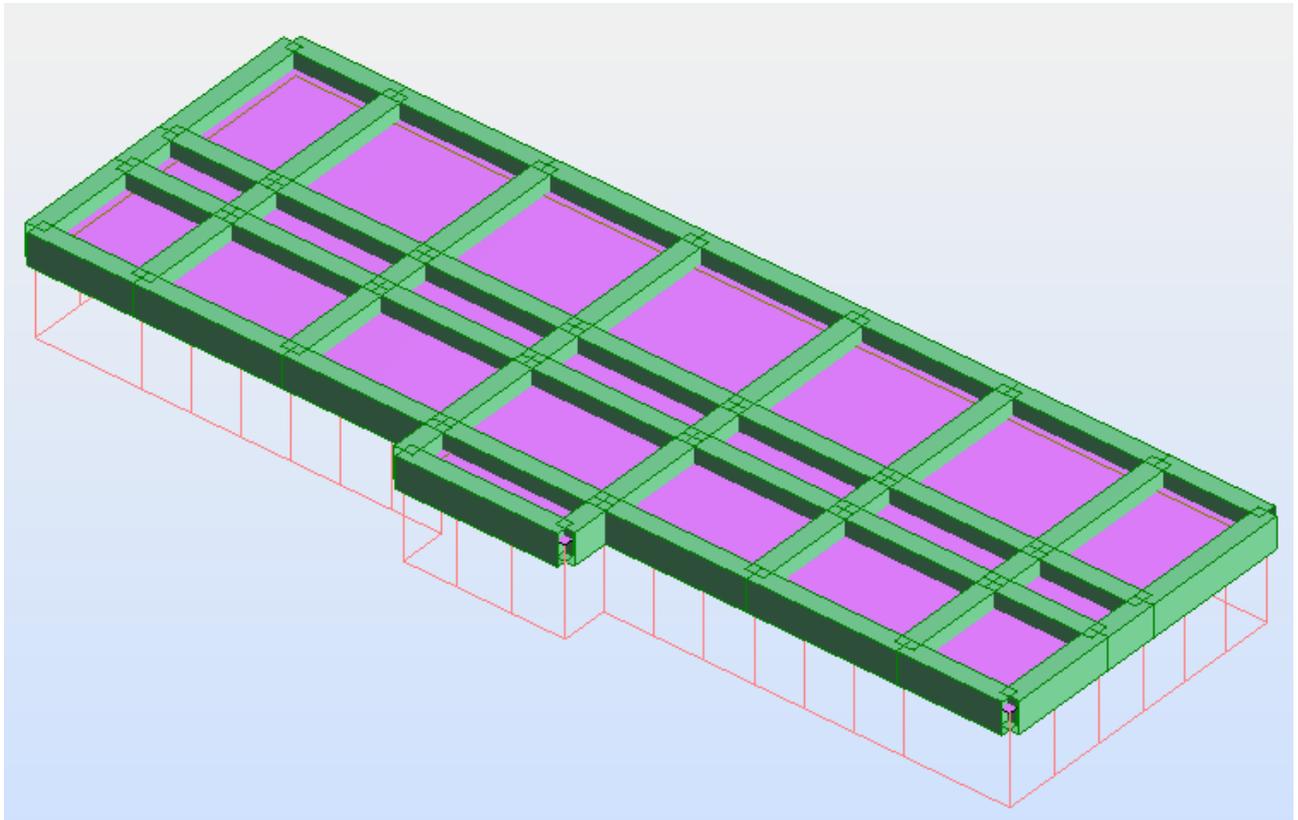


Figure -VI- 2 :schéma de radier général nervuré

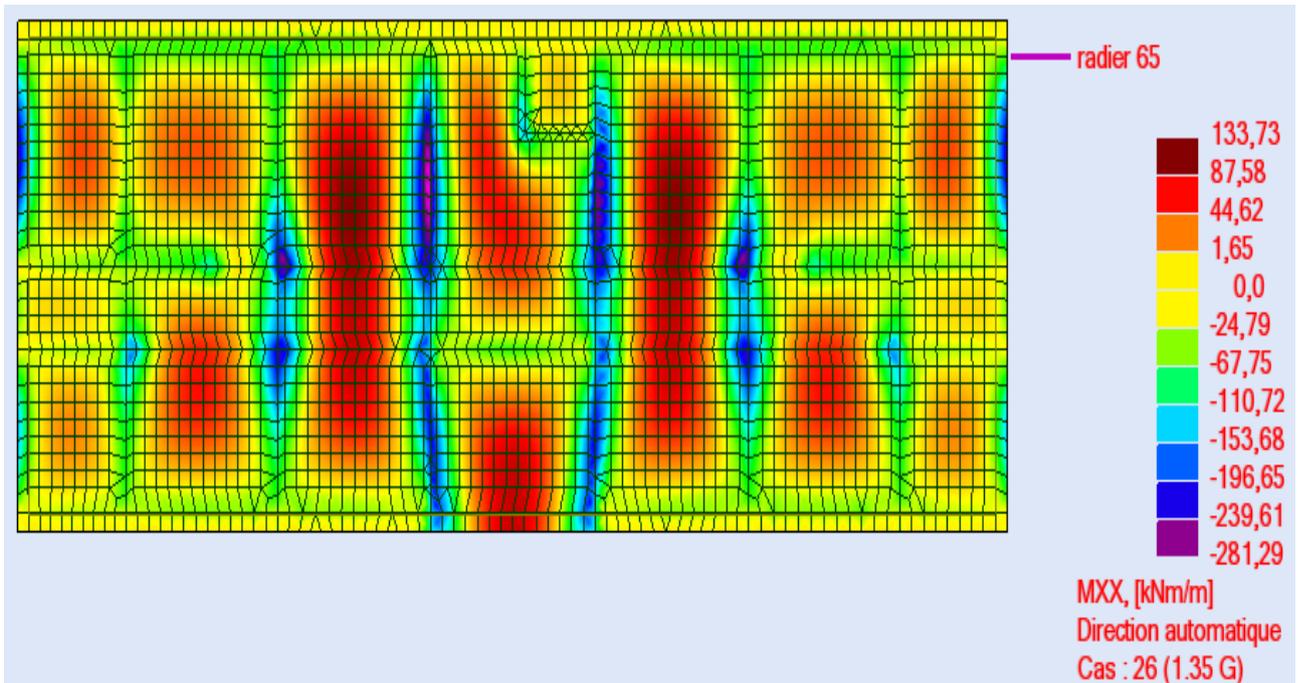


Figure -VI- 3 :différentes sollicitations agissantes aux radier Moment: M_{xx} «ELU»

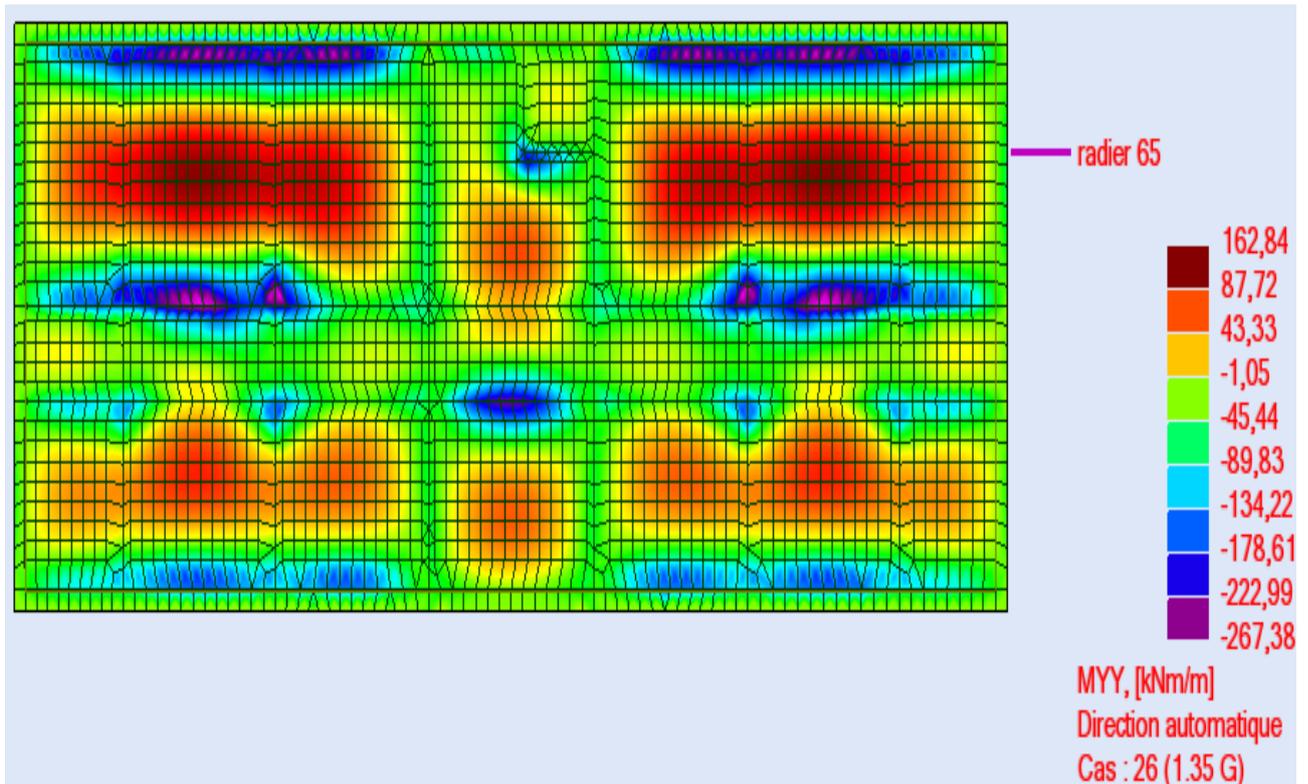


Figure -VI- 4 : différentes sollicitations agissantes aux radier Moment: M_{yy} «ELU»

➤ **Calcul de Ferrailage de la dalle radier :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « $0,65 \times 1,00$ » m^2 et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY' .

Calcul de ferrailage à l'ELU :

- **En travée:**

- **Ferrailage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{133,73 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,58)^2} = 0,028$$

$$\mu_u = 0,028 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028})$$

$$\alpha = 0,036$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,58 \times (1 - 0,4 \times 0,036)$$

$$Z = 0,571 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{113,73}{0,571 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 5,73 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6×HA14** de section **9,24cm²/ml**.

• Ferrailage suivant **Ly** :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{162,84 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,58)^2} = 0,034$$

$$\mu_u = 0,034 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 0,043$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,58 \times (1 - 0,4 \times 0,043)$$

$$Z = 0,570 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{162,84}{0,570 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 8,21 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6×HA14** de section **9,24 cm²/ml**.

▪ Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 7,85 \text{ cm}^2$$

Donc : $9,24 + 9,24 = 18,48 \text{ cm}^2 > 7,85 \text{ cm}^2$ ⇒ Condition vérifiée.

• En appui :

▪ Ferrailage suivant **Lx** :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{281,29 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,58)^2} = 0,059$$

$$\mu_u = 0,059 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,059})$$

$$\alpha = 0,076$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,58 \times (1 - 0,4 \times 0,076)$$

$$Z = 0,562 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{281,29}{0,562 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 14,39 \text{ cm}^2$$

On adopte : $8 \times \text{HA16}$ de section $16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Ferrailage suivant L_y :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{267,38 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,58)^2} = 0,056$$

$$\mu_u = 0,056 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056})$$

$$\alpha = 0,072$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,58 \times (1 - 0,4 \times 0,072)$$

$$Z = 0,563 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{267,38}{0,563 \times 347,83 \times 10^{-1}} = 13,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : $8 \times \text{HA16}$ de section $16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Vérification de Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 7,85 \text{ cm}^2$$

Donc : $16,08 + 16,08 = 32,16 \text{ cm}^2 > 7,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

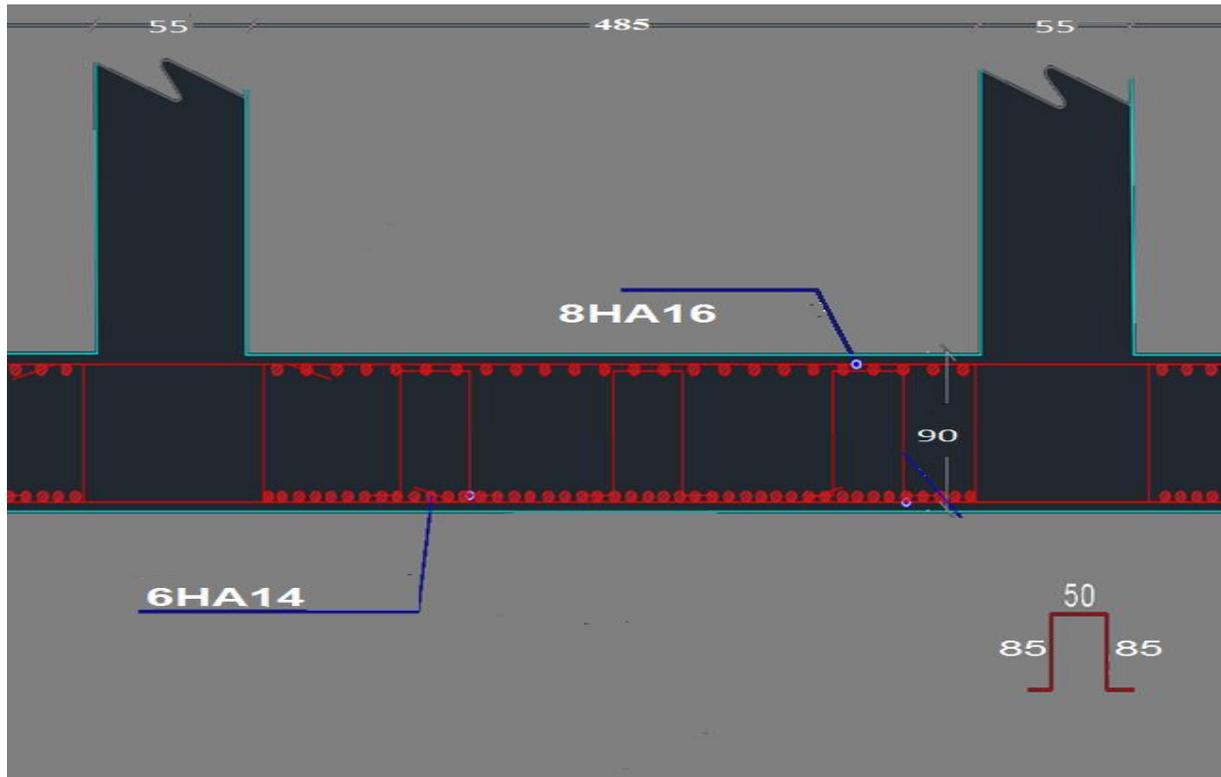


Figure -VI- 5 :Coupe de ferrailage de la dalle de radier général

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

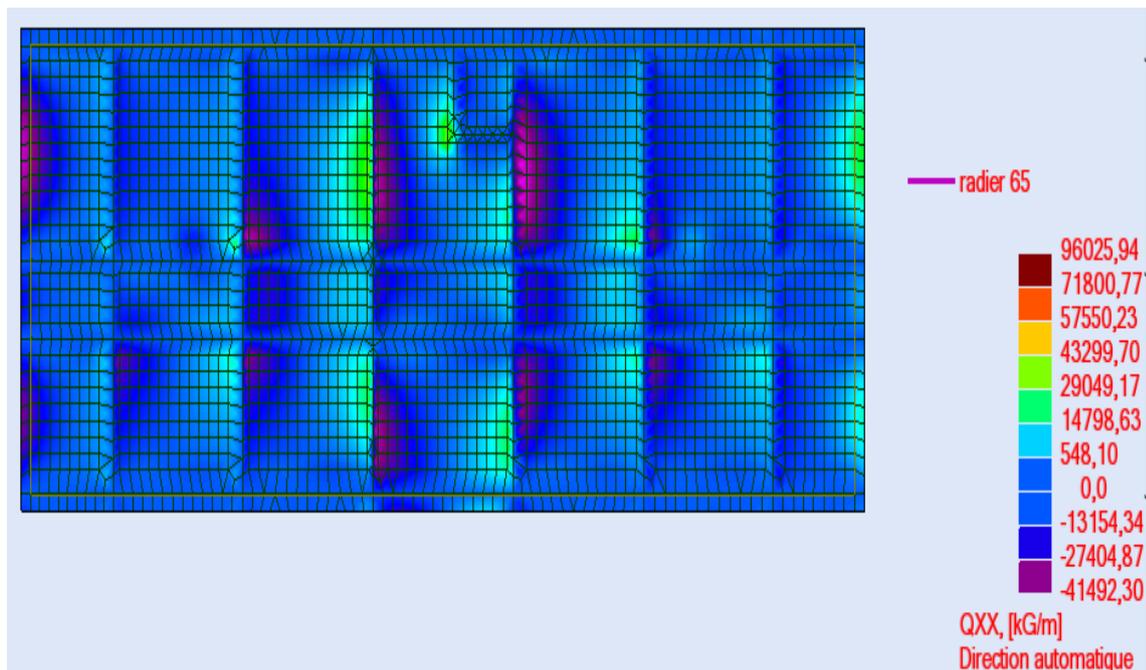


Figure -VI- 6 :différentes sollicitations agissantes au radier effort tranchant

$$T_{xx} \text{ «ELU»}$$

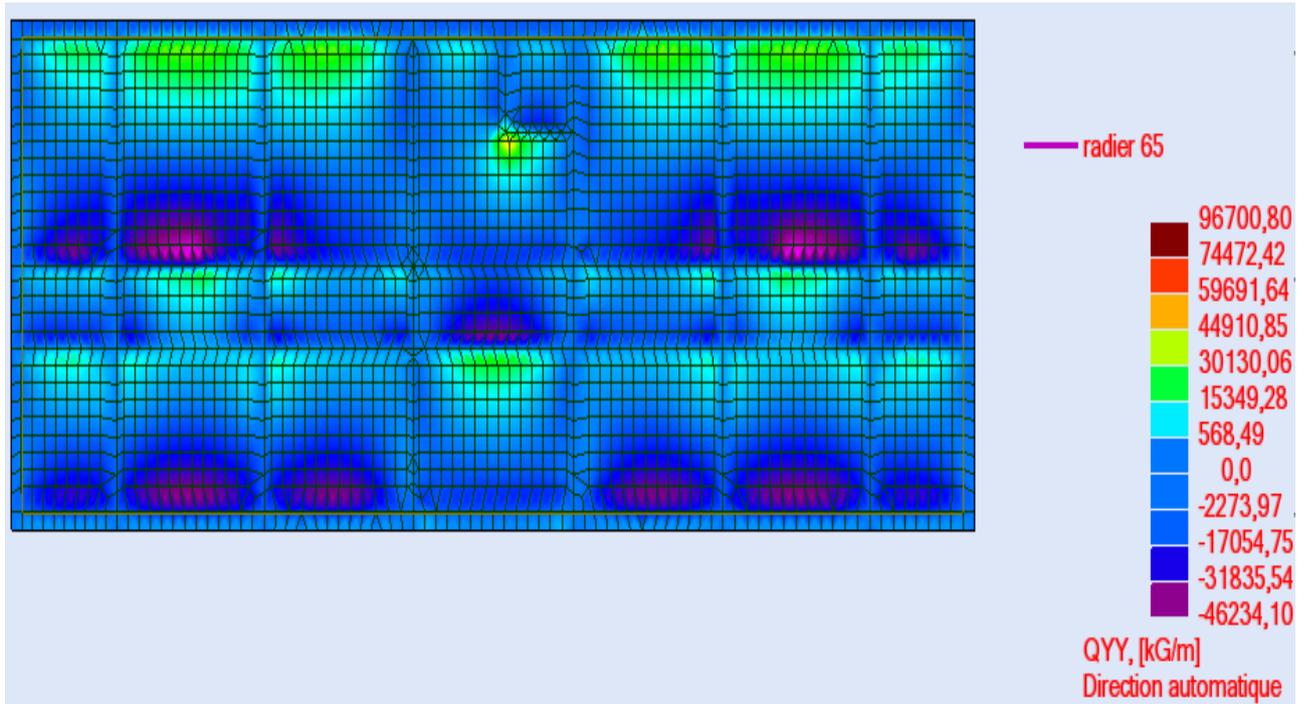


Figure -VI- 7:différentes sollicitations agissantes au radier effort tranchant:

$$T_{yy} \text{ «ELU»}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{967,00 \times 10^{-3}}{1,0 \times 0,58} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_{ul} = 2,50 \text{ MPa} > \tau_u = 1,67 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Calcul de l'espacement : D'après le (BAEL91 révisée 99) :

$$S_t = \min (0,9 \times d ; 40) \text{ cm} \longrightarrow S_t = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$ de armatures longitudinales.

$S_t = 10 \text{ cm}$ de armatures transversales.

- Longueur de la zone nodale:

$$h' = 2 \times 0,65 = 130 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99/version 2003 (Fig.7.2)}$$

$$h' = 130 \text{ cm}$$

➤ *Calcul de Ferrailage de nervure :*

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionnée dans la figure suivante :

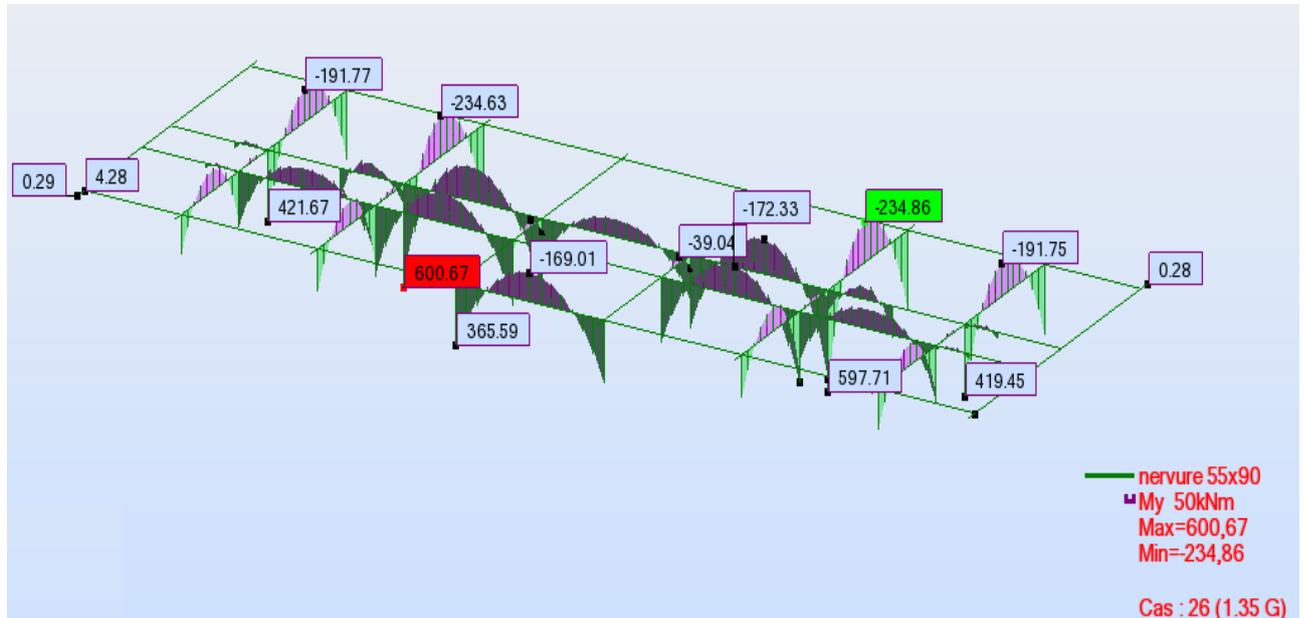


Figure -VI- 8 : exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures

✓ *Ferrailage de nervure :*

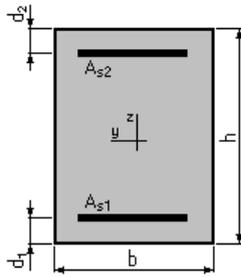
• *ELU :*

▪ *En travée :*

► *Hypothèses:*

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- *Fissuration très préjudiciable*
- *Prise en compte des armatures comprimées*
- *Pas de prise en compte des dispositions sismiques*
- *Calcul suivant BAEL 91 mode 99*

► **Section:**

$$b = 55,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 90,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

► **Moments appliqués:**

	$M_{max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	600,67	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

► **Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique

$$A_{s1} = 20,8 \text{ (cm}^2\text{) Section théorique}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section minimum

$$A_s \text{ min} = 5,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{théorique } \rho = 0,43 \text{ (\%)}$$

$$\text{minimum } \rho_{min} = 0,10 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

$$\text{Cas ELU } M_{max} = 600,67 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad M_{min} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 11,6 \text{ (cm)}$ Bras de levier: $Z = 82,8 \text{ (cm)}$ Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,53 \text{ (\%)}$ Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$$

On adopte : $8 \times \text{HA}20/\text{ml}$ de section $25,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On adopte aussi 4×HA12 de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures).

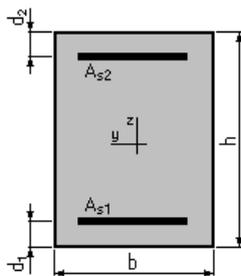
- **En appui :**

► **Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

► **Section:**



$$b = 55,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 90,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

► **Moments appliqués:**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-234,86
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

► **Résultats:**

Sections d'Acier:

Section théorique

$$A_{s2} = 7,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$A_{s1} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique

Section minimum $A_s \text{ min} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 0,16 \text{ (\%)}$
 minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\text{min}} = -234,86 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 85,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,53 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

On adopte : **4×HA20/ml** de section **12,57 cm²/ml**.

On adopte aussi **4×HA12** de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures).

- **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 5,98 \text{ cm}^2$$

Donc : $25,13 + 12,57 + 4,52 = 42,22 \text{ cm}^2 > 5,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Condition du RPA 99 / version 2003

$A_{\text{min}} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 55 \times 90 = 24,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{b \times d} \tau_u = \frac{942,00 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,81} = 2,11 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$; $\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée.**

- **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales : $\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_i; \frac{b}{10} \right)$

$\phi_t \leq \text{Min} (2,57 ; 2,00 ; 5,50)$

On prend : $\phi_t = \Phi 10 \text{ mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le **RPA 99/version2003**(Art 7.4.2.2) on a :Zone nodale $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30cm \right)$

$St \leq \min (50 ; 12\phi_t; 30cm)$ On prend : $St = 10cm$

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45cm$; On prend : $St = 15cm$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

$10\phi_t = 10 \times 2,0 = 20 cm$; alors on adopte longueur de $15 cm$

- Longueur de la zone nodale :

$h' = 2 \times 90 = 180cm$**RPA99/version2003**(FIG.7.2)

$h' = 180 cm$

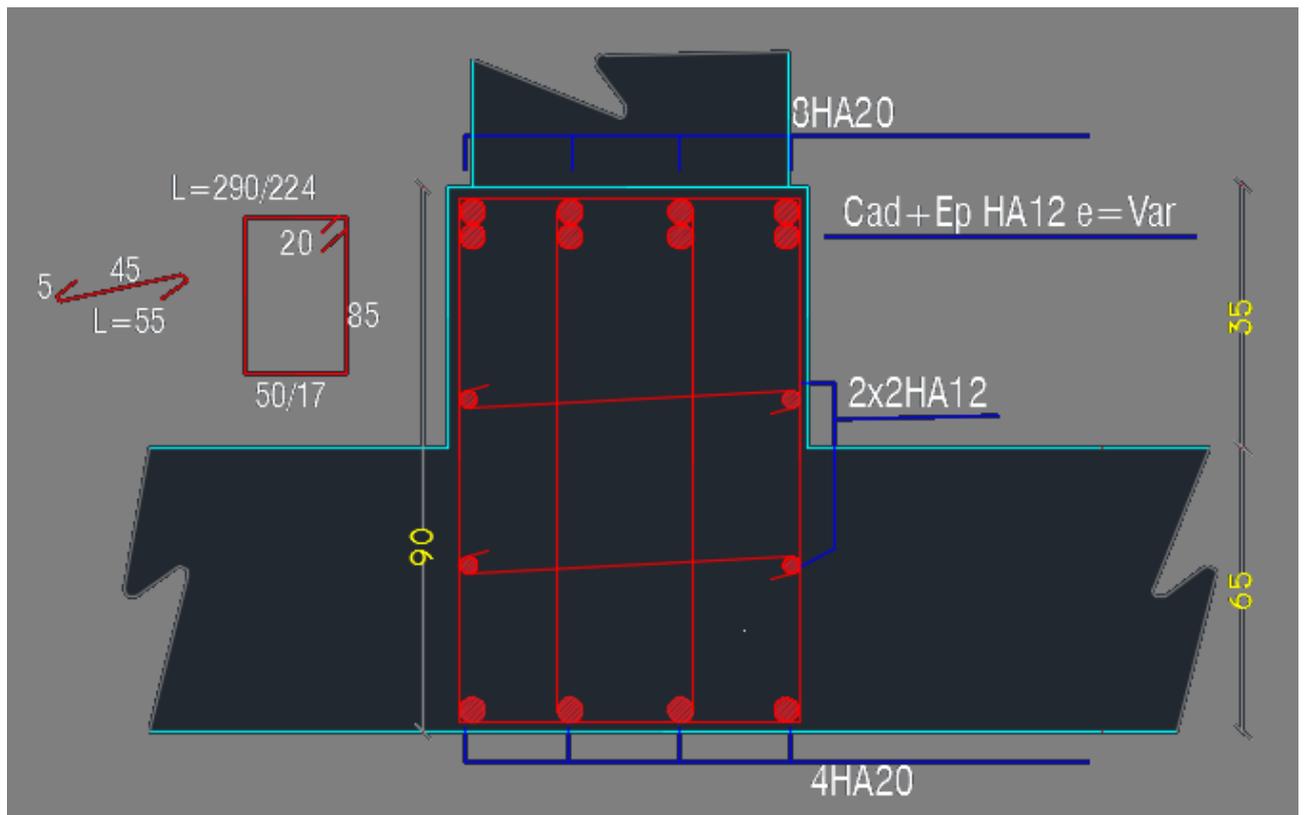


Figure -VI- 9 :coupe de ferrailage des nervures aux niveaux d'appuis

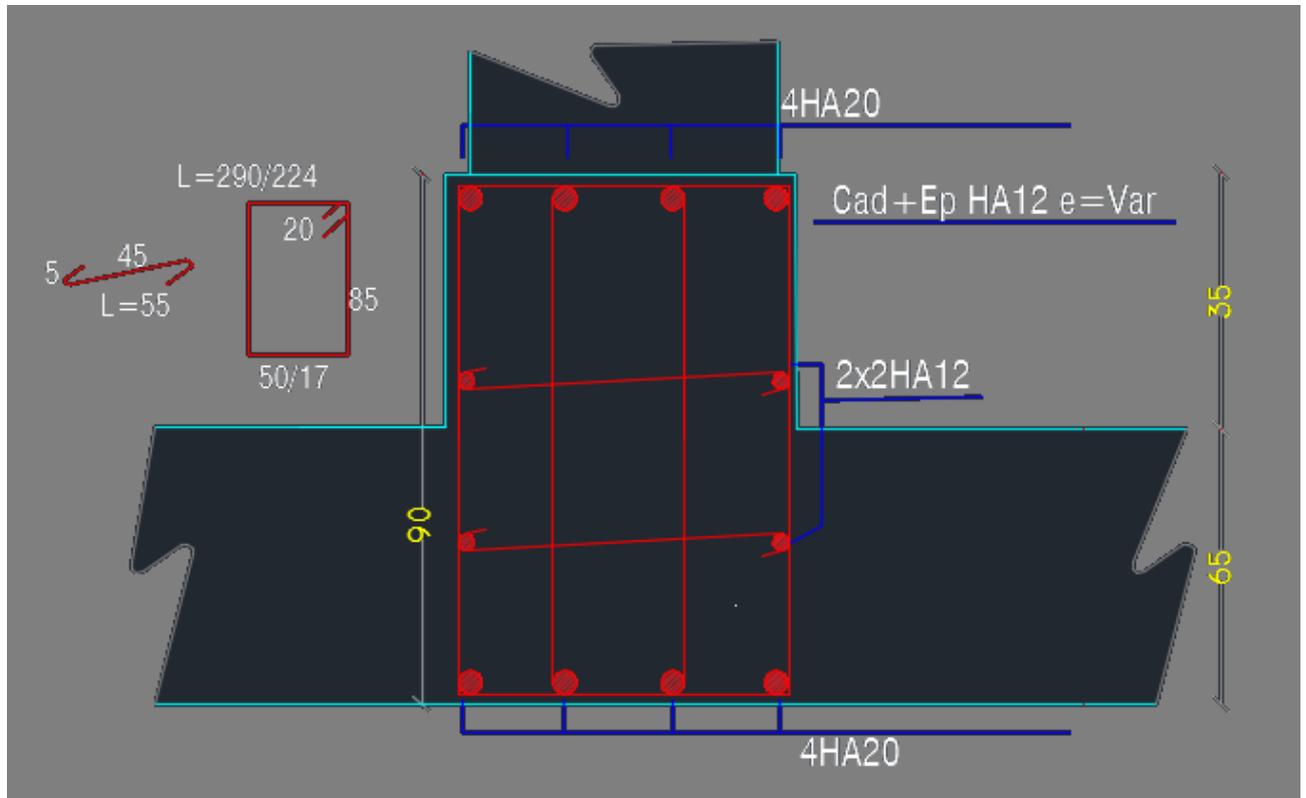


Figure -VI- 10 :coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de travée

Conclusion

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser et étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sur, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de master II, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographie

Règlements:

- **[RPA99]** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- **[BAEL91]** : béton armé aux états limite.
- **[CBA93]** : calcul des ouvrages en béton armé.
- **[DTR]** : Document technique réglementaire DTR.B.C.2.2

Livre:

- *Calcul des ouvrages en béton armé* (Mr : BELAZOUGHI)
- *Cours en béton armé BAEL 91* (Mr: Jean Pierre Mougin)
- *Calcul des ouvrages en béton armé (ReglesCBA93 RPA2003)*
(Dr : y.Cheraït)
- *Conception des bâtiments en zone sismique* (Dr : y.Cheraït)

Cours:

- *Cours en béton armé (3^{ème} année licence et master1).*
- *Mémoires de fin d'étude en G.civil*

Logiciels

- *Robot 2010*
- *Auto CAD2007*
- *Socotec et expert*
- *Excel2007 et Word 2007*